



## **VALLECAUCANA DE AGUAS S.A E.S.P.**



### **Diagnostico y Análisis de Alternativas del Tratamiento del Sistema de Acueducto y Alcantarillado del Municipio de Bugalagrande – Corregimiento de Paila Arriba**

CONTRATO N° 062 de 2013

CONTRATO DE CONSULTORÍA No. VA-04-01-06.062-2012  
ESTUDIOS Y DISEÑOS COMO PREINVERSIÓN EN EL SECTOR DE AGUA Y  
SANEAMIENTO DEL PDA GRUPO 3



Cali, Abril de 2013



**DIAGNÓSTICO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS  
SISTEMA DE ACUEDUCTO  
MUNICIPIO DE BUGALAGRANDE  
CORREGIMIENTO DE PAILA ARRIBA**

CONTRATO N° 062 de 2013

**CONTRATO DE CONSULTORÍA No. VA-04-01-06.062-2012  
ESTUDIOS Y DISEÑOS COMO PREINVERSIÓN EN EL SECTOR DE AGUA Y  
SANEAMIENTO DEL PDA GRUPO 3**

**CÓDIGO: INF01-PAI-062**

<b>ESTADO DE REVISIÓN Y APROBACIÓN</b>					
<b>VERSIÓN</b>	<b>FECHA</b>	<b>OBJETO</b>	<b>ELABORADO POR:</b>	<b>REVISADO POR:</b>	<b>APROBADO POR:</b>
01	26/04/13	Elaboración de Informe	Ing. Oscar Eduardo Guerrero Chapal	Ing. Jorge Arturo Restrepo Giraldo	Ing. Carlos Humberto Novoa Lozano
02	14/06/13	Ajustes en Población y Demanda, Diagnóstico y Alternativas de Optimización	Ing. Oscar Eduardo Guerrero Chapal	Ing. Jorge Arturo Restrepo Giraldo	Ing. Carlos Humberto Novoa Lozano

## CONTENIDO

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>14</b>
<b>1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO</b>	<b>16</b>
<b>1.1 ASPECTOS FÍSICOS</b>	<b>16</b>
1.1.1 Historia	16
1.1.2 Localización Geográfica	17
1.1.3 Límites	18
1.1.4 División Territorial	18
1.1.4.1 <i>Área Urbana</i>	18
1.1.4.2 <i>Área Rural</i>	19
1.1.5 Áreas	19
1.1.6 Vías De Comunicación	20
1.1.7 Hidrografía	21
1.1.8 Hidrogeología	25
1.1.9 Climatología	26
1.1.9.1 <i>Precipitación</i>	28
1.1.9.2 <i>Temperatura</i>	29
1.1.9.3 <i>Evaporación</i>	31
1.1.9.4 <i>Humedad Relativa</i>	32
1.1.9.5 <i>Brillo Solar</i>	32
1.1.9.6 <i>Viento</i>	33
1.1.10 Tipos de Suelo	33
1.1.10.1 <i>Asociación Paila Arriba (PA)</i>	33
1.1.10.2 <i>Asociación Llanadas (LL)</i>	35
1.1.10.3 <i>Asociación Zarzal (ZA)</i>	37
1.1.10.4 <i>Asociación Holguín (HO)</i>	38
1.1.11 Fisiografía	40
1.1.12 Cartografía	41
1.1.13 Geología	41
1.1.13.1 <i>Estratigrafía</i>	42
1.1.13.2 <i>Geomorfología</i>	43
1.1.13.3 <i>Geología Estructural</i>	45
1.1.13.4 <i>Geología Económica</i>	46
1.1.14 Materiales de Construcción	46
1.1.15 Pavimentos	47
1.1.16 Servicios Públicos	47
1.1.16.1 <i>Acueducto</i>	47
1.1.16.2 <i>Alcantarillado</i>	48

1.1.16.3 Aseo	48
1.1.16.4 Energía	48
1.1.16.5 Comunicaciones	49
1.1.17 Sismología	49
1.1.18 Zonas de Riesgo Potencial	51
1.1.18.1 Inundaciones	51
1.1.18.2 Fenómenos de Remoción en Masa	52
<b>1.2 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS</b>	<b>53</b>
1.2.1 Población Actual	53
1.2.2 Estratificación	53
1.2.3 Necesidades Básicas Insatisfechas y Población en Miseria	54
1.2.4 Uso del Suelo	55
1.2.4.1 Uso del Suelo Rural	55
1.2.4.2 Uso del Suelo Urbano	56
1.2.5 Vivienda	57
1.2.6 Salud Pública	58
1.2.7 Educación	60
1.2.8 Economía	61
1.2.8.1 Actividades Primarias	61
1.2.8.2 Actividades Secundarias	63
1.2.8.3 Actividades Terciarias	63
1.2.9 Condiciones Sociales	64
1.2.9.1 Organización Político Administrativa y Participación Social	64
1.2.9.2 Equipamiento Colectivo	66
1.2.10 Recreación y Deportes	66
1.2.11 Aspectos Culturales	67
1.2.12 Nivel de Ingresos	68
1.2.13 Tarifas de los Servicios Públicos	68
1.2.14 Disponibilidad de Recursos Humanos	70
<b>2. RECOPIACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE</b>	<b>71</b>
2.1 RESUMEN DE LA INFORMACIÓN RECOPIADA	71
2.2 COMUNICACIÓN CON PERSONAL ADMINISTRATIVO Y OPERATIVO	73
2.3 ESQUEMA DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE BUGALAGRANDE	73
2.4 PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2012 - 2015	74
2.5 PROGRAMAS DE OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO	74
2.6 CARTOGRAFÍA	75
2.7 ESTUDIOS DEMOGRÁFICOS Y SOCIOECONÓMICOS	76
2.8 ESTUDIOS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS Y DE SUELOS	76
2.9 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS Y METEOROLÓGICOS	76
2.10 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS	77
<b>3. ESTUDIOS DE POBLACIÓN Y DEMANDA</b>	<b>78</b>
3.1 INFORMACIÓN CENSAL	78
3.1.1 Análisis Demográfico de la Población Nacional	78
3.1.2 Análisis Demográfico del Departamento del Valle del Cauca	80
3.1.3 Análisis Demográfico del Municipio de Bugalagrande	81
3.2 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN	83
3.2.1 Población Actual	83

3.2.2 Método de Proyección	85
3.2.3 Proyección de Población	86
3.2.4 Población Flotante	87
<b>3.3. PROYECCIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA</b>	<b>87</b>
3.3.1 Definición del Nivel de Complejidad	87
3.3.2 Periodo de Diseño	88
3.3.3 Proyección de la Demanda De Agua	88
3.3.3.1 Dotación per Cápita	88
3.3.3.2 Dotación Neta	88
3.3.3.3 Estimación de las Pérdidas	89
3.3.3.4 Dotación Bruta	91
3.3.3.5 Proyección de Caudales	92
3.3.3.6 Curva de Demanda Horaria	94
<b>4. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS</b>	<b>96</b>
4.1 IDENTIFICACIÓN DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO	96
4.2 DESCRIPCIÓN FÍSICA DE LA CAPTACIÓN DE AGUA	96
4.3 CLIMATOLOGÍA EN LA ZONA DE ESTUDIO	97
4.4 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRECIPITACIÓN	97
4.5 CURVAS IDF	106
4.6 MODELACIÓN HIDROLÓGICA	110
<b>5. DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO</b>	<b>119</b>
<b>5.1 PARÁMETROS DE DISEÑO</b>	<b>119</b>
5.1.1 Nivel de Complejidad del Sistema	119
5.1.2 Período de Diseño	119
5.1.3 Caudal de Diseño	119
5.1.3.1 Captación del Agua	120
5.1.3.2 Líneas de Aducción	120
5.1.3.3 Planta de Tratamiento de Agua Potable	120
5.1.3.4 Redes de Distribución	120
5.1.4 Calidad del Agua	121
5.1.5 Velocidades	121
5.1.6 Presión de Trabajo	122
5.1.7 Alturas de relleno	122
<b>5.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO</b>	<b>122</b>
<b>5.3 DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO</b>	<b>123</b>
5.3.1 Aspectos Institucionales	123
5.3.2 Fuente de Abastecimiento	124
5.3.3 Captación de Agua	129
5.3.3.1 Captación Principal	129
5.3.3.2 Captación Auxiliar	134
5.3.4 Desarenación	134
5.3.4.1 Desarenador Localizado a Continuación de la Captación Lateral	135
5.3.4.2 Desarenador Antiguo	138
5.3.4.3 Desarenador Nuevo	141
5.3.5 Aducción del Agua Cruda	143
5.3.5.1 Aducción Desarenador en Bocatoma al Desarenador Antiguo	143
5.3.5.2 Aducción Desarenador Antiguo al Tanque de Almacenamiento 1	144

5.3.5.3 <i>Aducción Tanque 1 al Tanque Principal de Almacenamiento</i>	147
5.3.6 Almacenamiento de Agua	149
5.3.7 Desinfección	152
5.3.8 Válvulas, Hidrantes y Accesorios	153
5.3.9 Redes de Distribución	160
5.3.9.1 <i>Software de Modelación</i>	160
5.3.9.2 <i>Definición del Programa</i>	160
5.3.9.3 <i>Capacidad de Simulación Hidráulica</i>	161
5.3.9.4 <i>Elementos del Sistema</i>	161
5.3.9.5 <i>Opciones de Análisis Hidráulico</i>	167
5.3.9.6 <i>Resumen de Datos de Entrada</i>	169
5.3.9.7 <i>Distribución de Caudales</i>	171
5.3.9.8 <i>Presiones en la Red de Distribución</i>	172
5.3.9.9 <i>Diámetros Comerciales</i>	173
5.3.9.10 <i>Modelo Hidráulico</i>	173
5.3.9.11 <i>Simulación Hidráulica Escenario Actual 2013</i>	186
5.3.9.12 <i>Simulación Hidráulica Escenario Futuro 2039</i>	194
<b>6. ALTERNATIVAS DE OPTIMIZACIÓN</b>	<b>203</b>
<b>6.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO</b>	<b>203</b>
6.1.1 Problema Identificado	203
6.1.2 Recomendación	203
<b>6.2 CAPTACIÓN DEL AGUA</b>	<b>203</b>
6.2.1 Problema Identificado	203
6.2.2 Recomendación	204
<b>6.3 DESARENADOR</b>	<b>204</b>
6.3.1 Problema Identificado	204
6.3.2 Recomendación	204
<b>6.4 LÍNEAS DE ADUCCIÓN</b>	<b>205</b>
6.4.1 Problema Identificado	205
6.4.2 Recomendación	205
<b>6.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE</b>	<b>205</b>
6.5.1 Problema Identificado	205
6.5.2 Alternativas Para el Tratamiento del agua	205
6.5.3 Diseño Preliminar de las Alternativas	207
6.5.3.1 <i>Prediseño de una Planta FIME</i>	207
6.5.3.2 <i>Prediseño Hidráulico Planta Convencional</i>	211
6.5.4 Evaluación de Las Alternativas	247
6.5.4.1 <i>Evaluación Económica</i>	248
6.5.4.2 <i>Evaluación Aspectos de Operación y Mantenimiento</i>	254
6.5.4.3 <i>Evaluación Técnica</i>	254
6.5.4.4 <i>Aspectos de Vulnerabilidad y Contingencia</i>	254
6.5.4.5 <i>Aspectos Sociales y Ambientales</i>	254
6.5.4.6 <i>Evaluación Final</i>	255
<b>6.6 ALMACENAMIENTO</b>	<b>255</b>
6.6.4 Problema Identificado	255
6.6.5 Recomendación	256
<b>6.7 RED DE DISTRIBUCIÓN</b>	<b>256</b>

6.7.4	Problema Identificado	256
6.7.5	Recomendación	256

## LISTADO DE TABLAS

	<b>Pág.</b>
Tabla 1-1. Áreas Municipio de Bugalagrande	19
Tabla 1-2. Sistema Hidrográfico Municipio de Bugalagrande	23
Tabla 1-3. Estaciones Meteorológicas Municipio de Bugalagrande	27
Tabla 1-4. Asociaciones de Suelos Municipio de Bugalagrande	34
Tabla 1-5. Datos de Población Históricos Municipio de Bugalagrande	53
Tabla 1-6. Estratificación Socioeconómica Municipio de Bugalagrande	54
Tabla 1-7. NBI y Población en Miseria Municipio de Bugalagrande	55
Tabla 1-8. Uso del Suelo Rural Municipio de Bugalagrande	56
Tabla 1-9. Tipo de Vivienda Municipio de Bugalagrande	57
Tabla 1-10. Tenencia de Vivienda Municipio de Bugalagrande	57
Tabla 1-11. Afiliación al SGSSS Municipio de Bugalagrande	58
Tabla 1-12. Morbilidad y Mortalidad Municipio de Bugalagrande	59
Tabla 1-13. Indicadores Demográficos Municipio de Bugalagrande	59
Tabla 1-14. Establecimientos Educativos Municipio de Bugalagrande	60
Tabla 1-15. Organizaciones Sociales Municipio de Bugalagrande	65
Tabla 1-16. Equipamiento Colectivo Municipio de Bugalagrande	66
Tabla 1-17. Estructura Tarifaria Servicio de Acueducto Municipio de Bugalagrande	68
Tabla 1-18. Estructura Tarifaria Servicio de Alcantarillado Municipio de Bugalagrande	69
Tabla 1-19. Estructura Tarifaria Servicio de Energía Eléctrica Municipio Bugalagrande	69
Tabla 1-20. Estructura Tarifaria Servicio de Gas Natural Municipio de Bugalagrande	69
Tabla 2-1. Resumen de la Información Recopilada Corregimiento de Paila Arriba	71
Tabla 3-1. Información Censal de Colombia Periodo 1938 - 2005	79
Tabla 3-2. Información Censal Departamento del Valle del Cauca Periodo 1964 - 2005	80
Tabla 3-3. Información Censal Municipio de Bugalagrande Periodo 1964 - 2005	82
Tabla 3-4. Proyección Poblacional Corregimiento de Paila Arriba	86
Tabla 3-5. Proyección Pérdidas Corregimiento de Paila Arriba	91
Tabla 3-6. Proyección Dotación Bruta Corregimiento Paila Arriba	92
Tabla 3-7. Proyección Curva Demanda Corregimiento Paila Arriba	92
Tabla 3-8. Factor de Variación de Consumo Horario Corregimiento Paila Arriba	94
Tabla 4-1. Estaciones Meteorológicas Consultadas	97
Tabla 4-2. Matriz de Correlación Cruzada	99



Tabla 4-3. Precipitación Mensual Total Proyectada a 20 Años	104
Tabla 4-4. Tormentas Máximas en 24 Horas en mm (Bugalagrande)	109
Tabla 4-5. Tabla de Caudales en diferentes Tiempos de Retorno	114
Tabla 4-6. Variación del Índice SOI 1991 - 2010	115
Tabla 5-1. Parámetros de Calidad del Agua	121
Tabla 5-2. Parámetros Físicoquímicos Río San Marcos	125
Tabla 5-3. Parámetros Microbiológicos Río San Marcos	126
Tabla 5-4. Rendimientos y Caudales Sub cuenca del Río San Marcos	127
Tabla 5-5. Parámetros Físicoquímicos Afluente Río La Paila	128
Tabla 5-6. Parámetros Microbiológicos Afluente Río La Paila	129
Tabla 5-7. Evaluación Hidráulica Aducción desde Bocatoma al Desarenador Antiguo	144
Tabla 5-8. Evaluación Hidráulica Aducción al Tanque Principal	148
Tabla 5-9. Necesidades de Almacenamiento Sistema de Acueducto de Paila Arriba	152
Tabla 5-10. Válvulas Sistema de Acueducto Corregimiento Paila Arriba	153
Tabla 5-11. Hidrantes Sistema de Acueducto Corregimiento Paila Arriba	154
Tabla 5-12. Accesorios Sistema de Acueducto Corregimiento Paila Arriba	155
Tabla 5-13. Resumen de Datos de Entrada	170
Tabla 5-14. Demandas por Nodo Acueducto Paila Arriba	171
Tabla 5-15. Diámetros Comerciales e Internos	173
Tabla 5-16. Nodos de la Red de Distribución	173
Tabla 5-17. Tuberías de la Red de Distribución	180
Tabla 6-1. Modelo Para la Selección de un Sistema de Tratamiento de Agua FiME	208
Tabla 6-2. Lecho de Soporte	234
Tabla 6-3. Expansión del Lecho de Arena durante el Lavado	236
Tabla 6-4. Expansión del Lecho de Antracita durante el Lavado	237
Tabla 6-5. Pérdida de Carga en el Lecho de Arena	243
Tabla 6-6. Pérdida de Carga en el Lecho de Antracita	244
Tabla 6-7. Velocidad de Filtración a Tasa Declinante	246
Tabla 6-8. Velocidad de Filtración durante el Lavado	247
Tabla 6-9. Valores Ponderados para Evaluación de Alternativas	247
Tabla 6-10. Costos Obras Civiles Alternativa 1	248
Tabla 6-11. Costos de Construcción Tanque de Almacenamiento Agua Cruda	250
Tabla 6-12. Costos Obras Civiles Alternativa 1A	250
Tabla 6-13. Costos Obras Civiles Alternativa 2	250
Tabla 6-14. Costos Inversión y Operación Alternativa 2	252
Tabla 6-15. Resumen Costos de las Alternativas y Puntuación	253
Tabla 6-16. Puntaje Asignado a Cada Variable	255
Tabla 6-17. Puntaje Final de Cada Variable	255

## LISTADO DE IMÁGENES

	<b>Pág.</b>
Imagen 1-1. Localización Geográfica Municipio de Bugalagrande	17
Imagen 1-2. Localización Geográfica Corregimiento de Paila Arriba	18
Imagen 1-3. Sistema Vial Corregimiento de Paila Arriba	20
Imagen 1-4. Sub cuencas Municipio de Bugalagrande	22
Imagen 1-5. Balance Oferta-Demanda Cuenca del Río La Paila	24
Imagen 1-6. Isoyetas Cuenca del Río La Paila	28
Imagen 1-7. Isoyetas Departamento del Valle del Cauca	29
Imagen 1-8. Isotermas Departamento del Valle del Cauca	30
Imagen 1-9. Isolíneas de Evaporación Total Departamento del Valle del Cauca	31
Imagen 1-10. Isolíneas de Brillo Solar Total Departamento del Valle del Cauca	32
Imagen 1-11. Zonas de Amenaza Sísmica en Colombia	50
Imagen 3-1. Ficha de Censos de Población	83
Imagen 3-2. Curva de Demanda Corregimiento de Paila Arriba	94
Imagen 3-3. Curva de Demanda Horaria Corregimiento de Paila Arriba	95
Imagen 4-1. Análisis de Homogeneidad de los Datos (Bugalagrande-Tuluá)	98
Imagen 4-2. Análisis de Autocorrelación de la Serie de Tiempo (Bugalagrande)	99
Imagen 4-3. Gráfica de Dispersión Tuluá - Bugalagrande	100
Imagen 4-4. Valores Máximos y Mínimos de Precipitación	102
Imagen 4-5. Precipitación Total Mensual Observada	102
Imagen 4-6. Precipitación Total Anual Observada	103
Imagen 4-7. Histograma de Frecuencias (Bugalagrande)	103
Imagen 4-8. Modelo de Regresión Lineal de la Precipitación	104
Imagen 4-9. Serie de Tiempo de Precipitación Mensual Proyectada a 20 años	105
Imagen 4-10. Autocorrelación de la Serie de Tiempo (Bugalagrande)	106
Imagen 4-11. Curvas IDF (Bugalagrande)	106
Imagen 4-12. Distribución Espacial de la Precipitación Total Anual	107
Imagen 4-13. Frecuencia de Precipitaciones Máximas Absolutas (Bugalagrande)	109
Imagen 4-14. Cuenca del Río San Marcos Hasta el Punto de Captación	110
Imagen 4-15. Serie de Tiempo de Caudales Cuenca del Río San Marcos	112
Imagen 4-16. Curva de Duración de Caudales	113
Imagen 4-17. Comportamiento de la Series Mensuales de Precipitación Máxima	115

Imagen 4-18. Diagrama de Dispersión Precipitación Máxima – Índice SOI	117
Imagen 4-19. Análisis de Varianza Precipitación Máxima – Índice SOI	117
Imagen 5-1. Diagrama Sistema de Acueducto del Corregimiento de Paila Arriba	123
Imagen 5-2. Río San Marcos a la Altura del Punto de Captación	125
Imagen 5-3. Localización Sub cuenca del Río San Marcos	125
Imagen 5-4. Río San Marcos en Época de Invierno	127
Imagen 5-5. Caudales Medios Mensuales y Anual Sub cuenca del Río San Marcos	127
Imagen 5-6. Subcuencas Municipio de Bugalagrande	128
Imagen 5-7. Bocatoma Lateral Río San Marcos	130
Imagen 5-8. Diagrama en Planta Bocatoma Lateral Río San Marcos	131
Imagen 5-9. Rejilla Bocatoma Lateral Río San Marcos	132
Imagen 5-10. Bocatoma Quebrada Afluente del Río La Paila	134
Imagen 5-11. Desarenador Localizado a Continuación de la Captación Lateral	135
Imagen 5-12. Pantalla de Salida Desarenador de la Captación Lateral	135
Imagen 5-13. Desarenador Antiguo en Funcionamiento	139
Imagen 5-14. Desarenador Nuevo en Desuso	142
Imagen 5-15. Diagrama Perfil Desarenador Nuevo	142
Imagen 5-16. Tubería Aducción desde Bocatoma al Desarenador Antiguo	143
Imagen 5-17. Tanque de Almacenamiento Hacienda San Marcos	149
Imagen 5-18. Tanque de Almacenamiento Captación Auxiliar	150
Imagen 5-19. Tanque de Almacenamiento Hacienda La Granada	150
Imagen 5-20. Diagrama en Planta Tanque de Almacenamiento Hacienda La Granada	151
Imagen 5-21. Tanque de Cloración Hacienda La Granada	153
Imagen 5-22. Elementos de EPANET	162
Imagen 5-23. Esquema General de la Red en EPANET	185
Imagen 5-24. Presiones en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am	187
Imagen 5-25. Presiones en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)	188
Imagen 5-26. Presiones en la Red Escenario Actual de 3:00 a 4:00 pm	189
Imagen 5-27. Presiones en la Red Escenario Actual de 3:00 a 4:00 pm (Detalle)	190
Imagen 5-28. Mapa de Contorno de Presiones Escenario Actual de 6:00 a 8:00 am	191
Imagen 5-29. Balance de Caudales de la Red Escenario Actual	191
Imagen 5-30. Caudales en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)	192
Imagen 5-31. Velocidades en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)	193
Imagen 5-32. Presiones en la Red Escenario Futuro de 6:00 a 7:00 am	195
Imagen 5-33. Presiones en la Red Escenario Futuro de 6:00 a 7:00 am (Detalle)	196
Imagen 5-34. Presiones en la Red Escenario Futuro de 3:00 a 4:00 pm	197
Imagen 5-35. Presiones en la Red Escenario Futuro de 3:00 a 4:00 pm (Detalle)	198
Imagen 5-36. Mapa de Contorno de Presiones Escenario Futuro de 6:00 a 8:00 am	199
Imagen 5-37. Balance de Caudales de la Red Escenario Futuro	199

Imagen 5-38. Caudales en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)	200
Imagen 5-39. Velocidades en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)	201
Imagen 6-1. Tecnologías para el Tratamiento del Agua Potable	206
Imagen 6-2. Procesos FiME	207
Imagen 6-3. Filtro Grueso Dinámico	209
Imagen 6-4. Filtros Gruesos Ascendentes en Serie	210
Imagen 6-5. Filtros Lentos en Arena	211

## LISTADO DE ANEXOS

- Anexo A. Plano de Catastro del Sistema de Acueducto
- Anexo B. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Bocatoma Río San Marcos
- Anexo C. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Bocatoma Auxiliar
- Anexo D. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Tanque de Almacenamiento 1
- Anexo E. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Tanque de Almacenamiento 2
- Anexo F. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Tanque de Almacenamiento 3
- Anexo G. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Desarenador Antiguo en Uso
- Anexo H. Plano de Planta, Perfil y Detalles de Desarenador Nuevo en Desuso
- Anexo I. Modelación Hidráulica del Sistema de Acueducto 2013
- Anexo J. Modelación Hidráulica del Sistema de Acueducto 2039
- Anexo K. Información IDEAM
- Anexo L. Acta de Reunión con la JAC (18/04/13)
- Anexo M. Estudio de Suelos
- Anexo N. Censos de Vivienda y Muestreo de Población

## INTRODUCCIÓN

La Constitución Política de Colombia establece como uno de los fines principales de la actividad del Estado la solución de las necesidades básicas insatisfechas, entre las cuales se encuentra el acceso al servicio de agua potable y el saneamiento básico. La formulación y elaboración de los Planes Maestros de Acueducto y Alcantarillado son un conjunto de estrategias y herramientas interinstitucionales, formuladas para realizar el proceso de planificación, armonización integral de los recursos e implementación de esquemas eficientes y sostenibles para la posterior ejecución de un conjunto de soluciones en pro del bienestar de las comunidades en lo referente al sector de agua potable y saneamiento básico.

El presente informe hace parte de los estudios y diseños a realizar por parte de MANOV INGENIERÍA LTDA. en desarrollo del contrato de consultoría del concurso de méritos No. VA-009-2012 suscrito con VALLECAUCANA DE AGUAS S.A. E.S.P con objeto de realizar los estudios y diseños como pre inversión en el sector de agua y saneamiento del Plan Departamental de Agua del Valle del Cauca Grupo 3, de conformidad con el detalle y descripción del objeto, características, especificaciones y condiciones técnicas contenidos en el pliego de condiciones y presentadas en los anexos técnicos del mismo.

El pliego de condiciones del contrato especifica en los numerales 2.2 como actividades preliminares a realizar por el consultor, la investigación de la existencia de información de referencia disponible en otras entidades en relación con los proyectos a desarrollar y la ampliación de la información básica mediante investigaciones de campo; la elaboración de los diagnósticos técnicos, económicos, financieros, institucionales, sociales y ambientales de los componentes de los sistemas y el estado actual del abastecimiento de la localidad; y el planteamiento y evaluación de alternativas de solución a los problemas encontrados que permitan seleccionar la más conveniente fundamentada en un análisis técnico económico.

Con base en esto en el presente informe se encuentra el diagnóstico inicial para la optimización del sistema de acueducto del corregimiento Paila Arriba del municipio de Bugalagrande, el cual pretende identificar las principales problemáticas respecto a cada uno de sus componentes, a fin de proporcionar el insumo necesario para la generación de alternativas de optimización del sistema e iniciar la planificación de las medidas necesarias para mejorar la prestación del servicio. Además de las consideraciones anteriores se toma como base para el diagnóstico las indicaciones del Reglamento Técnico para el Sector Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000 y sus normas modificatorias, de acuerdo con las necesidades expuestas en los pliegos de condiciones y demás reglamentaciones del sector.

Para la elaboración de este informe se tomaron como fuentes de información principales el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio de Bugalagrande; el Plan de

Desarrollo Municipal 2012-2015 “Todos Trabajando por el Cambio”; El sistema de información en línea del Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC (2006); el Estudio General de Suelos de la Zona Andina realizado por el Grupo de Suelos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC (1997); La Memoria Explicativa del Mapa Geológico Departamento del Valle del Cauca realizada por INGEOMINAS (2001), además de otra documentación y cartografía relacionada proveniente de entidades oficiales.

Por último, cabe mencionar que la información, evaluaciones y análisis aquí presentados serán la base para los estudios de detalle y diseños del sistema, los cuales pretenden lograr el aprovechamiento de la infraestructura existente, su optimización, y de ser necesario, el planteamiento, análisis y selección de alternativas de nueva infraestructura requerida en cumplimiento de la normatividad vigente y las necesidades de servicio en el horizonte de diseño.

## 1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO

### 1.1 ASPECTOS FÍSICOS

#### 1.1.1 Historia<sup>1</sup>

El municipio de Bugalagrande fue durante el descubrimiento, conquista y colonia territorio perteneciente al distrito de Buga y posteriormente de Tuluá, hasta lograr su propia identidad como municipio a principios del siglo XIX. Los orígenes del municipio se remontan a finales del siglo XVIII, cuando campesinas y campesinos descendientes de esclavos, arrendatarios y propietarios de cuatro antiguas haciendas pequeñas se auto reconocieron como miembros de una comunidad en formación que se agrupó en torno a las parroquias del Overo y Bugalagrande. Como ente territorial y administrativo el nuevo poblado dependía de la ciudad colonial de Buga que reconoció su existencia en 1788 con el nombre de Bugalagrande, con el derecho de tener autoridad local propia.

En los primeros años de la República de Colombia, Bugalagrande se constituyó en parroquia tanto en términos eclesiásticos como político administrativos, con unos límites definidos al sur y al norte por los antiguos cauces del río Bugalagrande y la quebrada de Morillo, respectivamente; al occidente por el río Cauca y sus numerosas ciénagas; y al oriente por la Sierra Alta de los Pijaos, como se conocí entonces a la Cordillera Central. El templo católico, construido desde finales del periodo colonial y durante el proceso de independencia, sirvió como centro de referencia espacial, simbólica y punto de encuentro para varios pobladores que, a lo largo del siglo XIX, establecieron sus parcelas agropecuarias y viviendas rurales en cercanías a la hoy llamada plaza vieja hasta lograr conformar un centro poblado que más adelante obtendría su calidad de municipio en 1886.

La ocupación del territorio de montaña fue producto de procesos de colonización campesina de origen diverso en las primeras décadas del siglo XX, destacándose la presencia de caldenses, antioqueños y vallunos. Varios centros poblados surgieron en medio de fincas dedicadas especialmente a la producción cafetera y medianas propiedades ocupadas por ganado vacuno. La comunicación por vías carreteables hacia las ciudades de Sevilla y Tuluá incidió para que sus pobladores realizaran sus actividades comerciales y de servicios en los corregimientos mencionados y no propiamente en la cabecera municipal de Bugalagrande.

---

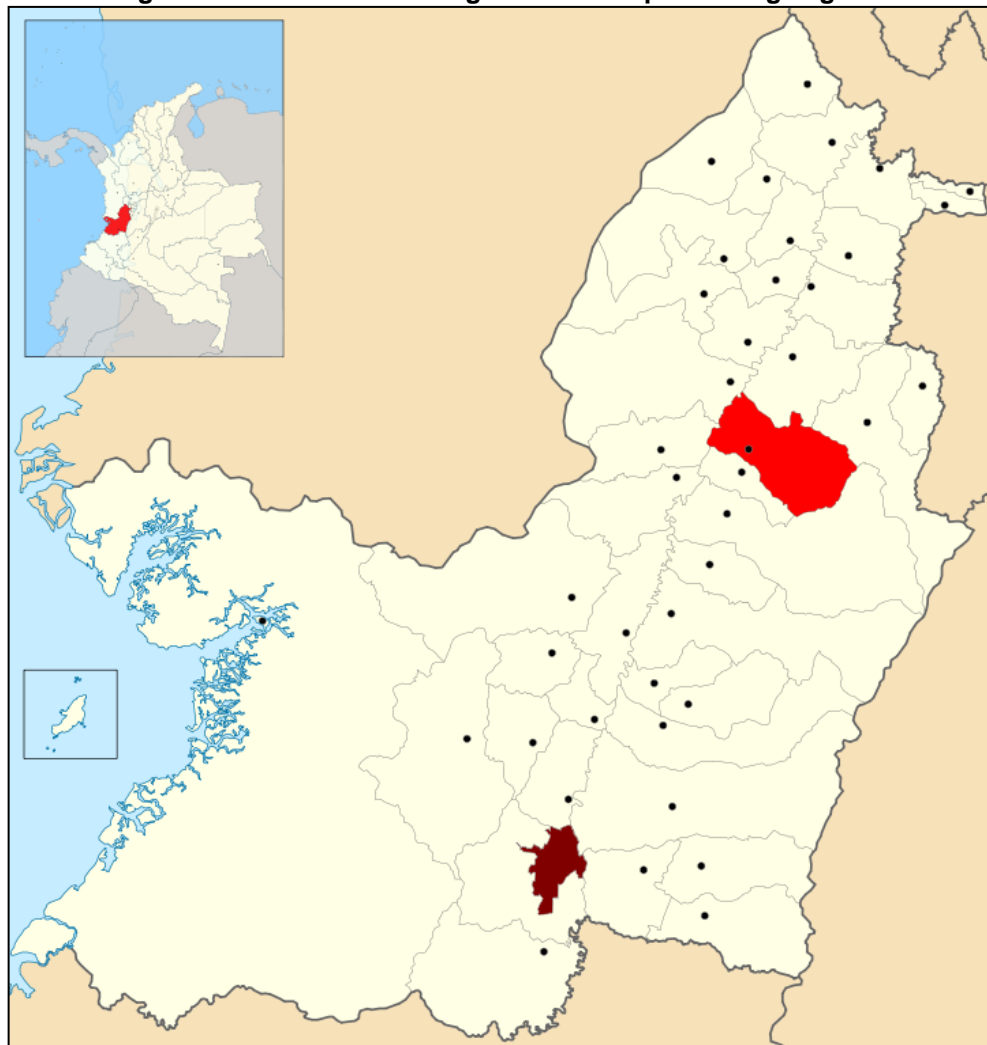
<sup>1</sup> Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande 2012 – 2015. Cap. 3. Pág. 1-2



### 1.1.2 Localización Geográfica<sup>2</sup>

El municipio de Bugalagrande se encuentra ubicado en el sector central del departamento del Valle del Cauca en la vertiente occidental de la cordillera central que comprende parte de la cuenca hidrográfica del Río Cauca en una franja altitudinal entre los 940 y los 2.200 msnm. El municipio se encuentra en unas coordenadas geográficas envolventes entre los 4° 12' 50" de latitud norte y 72° 04' 5" de longitud oeste y los 4° 12' 13" de latitud norte y 76° 09' 50" de longitud oeste, a 115 Km de la ciudad de Cali. El corregimiento de Paila Arriba se encuentra localizado al nororiente del municipio a 20 minutos de recorrido en vehículo desde la cabecera municipal por la vía La Uribe – Paila Arriba.

**Imagen 1-1. Localización Geográfica Municipio de Bugalagrande**



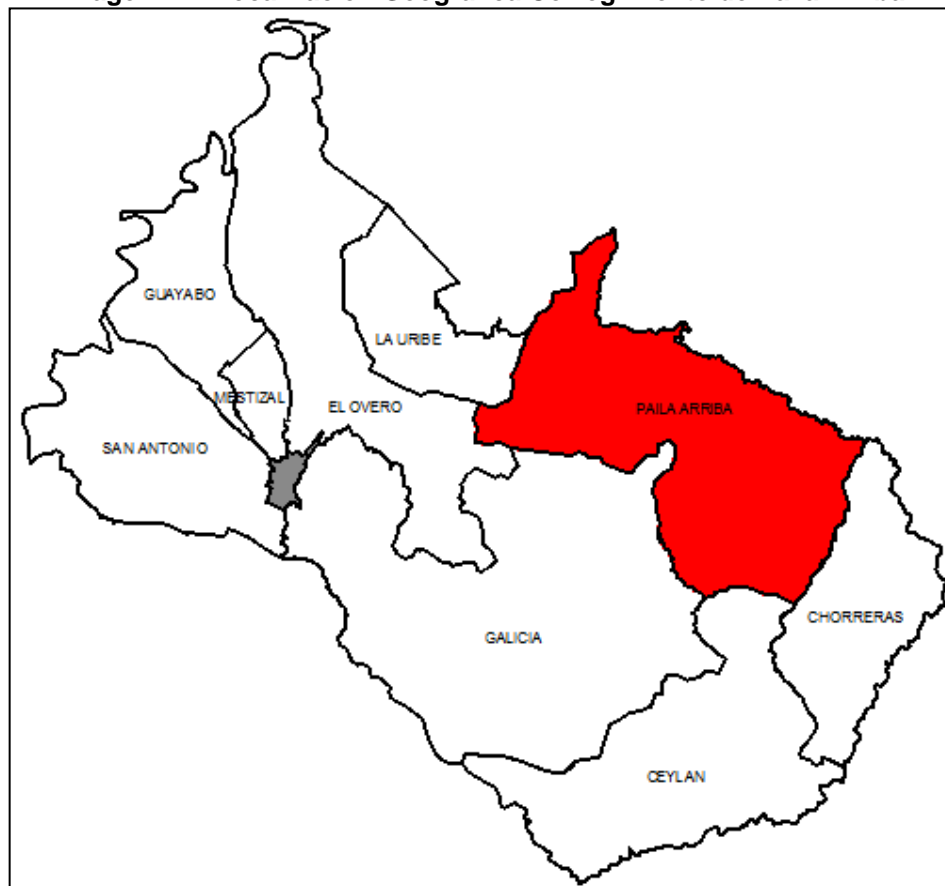
Fuente: Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande, 2012

<sup>2</sup> Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande 2012 – 2015. Cap. 3. Pág. 3-4

### 1.1.3 Límites

El municipio de Bugalagrande limita al norte con los municipios de Zarzal y Sevilla, al sur con el municipio de Andalucía, al oriente con el río Bugalagrande y el municipio de Tuluá y al occidente con el río Cauca y los municipios de Trujillo y Bolívar. Por su parte el corregimiento de Paila Arriba comparte los mismos límites al norte que el municipio de Bugalagrande, limita al sur con los corregimientos de Galicia y Ceylán, al oriente con el corregimiento Chorreras y al occidente con el corregimiento La Uribe y El Overo.

**Imagen 1-2. Localización Geográfica Corregimiento de Paila Arriba**



Fuente: Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande, 2012

### 1.1.4 División Territorial<sup>3</sup>

#### 1.1.4.1 Área Urbana

El área urbana del municipio se encuentra ubicada a 944 msnm con una temperatura promedio de 23°C, limita al norte con los corregimientos Mestizal y El Overo, al suroriente

<sup>3</sup> Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande 2012 – 2015. Cap. 3. Pág. 5

con el corregimiento de Galicia y al suroccidente con el corregimiento San Antonio. Está conformada por veinte (20) barrios así: Barrio Gualcoche, Barrio Los Mármoles, Barrio La Planta, Barrio Pablo VI, Barrio Obrero, Barrio Centro, Barrio Antonio Nariño, Barrio Primero de Mayo, Barrio José Antonio Galán, Barrio Cocicoinpa, Barrio Ricaurte, Barrio Brisas del Río, Barrio El Edén, Barrio La María I y II, Barrio Municipal, Barrio La Esperanza, Barrio EL Jardín, Barrio Portales de Bugalagrande y Barrio Cañaverál.

#### 1.1.4.2 Área Rural

El área rural del municipio está conformada por nueve (9) corregimientos así: Ceylán (Veredas Campo Alegre, Lagunilla, La Colonia, La Cristalina, La Esmeralda y San Isidro), La Chorrera (Veredas Alto Bonito, Bajo Chorreras, El Placer, El Rocío y Jiguales), El Guayabo (Veredas Caramanta, Chontaduro y Paso Moreno), Overo (Veredas El Buey, La María y Media Luna), Galicia (Veredas Almendronal, Chicoral, El Porvenir, La Morena, La Trinidad, Raicerros, San Miguel, Playas Verdes y Tetillal), Uribe, Mestizal, Paila Arriba y San Antonio (Veredas El Pital y Montaña).

#### 1.1.5 Áreas

El área total del municipio es de 40.937,5 hectáreas distribuidas así:

**Tabla 1-1. Áreas Municipio de Bugalagrande**

CORREGIMIENTO	VEREDAS	ÁREA (ha)
Área Urbana	N.A	235,0
Ceylán	Campo Alegre, Lagunilla, La Colonia, La Cristalina, La Esmeralda, San Isidro	5.380,3
Chorrera	Alto Bonito, Bajo Chorreras, El Placer, El Rocío, Jiguales	3.228,1
El Guayabo	Caramanta Chontaduro, Paso Moreno	2.397,7
Overo	El Buey, La María, Media Luna	6.295,9
Galicia	Almendronal, Chicoral, El Porvenir, La Morena, La Trinidad, Raicerros, San Miguel, Playas Verdes, Tetillal	10.251,0
Uribe	Collajero	2.132,1
Mestizal	N.A	637,2
Paila Arriba	N.A	6.617,0
San Antonio	El Pital, Montaña	3.799,2

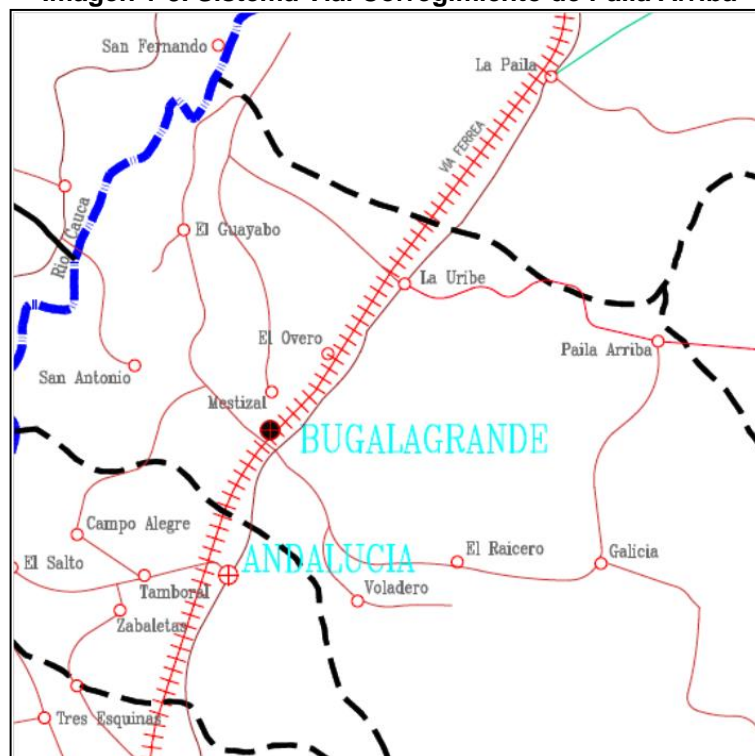
Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000

### 1.1.6 Vías De Comunicación<sup>4</sup>

El ingreso al municipio por tierra se realiza por medio de la Vía Panamericana de orden nacional. El sistema vial urbano del municipio se compone casi en su totalidad de vías asfaltadas con un alto grado de deterioro. Por su parte la totalidad de los corregimientos se encuentran conectados al área urbana por medio de vías de segundo o tercer orden, en su gran mayoría no pavimentadas y en mal estado. Este factor limita la comercialización de productos por parte de sectores rurales productores agrícolas que se desplazan con mayor facilidad a poblaciones más cercanas, como los municipios de Sevilla o Tuluá. El sistema vial del municipio se puede dividir en tres sectores así:

- *Sector 1:* Incluye el área urbana y los corregimientos Overo, Uribe, San Antonio, El Guayabo y Mestizal contando con un total de 87,1 Km de vías en el área rural de los cuales 19,7 Km se encuentran pavimentados.
- *Sector 2:* Incluye los corregimientos de Paila Arriba y Galicia contando con un total de 91,5 Km de vías en el área rural de los cuales 23,0 Km se encuentran pavimentados.
- *Sector 3:* Incluye los corregimientos de Chorreras y Ceylán contando con un total de 50,8 Km de vías sin pavimentar en el área rural

**Imagen 1-3. Sistema Vial Corregimiento de Paila Arriba**



Fuente: Programa de Abastecimiento de Agua Rural, 2004

<sup>4</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 104

En particular el corregimiento de Paila Arriba cuenta con dos calles, la calle principal y la denominada calle larga. De estas, solo la primera se encuentra pavimentada, siendo la única vía de acceso al centro poblado. El sistema de transporte intermunicipal es prestado por las empresas TRANSALÓNICA, TRANSOCCIDENTE, Cooperativa de Transportes Tuluá COOPETRANS y TRANSCUNCHIPA, que comunican a Bugalagrande con la ciudad de Cali y municipios de la zona norte y centro del departamento. El servicio público de transporte en el área rural es prestado por taxis públicos y vehículos particulares para desplazamientos entre el área urbana y los centros poblados de los corregimientos. Adicionalmente el ingreso a los centros poblados en el área rural se realiza en chivas, camperos, motos, bicicletas y caballos. Cabe resaltar que el municipio no cuenta con una terminal de transportes.

### 1.1.7 Hidrografía<sup>5</sup>

El sistema hidrográfico del municipio de Bugalagrande se encuentra conformado por dos cuencas tributarias del río Cauca: la cuenca del Río Bugalagrande y la del Río La Paila.

- *Cuenca del Río Bugalagrande:*

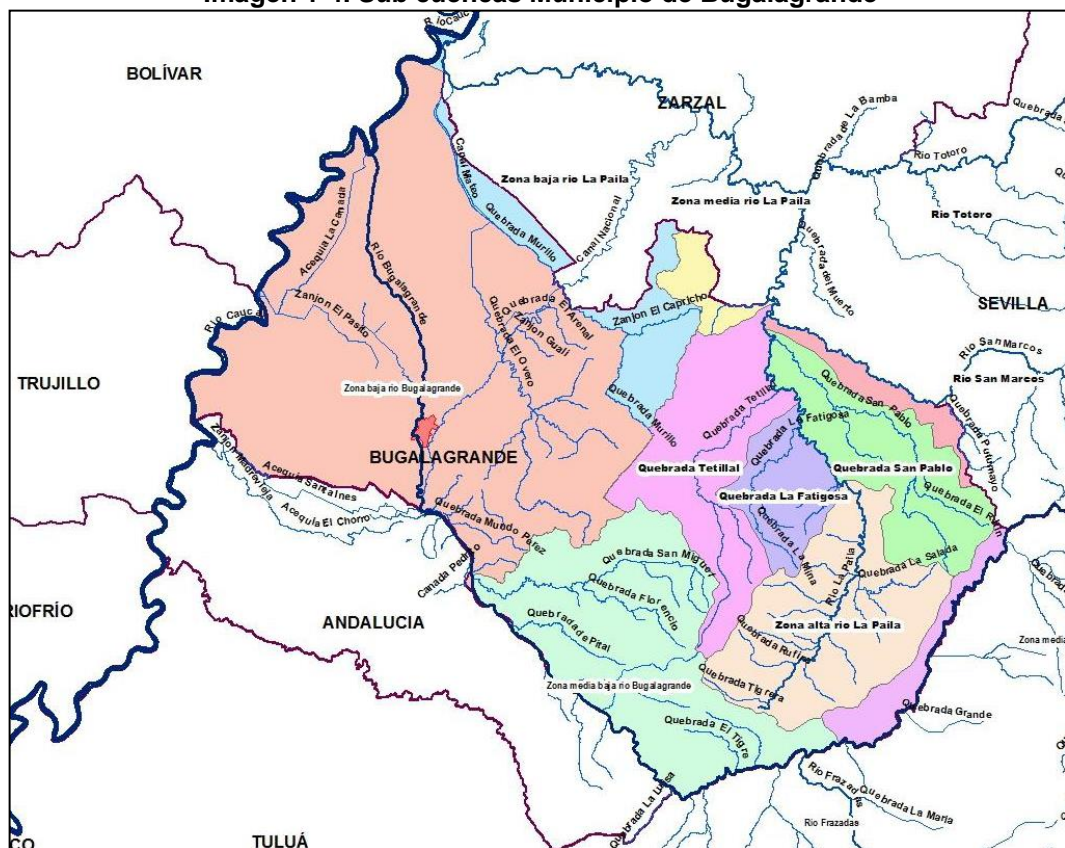
La cuenca del río Bugalagrande se encuentra ubicada en el flanco occidental de la Cordillera Central, en el departamento del Valle del Cauca, tributando sus aguas al río Cauca por su margen derecha. Su sistema hidrográfico se encuentra condicionado por las condiciones orográficas de la región, que se caracteriza por el encañonamiento, la excesiva pendiente y el régimen torrencial del cauce principal y de todos sus afluentes en la parte alta de la cuenca, y por la presencia de innumerables zonas de divagación en la parte baja. La cuenca presenta un área total de 714,80 Km<sup>2</sup>, entre los municipios de Tuluá, Sevilla, Andalucía y Bugalagrande, desde las altas estribaciones del Páramo de Barragán, hasta su desembocadura en el río Cauca donde tiene un caudal medio de 14,50 m<sup>3</sup>/s.

El cauce principal se forma en el sitio conocido como La Unión, en la confluencia de las aguas del Río Tibi, que nace en la Laguna La Rivera, con las aguas de la Quebrada Los Osos, cuyo nacimiento se encuentra en el Páramo de Peñas Blancas a 3.600 msnm, para recorrer 81 Km hasta su desembocadura. Su cuenca limita al norte con la cuenca del río La Paila, al nororiente con la cuenca del río La Vieja, al sur con la cuenca del río Morales y Tuluá, al oriente con el departamento del Tolima y al occidente con el río Cauca. En su recorrido el Río Bugalagrande recibe las aguas de diferentes afluentes entre los que se encuentran las quebradas La Fe, Canadá, Alegrías, Chorrerón, Ballesteros, Aguas Sucias y San Miguel, por la margen derecha, y Río Frazadas y las quebradas Chorreras, Las Mirlas, La Begonia, Norcasia, Quebradagrande, Piedritas, La Mina, La Luisa, El Placer y Potrerito por la margen izquierda. Las quebradas La Judea, La Luisa, El Placer, Topacio, Norcasia y La Luisiana, presentan problemas destacados de dinámica torrencial en esta cuenca.

<sup>5</sup> Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, Grupo de Recursos Hídricos. Caracterización de Ríos Tributarios del Río Cauca, 2000. Cap. 3, Pág. 17-18

Como consecuencia de su amplia variación altitudinal la cuenca del Río Bugalagrande presenta un relieve muy complejo, que comprende unas pocas zonas planas y onduladas, pero en el que predominan las zonas quebradas y abruptas con pendientes superiores al 40%. En general se tienen siete sub cuencas bien definidas: La zona alta de la cuenca del río Bugalagrande, la sub cuenca del río Tibí, la sub cuenca de la quebrada La Chorrera, la zona media de la cuenca del río Bugalagrande, la sub cuenca del río Frazadas y las zonas media baja y baja del río Bugalagrande. En particular, las últimas dos sub cuencas mencionadas se encuentran dentro del municipio ocupando 9.830 hectáreas (12,3% del área total de la cuenca) en el sector suroccidental, definiendo con su cauce principal el límite con el municipio de Andalucía

**Imagen 1-4. Sub cuencas Municipio de Bugalagrande**



Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

- *Cuenca del Río La Paila:*

La cuenca del Río La Paila confluye sobre la margen derecha del Río Cauca, ubicándose en el flanco occidental de la Cordillera Central con una superficie de 506,50 Km<sup>2</sup> en los municipios de Sevilla, Zarzal y Bugalagrande. Su cauce principal nace a 1.320 msnm en el corregimiento de Ceylán, recorriendo 42 Km, con un caudal medio de 4,63 m<sup>3</sup>/s en su desembocadura. Limita al norte con la cuenca de la Quebrada Las Cañas, al oriente con la cuenca del río La Vieja y el río Bugalagrande, y al occidente con el río Cauca. La

cuenca registra una variación altitudinal de 1.050 m, entre su nivel más bajo de 950 msnm en la localidad de La Paila y su cota más alta de 2000 msnm en el Barsino, al suroriente de la cuenca. Con excepción del extremo norte de la cuenca, que es drenada por la Quebrada las Cañas y del extremo suroccidental, que es drenado por las Quebradas Murillo y el Overo, el sistema principal de drenaje del Río La Paila está constituido en la margen izquierda por las quebradas La Mina, Tetillal, Nicolasa, Monserrate y el Río Negro, y por la margen derecha, las quebradas Paramillo y San Pablo y los ríos San Marcos y Totoró, al último de los cuales fluye el Río Saldaña.

La cuenca está expuesta a fenómenos de torrencialidad marcados. En épocas de crecidas el río comúnmente se desborda en la zona plana, produciendo serios daños en los cultivos de la región. En la parte occidental de la cuenca, todos sus ríos, incluido el Río La Paila, irrumpen en la zona plana con patrón de drenaje completamente diferente, que se convierten en sistemas paralelos y sub paralelos con desarrollo de meandros o en un sistema artificial por captación y conducción a través de canales para sistemas de irrigación de la zona baja.

En general se tienen ocho sub cuencas bien definidas: La zona alta de la cuenca del río La Paila, la sub cuenca de la quebrada la Fatigosa, la sub cuenca de la quebrada San Pablo, la sub cuenca del río San Marcos, la sub cuenca del río Totoró, la sub cuenca de la Quebrada el Tetillal, y la zona media y baja de la cuenca del río Bugalagrande. Parte de todas las sub cuencas mencionadas se localizan dentro del municipio, a excepción de la sub cuenca del río Toro, ocupando aproximadamente la mitad de la superficie municipal en el sector nororiental. El centro poblado de la localidad de estudio se encuentra ubicado en la sub cuenca de la Quebrada San Pablo, sin embargo su fuente de abastecimiento es el río San Marcos.

**Tabla 1-2. Sistema Hidrográfico Municipio de Bugalagrande**

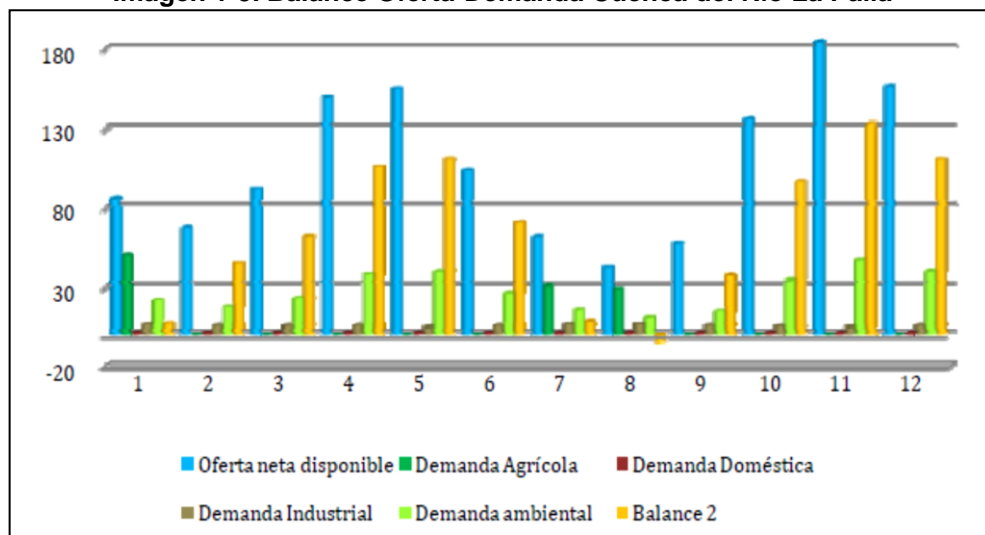
CUENCA	CAUCES TRIBUTARIOS	UBICACIÓN	LONGITUD (Km)
Río Bugalagrande	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Por la margen derecha: Quebradas La Fe, Canadá, Alegrías, Chorrerón, Ballesteros, Aguas Sucias y San Miguel.</li> <li>- Por la margen izquierda: Río Frazadas y Quebradas Chorreras, Las Mirlas, La Begonia, Norcasia, Quebradagrande, Piedritas, La Mina, La Luisa, El Placer, Potrerito</li> </ul>	Corregimientos San Antonio, Guayabo, Overo, Mestizal, Uribe y Galicia	81
Río La Paila	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Al Norte: Quebrada las Cañas</li> <li>- Al Suroccidente: Quebradas Murillo y El Overo</li> <li>- Al Suroriente (Margen Izquierda): Río Negro y Quebradas La Mina, Tetillal, Nicolasa, Monserrate</li> <li>- Al Suroriente (Margen Derecha): Ríos San Marcos, Totoró y Saldaña y Quebradas Paramillo y San Pablo.</li> </ul>	Corregimientos Galicia, Paila Arriba, Ceylán y Chorreras	42

Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000

Cabe resaltar que existen en el municipio varios cuerpos de agua considerados como humedales. El más grande de ellos es la Ciénaga Mateo, en terrenos de propiedad del Ingenio Riopaila con una extensión de 50 hectáreas, seguido por varios cuerpos de agua ubicados en los corregimientos de San Antonio, El Guayabo y El Overo con un área total aproximada de 60 hectáreas.

En cuanto a la demanda y oferta hídrica de las fuentes de agua en el municipio se cuenta con información para los cauces principales de las cuencas. El mayor volumen de agua se utiliza en actividades agropecuarias, no obstante su uso crítico tiene que ver con el abastecimiento de agua potable para la población. La relación oferta – demanda es conocida como el índice de escasez, que permite obtener una visión de cuanta agua se está demandando a una corriente en relación con su producción hídrica. Para la cuenca del río Bugalagrande se tiene índice de escasez del 38,3% (Medio), mientras que para la cuenca del río La Paila, donde se localiza el corregimiento de Paila Arriba este valor asciende al 47,4% (Alto). El balance oferta-demanda de esta cuenca se ilustra en la siguiente figura:

**Imagen 1-5. Balance Oferta-Demanda Cuenca del Río La Paila**



Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

La oferta de agua se ve afectada debido a la escasa caracterización y reglamentación de corrientes que permitan definir los caudales que pueden ser concedidos para los diferentes usos, a una alta demanda concentrada en los centros urbanos, a una ineficiente administración del agua por parte de las empresas prestadoras del servicio, a un deficiente manejo social del agua, y a la disminución en la capacidad de regulación de caudales de las corrientes debido a los cambios en el uso del suelo y a la desprotección de nacimientos y partes altas de las cuencas. Cabe aclarar que la oferta hídrica mostrada anteriormente corresponde al punto de cierre de cada una de las sub cuencas y pueden existir tramos que se ven afectados por la disminución de caudales sin que se evidencie esto en el índice de escasez.



### 1.1.8 Hidrogeología<sup>6</sup>

Debido a su ubicación en la zona suroccidental del país con una zona costera sobre el Océano Pacífico y atravesado por las cordilleras central y occidental el departamento del Valle del Cauca cuenta con una extensa planicie aluvial que es surcada por el río Cauca. La zona plana del departamento correspondiente al valle geográfico de este cauce tiene una extensión de 317.595 Hectáreas, y está limitada al sur por los ríos Cauca y Timba, al norte por el río La Vieja, al oriente por el flanco occidental de la cordillera central y al occidente por la cordillera occidental<sup>7</sup>.

Esta zona cuenta con grandes depósitos de agua subterránea y presenta una gran densidad de pozos profundos explotados principalmente para uso agrícola y agroindustrial, con creciente tendencia a incrementar la demanda actual debido a la constante escasez de aguas superficiales así como de su creciente contaminación, convirtiéndose el agua subterránea en un recurso de fundamental importancia en el desarrollo económico de la región<sup>8</sup>. Para el caso particular del municipio de Bugalagrande se cuenta con cuatro zonas de características hidrogeológicas bien definidas así:

- *Zona de Recarga o Piedemonte:* Esta zona abarca el borde occidental de la Cordillera Central, incluyendo el corregimiento de Paila Arriba, en donde la geomorfología es ondulada y predominan cerros redondeados de poca elevación, de edad terciaria, de condiciones hidrogeológicas en general desfavorable para el aprovechamiento del agua subterránea mediante pozos. En esta zona se infiltra la mayor proporción de agua que recarga o alimenta los acuíferos localizados en la parte plana.
- *Zona del Cono Aluvial del Río Bugalagrande:* Esta zona comprende las áreas de influencia directa del cauce del río, su albardón natural y las zonas de desborde, de características hidrogeológicas favorables para el aprovechamiento del agua subterránea mediante pozos con caudales del orden de 20 a 30 L/s y profundidades que van de 60 m hasta 130 m.
- *Zona de Terraza Aluvial:* Esta zona se localiza en el sector central de la parte plana, de pendiente topográfica muy suave, de características hidrogeológicas favorables para el aprovechamiento del agua subterránea en los sedimentos permeables del subsuelo, con caudales de 60 a 80 L/s y profundidades que oscilan entre 60 y 120 m. La calidad del agua subterránea en esta zona es muy buena.
- *Zona del Río Cauca:* Esta zona comprende el área de la planicie de inundación del río Cauca, con las mejores condiciones hidrogeológicas. Se encuentran pozos con profundidades del orden de 200 m que pueden alcanzar rendimientos de 80 a 110 L/s con niveles de bombeo altos y piezométricos del tipo saltante. La calidad del

<sup>6</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 26.

<sup>7</sup> Páez O., Gloria I. y Medina M., Guillermo. Hidrogeoquímica e isotopía de los acuíferos en la zona sur del departamento del Valle del Cauca – Colombia. Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca. 2006. Pág. 5.

<sup>8</sup> Páez O., Gloria I. Las Aguas Subterráneas Importancia y Perspectivas en el Valle del Cauca – Colombia. Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca. 2006. Pág. 1.

agua en esta zona presenta niveles bajos de salinización y alto contenido de hierro por lo que se recomienda tratamiento previo en caso de ser utilizada en abastecimiento público.

### 1.1.9 Climatología

Según la definición adoptada por el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM, el clima es “el conjunto fluctuante de las condiciones atmosféricas, caracterizado por los estados y evoluciones del estado del tiempo, durante un periodo de tiempo y un lugar o región dados, y controlado por los denominados factores forzantes, factores determinantes y por la interacción entre los diferentes componentes del denominado sistema climático (atmósfera, hidrosfera, litosfera, criósfera, biosfera y antropósfera)”. Debido a que el clima se relaciona generalmente con las condiciones predominantes en la atmósfera, este se describe a partir de variables atmosféricas como la temperatura y la precipitación, denominados elementos climáticos; sin embargo, se podría identificar también con las variables de otros de los componentes del sistema climático.

El clima es importante, desde el punto de vista físico por su directa intervención en la evolución de los suelos y el paisaje, es uno de los insumos necesarios para la determinación de amenazas y riesgos naturales y, desde el punto de vista socioeconómico, es importante por su influencia en la toma de decisiones para el uso del suelo en relación con actividades económicas. Entre las variables que describen el clima se consideran la precipitación, la temperatura, la humedad, el brillo solar y los vientos, entre otros. Las dos primeras variables son los más importantes en cuanto permiten definir, clasificar y zonificar el clima de una región dada, en tanto que los otros se presentan como atributos caracterizadores de las unidades ya definidas. Teniendo en cuenta esto el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio de Bugalagrande (1998) define las siguientes unidades climáticas en relación a sus asociaciones de vegetación:

- *Bosque Seco Tropical (bs-T)*: Comprende áreas de la parte plana y ondulada en el centro y occidente del municipio, con clima cálido seco, alturas entre los 1.000 y los 1.200 msnm, temperaturas de 24 °C y un rango de precipitación mensual entre 1.000 y 2.000 mm. Una parte pequeña de sus suelos corresponden a las clases agrológicas III y IV, presentando erosión nula o muy ligera, mientras que la mayor proporción de los suelos corresponden a las clases agrológicas VI y VII y presentan erosión moderada o severa. La vegetación actual está representada por pastos naturales sobre pastoreados principalmente, aunque se observan algunos cultivos limpios y unos pocos permanentes, así como unos pequeños rodales aislados de bosque natural, rastrojo alto y cultivos industriales.
- *Bosque Seco Premontano (bs-PM)*: Comprende áreas con elevaciones que varían entre 1.000 y 1.800 msnm, precipitaciones anuales de 500 a 1.000 mm y temperaturas promedio entre los 18 y los 24 °C en el centro y norte del municipio. La vegetación actual de esta zona está compuesta en su mayoría por pastizales sobre pastoreados o cultivos industriales. La erosión varía de moderada a severa.

- *Bosque Húmedo Premontano (bh-PM)*. Comprende una franja angosta al oriente del municipio, limitada al oriente por el nacimiento de la quebrada el Placer en la Hacienda las Brumas, corregimiento de Ceylán. La temperatura oscila entre los 18 y los 24 °C, la elevación entre los 1.150 y los 2.000 msnm y la precipitación entre los 1.000 y los 2.000 mm anuales. Su vegetación actual consiste básicamente en pastos naturales, observándose además algunos pequeños manchones de bosque natural. Estos suelos presentan erosión moderada y pertenecen a la clase agrológica VII.
- *Bosque Muy Húmedo Premontano (bmh-PM)*: Comprende áreas ubicadas al occidente de la Quebrada el Placer en la Hacienda Las Brumas del corregimiento de Ceylán, tiene temperaturas que oscilan entre los 18 y los 24 °C, con precipitación entre 1.600 y 2.000 mm anuales, elevaciones entre 1.200 y 2.000 msnm y suelos de clase agrológica VII, con erosión que varía de ligera a moderada. La vegetación predominante en la zona son pastos naturales, rastrojo alto y áreas bajo regeneración y bosque natural, además de la presencia de algunos cultivos permanentes, principalmente café y plátano.
- *Bosque Muy Húmedo Montano Bajo (bmh - MB)*: Comprende áreas con temperaturas entre los 12 y los 18 °C, con precipitación anual de 2.000 a 3.000 mm. Predominan las clases agrológicas VI y VII con pocas áreas clase III y VIII, con presencia de erosión ligera en todos los casos. La vegetación actual de la zona está constituida principalmente por pastos naturales, rastrojo bajo, reforestación comercial y áreas bajo regeneración natural de la vegetación, además de la presencia de cultivos permanentes como café y plátano.

La caracterización climatológica para el área de estudio y el municipio de Bugalagrande se realizará a partir de información secundaria, correspondiente a registros históricos de cuatro estaciones meteorológicas del Instituto de Hidrología Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM) y la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC. Estas estaciones son de tipo CO y PM que respectivamente corresponden Climatológica Ordinaria y Pluviométrica.

**Tabla 1-3. Estaciones Meteorológicas Municipio de Bugalagrande**

CÓDIGO	TIPO	NOMBRE	ENTIDAD	DPTO	MPIO	LAT	LON	ALT
26100070	PM	Hda. Lucerna	IDEAM	Valle del Cauca	Bugalagrande	4°13'26"N	76°08'23"W	1.172
26100410	PM	La Galicia	IDEAM			4°10'19"N	76°03'53"W	2.630
26105150	CO	San Marcos	IDEAM			4°14'20"N	76°01'00"W	1.688
26100370	PM	Bugalagrande	CVC			4°13'00"N	76°09'00"W	942

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

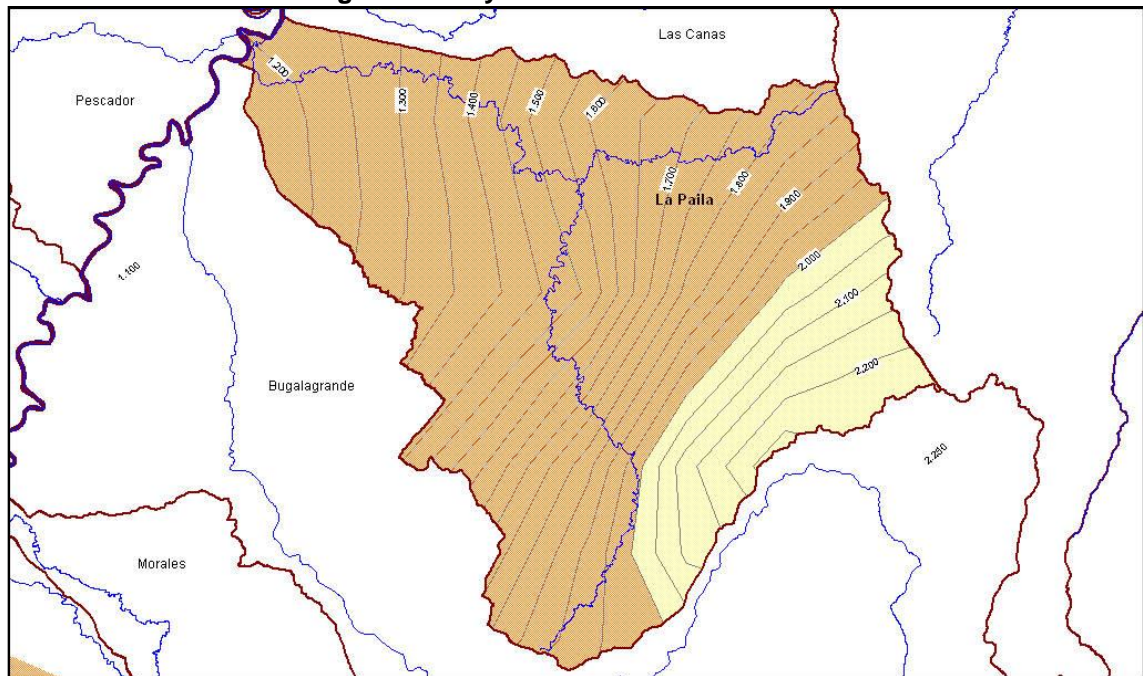
Igualmente se tendrá en cuenta la información climatológica mostrada en el aplicativo en línea del Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (CVC) en su Estudio de Distribución y Análisis Espacial de las Variables Climatológicas medidas en el Departamento del Valle del Cauca y el Alto Cauca -

(Colombia)<sup>9</sup>. Este aplicativo muestra los resultados para la distribución espacial de diferentes variables climáticas (por medio de isolíneas) aplicando análisis estadístico a la información de 42 estaciones meteorológicas en el Valle del Cauca. Con el fin de establecer la caracterización climatológica de la zona en estudio, se analizará a continuación la distribución espacial y temporal de las principales variables climáticas para el municipio.

### 1.1.9.1 Precipitación

Se entiende por precipitación cualquier y todas las formas del agua, en estado líquido o sólido, que cae de las nubes hasta llegar a la tierra. El volumen se mide en milímetros, que a su vez equivale a litros de agua por metro cuadrado. En el municipio de Bugalagrande se encuentra un valor promedio anual multianual de precipitación de 1.242 mm, teniendo en cuenta los registros históricos de las estaciones meteorológicas seleccionadas, mientras que en el corregimiento de Galicia, muy cerca a la localidad de estudio, este valor asciende a 1.533 mm anuales

**Imagen 1-6. Isoyetas Cuenca del Río La Paila**



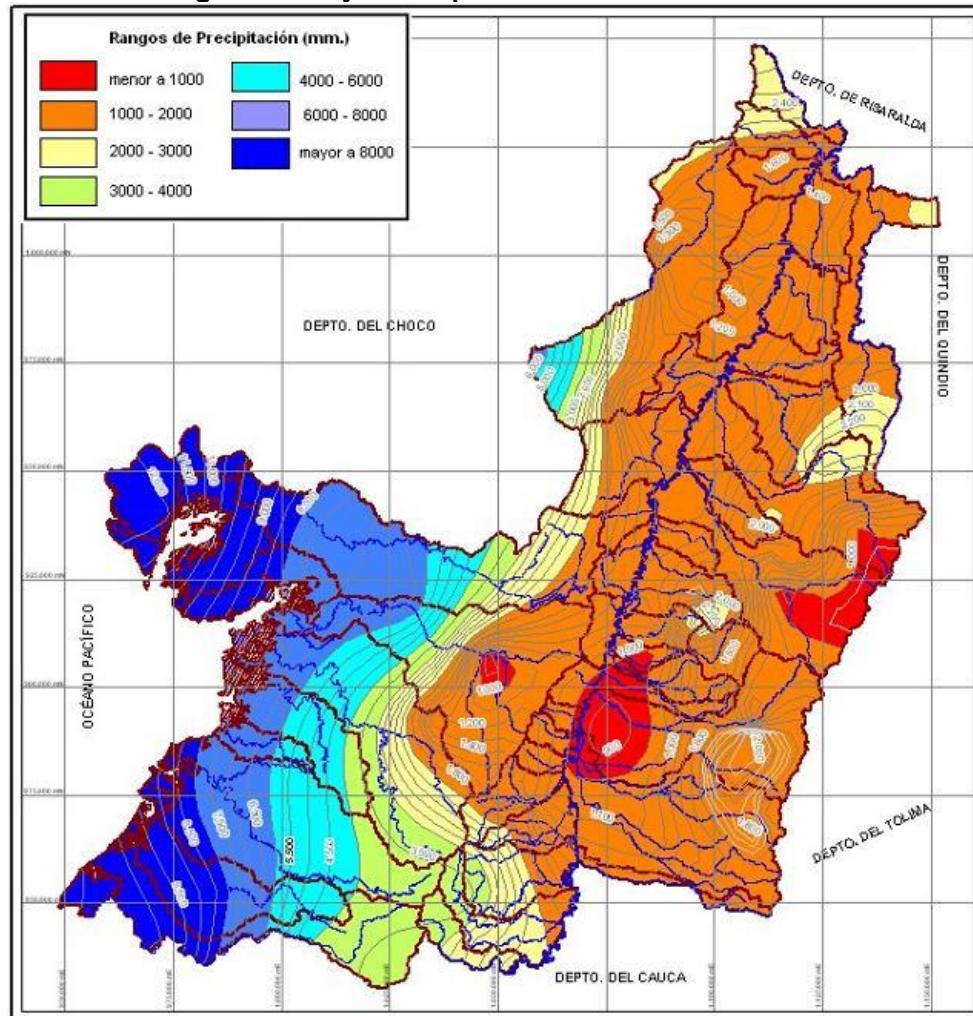
Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

Según el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio la distribución temporal de la precipitación evidencia un régimen típico bimodal, con dos períodos lluviosos en los periodos comprendidos entre abril a junio y octubre a noviembre, y dos periodos secos en

<sup>9</sup> Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca. Distribución y Análisis Espacial de las Variables Climatológicas medidas en el Departamento del Valle del Cauca y el Alto Cauca - (Colombia). [En línea]. [s.l.]: La Institución, 2006 [Citado 1 de abril de 2013]. Disponible en Internet: <http://190.97.204.39/cvc/RecursoHidrico/aplicativos/Climatologia/PaginaInicioS.php>

los periodos enero a marzo y julio a agosto, mientras que los meses de septiembre y diciembre son considerados como de transición. Por su parte la distribución espacial de la precipitación determinada por el Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca muestra al municipio de Bugalagrande en un rango de precipitación entre los 1.000 y los 2.000 mm anuales, aumentando en sentido occidente - oriente. En particular el corregimiento de Paila Arriba se ubica entre los 1.600 y los 1.700 mm de precipitación anual promedio.

**Imagen 1-7. Isoyetas Departamento del Valle del Cauca**



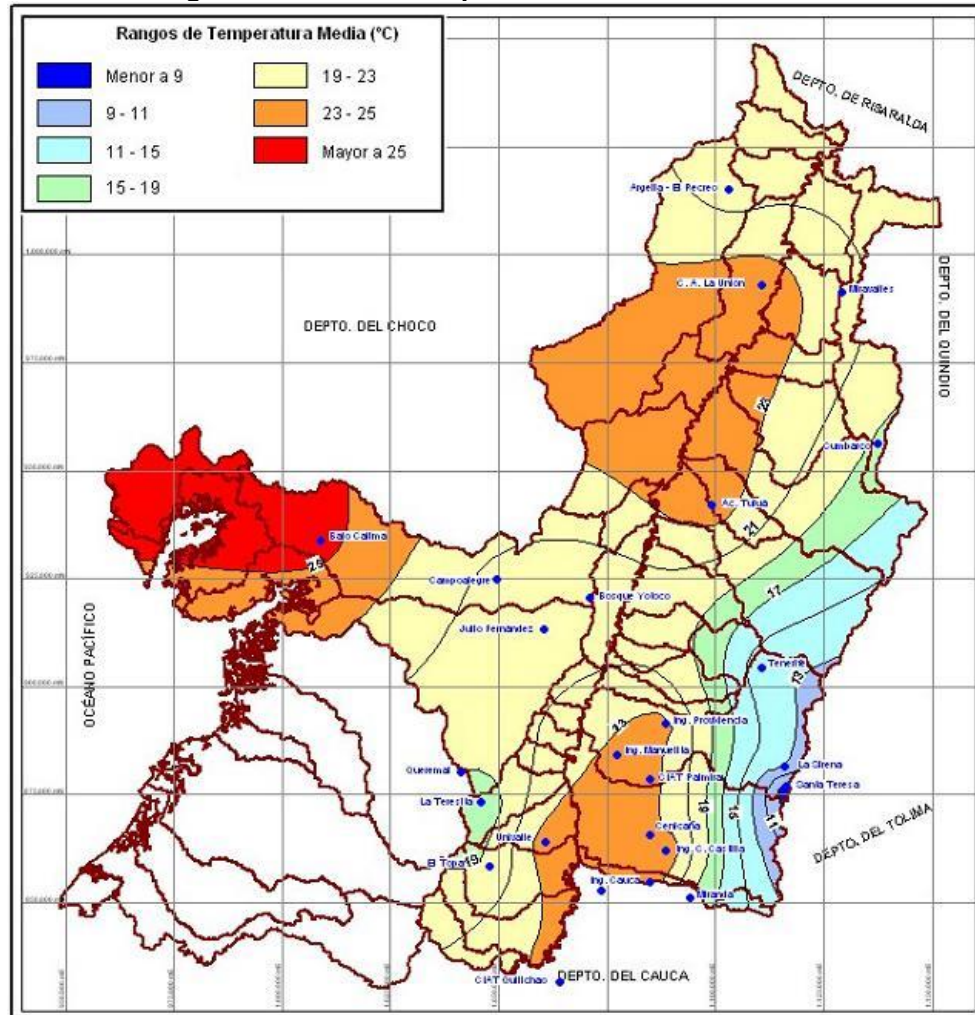
Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

### 1.1.9.2 Temperatura

La temperatura es una magnitud física que caracteriza el movimiento aleatorio medio de las moléculas en un cuerpo físico. En particular, el término temperatura del aire, hace referencia a la medida del estado térmico del aire con respecto a su habilidad de ceder calor a su alrededor. El promedio de las temperaturas observadas en el curso de un

intervalo de tiempo determinado (hora, día, mes, año o década) se denomina temperatura media, en tanto que los valores más altos (máximos) y más bajos (mínimos) presentados en el transcurso de tal intervalo, se conocen como temperaturas extremas.

**Imagen 1-8. Isotermas Departamento del Valle del Cauca**



Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

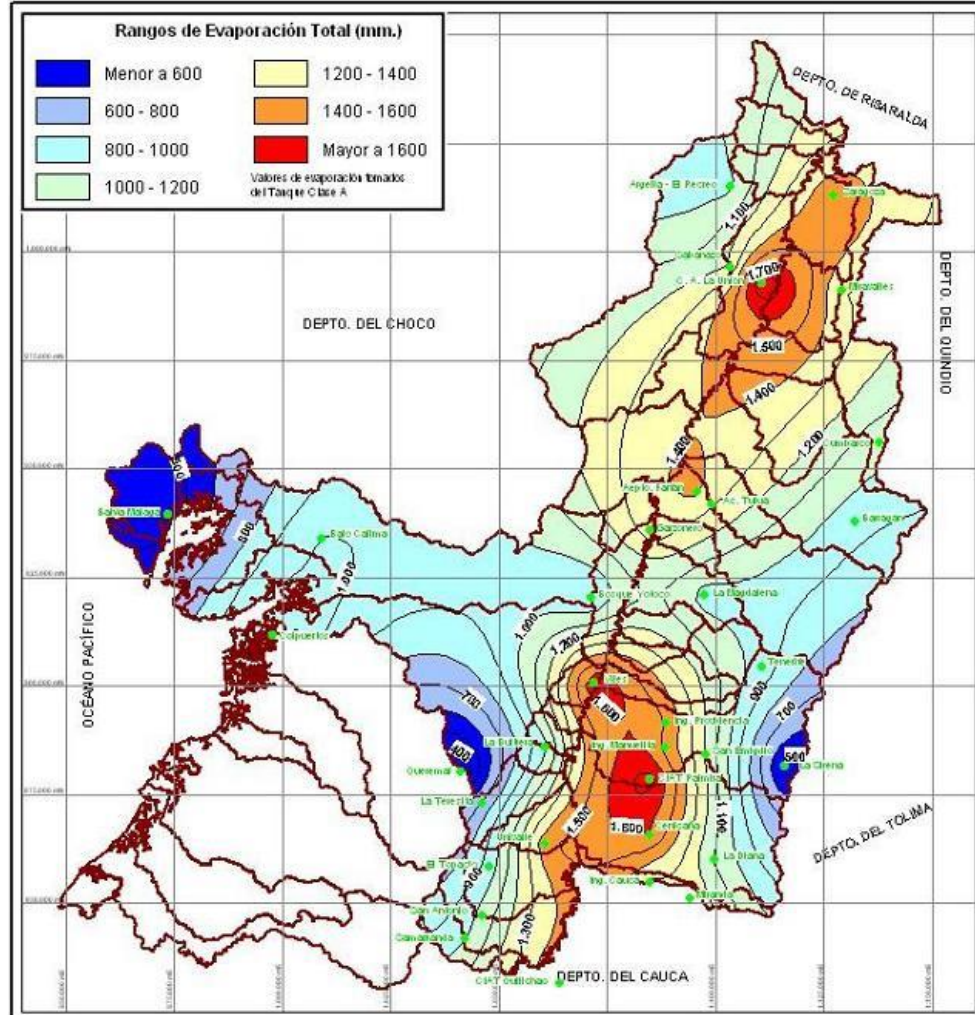
La temperatura del aire es un parámetro climatológico importante por su influencia en los factores hidrológicos, biológicos y económicos de una región. El comportamiento de este parámetro en general es inversamente proporcional a la humedad relativa. En el municipio de Bugalagrande se encuentra un valor promedio multianual de temperatura de 24 °C teniendo en cuenta los registros históricos de las estaciones meteorológicas seleccionadas. La distribución temporal de la temperatura del aire a través del año evidencia un valor relativamente elevado y estable de temperatura en el municipio. Por su parte la distribución espacial de la temperatura determinada por el Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca muestra al municipio de Bugalagrande en su sector oriental, donde se ubica el corregimiento de Paila Arriba, en

un rango de temperatura promedio entre los 21° C y los 23° C aumentando en sentido oriente - occidente.

### 1.1.9.3 Evaporación

La evaporación es la emisión de vapor de agua desde una superficie húmeda a temperatura inferior al punto de ebullición. Se encuentra directamente relacionada con la temperatura, pero también ejercen influencia sobre este parámetro la velocidad del viento, la presión atmosférica y la cantidad de agua contenida en la superficie donde se contiene el agua. La distribución espacial de la evaporación total anual determinada por el Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca muestra al municipio de Bugalagrande en un rango entre los 1.300 y los 1.400 mm de evaporación anuales en el sector donde se localiza el corregimiento de Paila Arriba.

**Imagen 1-9. Isolíneas de Evaporación Total Departamento del Valle del Cauca**

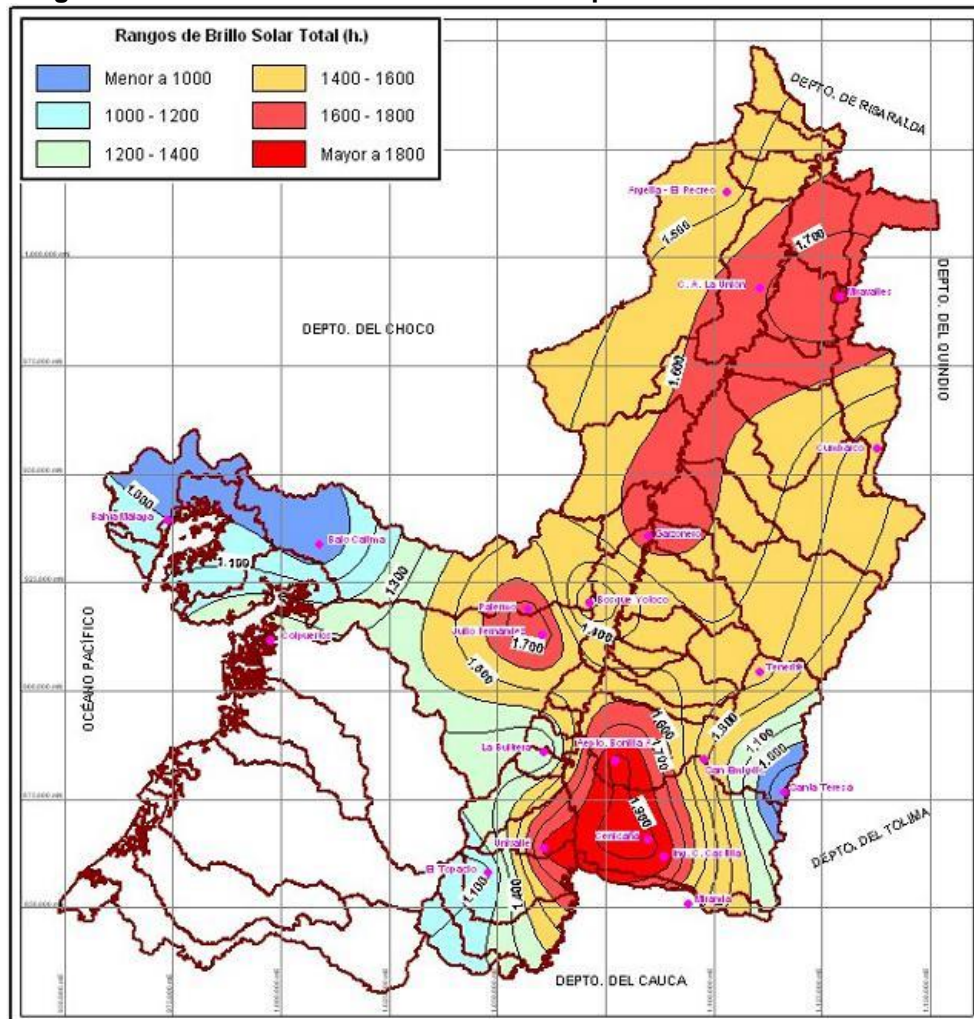


Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

### 1.1.9.4 Humedad Relativa

La humedad relativa es el porcentaje de la humedad que contiene una masa de aire, en relación con la máxima humedad absoluta que podría admitir sin producirse condensación, conservando las mismas condiciones de temperatura y presión atmosférica. Aunque el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio indica que la presión atmosférica en la localidad es 13,19 psi, no se cuenta con datos de humedad relativa para el área de estudio.

Imagen 1-10. Isolíneas de Brillo Solar Total Departamento del Valle del Cauca



Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

### 1.1.9.5 Brillo Solar

El brillo solar representa el tiempo total durante el cual incide luz solar directa sobre alguna localidad, entre el alba y el atardecer, es decir el número de horas de sol



(horas/día) en un determinado lugar. Teniendo en cuenta lo anterior, se establece que el brillo solar es directamente dependiente de la nubosidad existente en un área determinada. Así, a menor nubosidad mayor brillo solar y viceversa. La distribución espacial del brillo solar total a nivel multianual determinada por el Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca muestra al municipio de Bugalagrande en su sector oriental, donde se localiza el corregimiento de Paila Arriba, en un rango de brillo solar total entre las 1.600 y las 1.700 horas anuales.

### 1.1.9.6 Viento

El viento es el movimiento natural del aire. Se determina por la dirección o punto del horizonte desde donde sopla y por su velocidad, de la cual depende su mayor o menor fuerza. Para propósitos meteorológicos, la dirección del viento se define como la dirección desde la cual sopla el viento, y se mide en grados en la dirección de las agujas del reloj a partir del norte verdadero. Para el caso particular del municipio de Bugalagrande el Esquema de Ordenamiento Territorial establece que los vientos predominantes tienen una dirección noroeste – oeste durante el día y norte – noreste durante la noche.

### 1.1.10 Tipos de Suelo<sup>10</sup>

El municipio de Bugalagrande cuenta con cuatro unidades de suelos correspondientes climas cálido moderado húmedo y clima cálido moderado seco. En el clima cálido moderado húmedo se encuentra la Asociación Paila Arriba de relieve tipo valles y origen sedimentario. En el clima Cálido Moderado Seco se encuentran la Asociación Llanadas de relieve tipo abanicos y las Asociaciones Zarzal y Holguín de relieve tipo colinas, todas de origen sedimentario. En la localidad de estudio predominan los suelos del conjunto Paila Arriba y San Marcos. A continuación se describe cada unidad.

#### 1.1.10.1 Asociación Paila Arriba (PA)

Son suelos desarrollados a partir de materiales aluviales, de textura moderadamente gruesa a fina. La unidad se encuentra entre los 1.000 y 1.100 metros de altura sobre el nivel del mar. Desde el punto de vista geomorfológico, la asociación se localiza en el valle aluvial de los ríos San Marcos, Bugalagrande y La Paila; son suelos de relieve ligeramente plano y pendientes de 1-3%; el clima es cálido moderado. La asociación es de contraste fisiográfico alto y la distribución de los suelos regular. El drenaje natural es imperfecto a moderado; normalmente no hay erosión; la unidad tiene límites claros con la asociación Holguín y abruptos con las asociaciones Llanadas y la Esperanza.

Integran la asociación, los conjuntos Paila Arriba (Vertic Eutropepts) en proporción estimada de 40%, que se encuentra en un nivel bajo de terrazas; San Marcos (Vertic HaplustalFs) 30%, correspondiente a un nivel de terraza más alto que el anterior; La Paila

<sup>10</sup> Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, Grupo de Bosques y Suelos. Estudio General de Suelos del Valle del Cauca. 1997. Pág. 65-68, 119-123, 128-132, 136-140

(Typic Tropofluvents) 20% que se encuentra en el dique del río La Paila; el 10% restante, corresponde a inclusiones de otros suelos. La vegetación natural ha sido destruida y solo se encuentra una secundaria, representada por especies como sauce, balso, pízamo y samán. El uso actual de estos suelos es la ganadería de libre pastoreo, el cual a su vez, es el más aconsejable, ya que son suelos con deficiencia de agua; además una buena parte de ellos, tienen limitaciones en la zona radicular por la presencia de un horizonte arcilloso argílico.

**Tabla 1-4. Asociaciones de Suelos Municipio de Bugalagrande**

CLIMA	ORIGEN	RELIEVE	ASOCIACIÓN	CONJUNTO		
Cálido Moderado Húmedo	Sedimentario	Valles	Paila Arriba (PA)	Paila Arriba		
				San Marcos		
				La Paila		
Cálido Moderado Seco		Abanicos		Llanadas (LL)	Llanadas	
					Saldaña	
		Colinas	Zarzal (ZA)		Zarzal	
					La Fe	
					Vitrinas	
			Holguín (HO)			Holguín
						Las Camelias
				Mejorana		
				Colombina		

Fuente: Grupo de Bosques y Suelos CVC, 1997

- *Conjunto Paila Arriba (Vertic Eutropepts)*: Los suelos de este conjunto se encuentran localizados en las terrazas bajas de los ríos La Paila, San Marcos y Bugalagrande. Son suelos profundos a muy profundos, moderadamente bien drenados, desarrollados a partir de sedimentos aluviales, de color pardo grisáceo oscuro a muy oscuro, tanto en los horizontes superficiales como en los subyacentes; con texturas medias a moderadamente finas; no se observa erosión, presentan agrietamientos anchos y profundos; no hay concreciones; el relieve es plano con pendientes de 0-3%. El perfil modal presentan las siguientes características químicas; alta a muy alta capacidad de intercambio catiónico; reacción medianamente ácida a neutra (pH 5,7-7,1); muy alto contenido de bases totales; muy alta saturación de bases; muy alta saturación de calcio y magnesio; regular a pobre saturación de potasio; muy pobre en fósforo aprovechable; carbón orgánico normal en los horizontes superficiales, pobre a muy pobre en los subyacentes. Las características más importantes que se consideraron para su clasificación taxonómica fueron: epipedón ócrico, horizonte cámbico, régimen de humedad údico, saturación de bases superior al 50%, decrecimiento regular de carbono orgánico, grietas anchas y profundas.

- *Conjunto San Marcos (Vertic Haplustalfs)*: Los suelos de este conjunto están localizados en las terrazas altas de los ríos La Paila, San Marcos y Bugalagrande. Son suelos muy superficiales, limitados por un horizonte argílico cerca de la superficie; desarrollados a partir de material aluvial; no presentan evidencias de erosión; color pardo grisáceo o pardo oscuro en los horizontes superficiales y gris pardusco claro en los subyacentes; son de texturas medianas a finas; moderadamente bien drenados; presentan grietas anchas y profundas; tienen relieve plano y pendientes de 0-3%. Las características químicas del perfil modal son las siguientes: mediana a alta capacidad catiónica de cambio; regular a alto contenido de bases totales; muy pobre cantidad de fósforo aprovechable; muy alta saturación de bases; normal cantidad de carbón orgánico en el horizonte superficial y muy pobre en el resto del perfil; alta a muy alta saturación de calcio; muy alta saturación de magnesio; regular a pobre saturación de potasio; reacción medianamente ácida (pH 5,8 – 6,0). Las características más notables que se consideraron para la clasificación taxonómica del perfil modal, fueron: epipedón ócrico, horizonte argílico, régimen de humedad ústico, grietas anchas y profundas y saturación de bases mayor de 35% en todo el perfil.
- *Conjunto La Paila (Typic Tropofluvents)*: Los suelos de este conjunto se encuentran ubicados en las zonas inundables del río San Marcos y de las quebradas que vierten sus aguas al mismo, como las quebradas Nueva y Saldaña. Son suelos profundos a moderadamente profundos, limitados por fluctuaciones del nivel freático; desarrollados a partir de depósitos aluviales; moderada a imperfectamente drenados; tienen color pardo oscuro en los horizontes superficiales y pardo amarillento a pardo grisáceo, con abundantes manchas en los horizontes subyacentes; texturas moderadamente gruesas a gruesas; no se observa erosión, concreciones y grietas; pendientes suaves, relieves planos a casi planos. El perfil modal presenta las siguientes características químicas: alta a muy alta capacidad catiónica de cambio; alta a muy alta cantidad de bases totales; muy alta saturación de bases; muy alta saturación de calcio y magnesio; regular a pobre saturación de potasio; reacción neutra (pH 6,6 – 7,1); pobre a muy pobre en fósforo aprovechable; muy pobre a pobre en carbón orgánico. Las características más importantes que se consideraron para su clasificación taxonómica, fueron: ausencia de horizontes diagnósticos; régimen de humedad údico; decrecimiento irregular de carbono orgánico, régimen de temperatura isotérmico y epipedón ócrico.

#### 1.1.10.2 Asociación Llanadas (LL)

Son suelos desarrollados a partir de materiales aluviales de texturas moderadamente finas y finas. La unidad se encuentra entre 1.000 y 1.200 metros sobre el nivel del mar. Geomorfológicamente la Asociación corresponde a unos abanicos aluviales y fluvio volcánicos que se extienden desde el pie de las montañas, hasta las zonas planas del valle, recubriendo varias formaciones. El relieve es ligeramente plano a ligeramente inclinado con pendientes dominantes de 1-3-7%, el clima es cálido moderado y seco. La Asociación es de contraste fisiográfico alto y la distribución de los suelos irregular. El

drenaje natural es moderadamente bien drenado; hay evidencias de erosión que se manifiestan en cárcavas y afloramientos locales de horizontes sub superficiales. La erosión es hídrica y eólica; el grado puede variar de ligero a severo.

La unidad presenta límites claros con las Asociaciones Holguín y Sevilla, abruptos con la Asociación Paila Arriba. Integran la Asociación los Conjuntos Llanadas (Typic Durustalfs) 60%; Saldaña (Udic Haplustalfs) 30%. Un 10% corresponde a inclusiones de otros suelos. La vegetación natural ha sido destruida y en la actualidad se encuentran unos pocos árboles y arbustos, como parte de una vegetación secundaria; entre ellas figuran: yarumo, samán, arrayán, aramo y chamizo. El uso actual de estos suelos es ganadería extensiva pero los potreros se observan en mal estado. Como prácticas de manejo se debe hacer una distribución adecuada de potreros, mantenerlos limpios, evitar el sobrepastoreo, utilizar fertilizantes y evitar las quemas.

- *Conjunto Llanadas (Typic Durustalfs)*: Los suelos de este Conjunto se localizan en la parte inferior de los abanicos fluvio - volcánicos. Son suelos superficiales, limitados por horizontes arcillosos endurecidos; desarrollados a partir de sedimentos aluviales, de texturas moderadamente finas a finas; moderadamente bien drenados, no pedregosos con erosión laminar y en cárcavas de grado moderado a severo; de color gris muy oscuro a pardo grisáceo muy oscuro en los primeros horizontes y variado de pardo y gris oliva en los horizontes inferiores; no hay concreciones; presentan grietas hasta 1 cm de ancho que se prolongan a más de 40 cm de profundidad. Las características químicas indican mediana capacidad de intercambio catiónico, bases totales altas, saturación total muy alta, saturación de calcio alta, saturación de magnesio alta a muy alta, de potasio pobre; carbón orgánico muy pobre a normal, fósforo aprovechable muy pobre, reacción medianamente ácida a neutra (pH 5,6 – 6,8). El perfil característico presenta epipedón ócrico, horizonte diagnóstico argílico, régimen de humedad ústico, duripán dentro de 1 metro de la superficie, características éstas que justifican la taxonomía.
- *Conjunto Saldaña (Udic Haplustalfs)*: Los suelos de este conjunto se encuentran localizados en el cuerpo de los abanicos fluviales. Son suelos desarrollados a partir de materiales transportados; de profundidad efectiva superficial debido a la presencia de horizontes arcillosos endurecidos a escasa profundidad; de texturas moderadamente finas; moderadamente bien drenados; no pedregosos, sin evidencias de erosión; de color pardo a pardo oscuro en los primeros horizontes y pardo fuerte con manchas de color gris claro en el resto del perfil; no hay concreciones, presentan grietas hasta 1 cm. de ancho que se prolongan hasta 96 cm de profundidad. Químicamente, estos suelos poseen mediana capacidad de intercambio catiónico; regulares a altas bases totales; saturación total muy alta, saturación de calcio, potasio y magnesio alta a muy alta; carbón orgánico normal a muy pobre; fósforo aprovechable muy pobre; reacción mediana a ligeramente ácida (pH 5,7 – 6,5). Las características que se toman como diagnóstico para la taxonomía fueron: epipedón ócrico, horizonte argílico con saturación de bases por suma de cationes mayor de 75%, en alguna parte del horizonte, capacidad

catiónica de cambio mayor de 24 meq/100 gr de arcilla en el horizonte argílico y ausencia de horizonte cálcico, régimen de humedad ústico y régimen de temperatura isotérmica.

### 1.1.10.3 Asociación Zarzal (ZA)

Estos suelos se encuentran sobre la formación Zarzal, la cual según Keiser y Raasveldt (1953), corresponde a una serie de sedimentos compuestos por diatomitas, arcillas y arenas tobáceas, cuya edad probable es del plioceno. La unidad se distribuye sobre alturas que varían desde los 900 a los 1.000 metros sobre el nivel del mar. Geomorfológicamente corresponde a un paisaje de colinas redondeadas, de relieve ondulado a fuertemente ondulado; las ondulaciones presentan pendientes complejas entre las cuales las más dominantes son de 12 a 25% y en menor proporción, las correspondientes a los flancos de las ondulaciones de 25 a 50%. La totalidad de los suelos de esta unidad, se encuentran dentro del clima cálido moderado. La Asociación es de contraste fisiográfico alto y la distribución de los suelos regular; el drenaje natural es moderado a bien drenado; la erosión dominante es moderada, principalmente se observa pata de vaca y erosión laminar.

La Asociación presenta límites claros con las Asociaciones Holguín, La Victoria, Vallejuelo y La Uribe. Integran la Asociación los Conjuntos Zarzal (Typic Durustalfs) en proporción estimada de 50%, que se encuentra indistintamente en crestas, flancos y pie de colinas; la Fe (Udic Haplustalfs) 30 % que se localiza de preferencia en cimas y flancos de colina, Vitrina (Fluventic Haplustolls) 15% que corresponde a inclusiones de otros suelos entre los cuales está el Conjunto Mejorana de la Asociación Holguín. La vegetación natural ha sido destruida; existen algunos restos de vegetación secundaria representados por guácimo y chiminango. El uso actual de estos suelos es ganadería en explotación extensiva.

- *Conjunto Zarzal (Typic Durustalfs)*: Los suelos de este Conjunto están localizados en los flancos de colinas moderadamente disectadas. Son suelos desarrollados a partir de sedimentos fluvio - volcánicos; superficiales, limitados por horizontes endurecidos; de texturas medias a moderadamente finas; con erosión de ligera a severa, tienen color gris a negro en los horizontes superiores y pardo grisáceo oscuro a gris pardusco claro en los subyacentes; son moderadamente bien drenados; no hay concreciones; hay grietas poco amplias y superficiales. Las características químicas del perfil modal indican: mediana capacidad de intercambio catiónico; regular a alto contenido de bases totales; muy alta saturación de bases; alta saturación de calcio, muy alta saturación de magnesio, alta a regular saturación de potasio; normal a muy pobre carbón orgánico; muy pobre contenido de fósforo aprovechable; reacción medianamente ácida a medianamente alcalina. Actualmente estos suelos se explotan con ganadería extensiva. Presentan un horizonte relativamente cerca a la superficie, deficiencia de agua y problemas de erosión. Las características más importantes que se tuvieron en cuenta para su clasificación taxonómica fueron: epipedón ócrico,

horizonte subsuperficial argílico, con más de 35% de saturación de bases, horizonte cementado que no desintegra en agua, régimen de humedad ústico.

- *Conjunto La Fe (Udic Haplustalfs)*: Los suelos de este Conjunto se encuentran localizados en cimas y flancos de las colinas redondeadas. Son suelos desarrollados a partir de materiales sedimentarios de origen fluvio - lacustres, los cuales posiblemente han sido recubiertos por materiales volcánicos; son moderadamente profundos, limitados por el material parental; son de texturas moderadamente finas a finas; con erosión moderada, de color pardo a pardo grisáceo muy oscuro en los primeros horizontes y pardo amarillento en los subyacentes; bien drenados; no hay concreciones y grietas. Desde el punto de vista químico estos suelos son de capacidad catiónica de cambio muy alta; bases totales altas a muy altas; saturación total muy alta; saturación de calcio alta; saturación de magnesio muy alta; de potasio muy pobre a pobre; fósforo aprovechable muy pobre; carbón orgánico alto en el primer horizonte y muy pobre en el resto del perfil; reacción fuerte a medianamente ácida. En la actualidad estos suelos se explotan con ganadería extensiva. Presentan severas limitaciones para el uso agrícola debido a la erosión, la deficiencia de agua y las condiciones topográficas. La clasificación taxonómica se fundamentó en las siguientes características: epipedón ócrico, horizonte argílico con más de 35% de saturación de bases, más del 50% de saturación de bases en todo el perfil y ausencia de materiales calcáreos.
  
- *Conjunto Vitrina (Fluventic Haplustolls)*: Los suelos de este conjunto se ubican en las zonas de acumulación de las colinas moderadamente disectadas. Son suelos muy profundos, desarrollados a partir de sedimentos coluvioaluviales; moderados a bien drenados; con texturas medias a moderadamente finas; no se observa erosión, no pedregosos; tienen color pardo grisáceo muy oscuro a gris muy oscuro en los primeros horizontes y pardo a pardo oscuro en los subyacentes; no hay concreciones y grietas; son de relieve plano a ligeramente inclinado y pendientes suaves. Las características químicas del perfil modal indican: mediana capacidad catiónica de cambio; alto contenido de bases totales; muy alta saturación de bases; muy alta saturación de calcio y magnesio; regular a pobre saturación de potasio; normal a pobre contenido de carbón orgánico; muy pobre contenido de fósforo aprovechable; reacción medianamente ácida a medianamente alcalina. En la actualidad estos suelos se explotan con ganadería extensiva. Las características que fundamentan la clasificación son: epipedón mólico, saturación mayor de 50% en todo el perfil, régimen de humedad ústico y contenido de carbón orgánico mayor de 0,3 a una profundidad de 1,25 metros.

#### 1.1.10.4 Asociación Holguín (HO)

Los suelos de esta Asociación están ubicados sobre areniscas, conglomerados y arcillas; se encuentran desde los 900 hasta los 1.100 metros sobre el nivel del mar. Geomorfológicamente, la Asociación corresponde a un paisaje colinado, de pendientes

rectilíneas y lomos generalmente agudos, relieve fuertemente ondulado a quebrado con pendientes que oscilan entre 12 y mayores de 50%. La Asociación es de contraste fisiográfico alto y la distribución de los suelos regular; el drenaje varía desde moderado para los suelos de los valles estrechos hasta excesivo para los suelos de las crestas de colina. Los suelos de la unidad presentan erosión moderada y severa, principalmente pata de vaca y deslizamientos locales; es frecuente encontrar en esta unidad, suelos que contienen gravilla superficial y dentro del perfil. La unidad presenta límites claros con las Asociaciones Modín, El Descanso, La Victoria y Zarzal.

Integran la Asociación los Conjuntos Holguín (Typic Haplustolls) en proporción estimada de 50%, correspondientes a los flancos de las colinas; Las Camelias (Vertic Ustorthents) 25%, que se encuentra en lagunas crestas y flancos de colinas; Mejorana (Fluventic Ustropepts) 20%, ubicado en los valles estrechos entre colinas; un 5% corresponde a inclusiones de otros suelos como El Colombina (Udic Haplustalfs). La vegetación natural ha sido casi totalmente destruida, existen restos de vegetación secundaria, con especies como guácimo, tachuelo y chiminango.

- *Conjunto Holguín (Typic Haplustolls)*: Los suelos de este Conjunto están ubicados en los flancos de colinas. Son suelos desarrollados a partir de sedimentos arcillosos; moderadamente profundos, limitados por la presencia de arcillolitas; de texturas moderadamente finas a medias; bien drenados, no pedregosos; presentan erosión ligera a severa; tienen color negro a gris muy oscuro en los primeros horizontes y pardo a pardo rojizo en los subyacentes; no se observan concreciones; son de relieve fuertemente ondulado a quebrado y pendientes variables. Las características químicas del perfil modal indican: alta a muy alta capacidad catiónica de cambio; alto a muy alto contenido de bases totales; muy alta saturación de bases; muy alta saturación de calcio y magnesio; regular saturación de potasio; pobre a muy pobre en carbón orgánico; muy pobre contenido de fósforo aprovechable; reacción mediana a ligeramente ácida (pH 5,6 – 6,5). Las características más importantes del perfil modal que se consideran para la clasificación taxonómica son: epipedón mólico, horizonte subsuperficial cámbico, régimen de humedad ústico, saturación de bases mayor del 50% en todo el perfil, decrecimiento regular del carbón orgánico con la profundidad.
- *Conjunto Las Camelias (Vertic Ustorthents)*: Los suelos de este Conjunto se encuentran localizados en cimas y flancos de las colinas. Son suelos derivados de areniscas, conglomerados y arcillolitas; muy superficiales, limitados por el material parental; bien a excesivamente drenados; no pedregosos; texturas medias en el primer horizonte y moderadamente finas a finas en el resto del perfil; con erosión laminar y pata de vaca, de grado moderado; de color gris muy oscuro a pardo grisáceo muy oscuro en los primeros horizontes y rojo mezclado con gris oliva claro en profundidad; no hay concreciones, presentan grietas angostas y superficiales. Las propiedades químicas muestran alta a muy alta capacidad de intercambio catiónico; bases totales altas a muy altas; saturación total muy alta; saturación de calcio alta; regular a baja saturación de potasio; relación calcio magnesio invertida; pobre a normal el contenido de carbón orgánico, fósforo

aprovechable muy pobre; reacción medianamente ácida a neutra (pH 5,8 – 6,7). Las características que justifican la clasificación son: ausencia de horizontes diagnósticos, régimen de humedad ústico, alta saturación de bases y presencia de grietas de 1 cm. de amplitud.

- *Conjunto Mejorana (Fluventic Ustropepts)*: Los suelos de este conjunto se localizan en estrechos valles que se forman dentro de las colinas. Son suelos profundos, limitados por el horizonte C masivo; moderadamente bien drenados; de texturas moderadamente finas; no pedregosos; sin erosión; color gris muy oscuro en todo el perfil; no tienen concreciones; presentan grietas en el primer horizonte, hasta 1 cm de ancho. De acuerdo con los análisis químicos, son suelos de capacidad de intercambio catiónico y bases totales altas a muy altas; saturación total de bases muy alta; saturación de calcio y magnesio muy alta; de potasio regular; carbón orgánico y fósforo aprovechable pobres; reacción mediana a ligeramente ácida (pH 5,5 – 6,5). Las características más importantes que se tuvieron en cuenta para su clasificación taxonómica son: epipedón ócrico, horizonte cámbico, régimen de humedad ústico, saturación de bases mayor de 50% y decrecimiento irregular del carbón orgánico con la profundidad.
- *Conjunto Colombina (Udic Haplustalfs)*: Los suelos de este conjunto se localizan en flancos y pie de las colinas moderadamente disectadas; se han desarrollado a partir de materiales sedimentarios (areniscas y arcillolitas); son moderadamente profundos, limitados por un horizonte arcilloso compacto; de texturas moderadamente gruesas a finas; bien drenados, no pedregosos; con erosión moderada en pata de vaca y deslizamientos locales; de color gris muy oscuro en los primeros horizontes y pardo rojizo oscuro a rojo amarillento en los horizontes inferiores; no hay concreciones; presentan grietas hasta de 2 cm de ancho que profundizan hasta 76 cm. Las características químicas más importantes son: bases totales altas; saturación total muy alta; saturación de calcio muy alta, de magnesio alta a muy alta, de potasio pobre; carbón orgánico muy alto a muy pobre; fósforo aprovechable muy pobre; reacción medianamente ácida (pH 5,7 – 6,1). Las características más importantes sobre las cuales se fundamenta la clasificación taxonómica son: epipedón ócrico, horizonte argílico, régimen de humedad ústico, grietas amplias y profundas, ausencia de horizonte cálcico o carbonatos finamente pulverizados y saturación de bases mayor de 35% en el argílico.

### 1.1.11 Fisiografía<sup>11</sup>

El municipio de Bugalagrande se localiza en un área topográficamente heterogénea, contando con zonas de considerable pendiente hasta áreas centrales ligeramente onduladas. El municipio se ubica en la vertiente occidental de la cordillera central como parte de la cuenca hidrográfica del Río Cauca en una franja altitudinal entre los 940 y los

<sup>11</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio Bugalagrande, 2000. Pág. 36,44



2.200 msnm. Esta diferencia altitudinal en el municipio se da en virtud de un sistema orográfico con relieves que van de ligeramente plano a fuertemente ondulado y quebrado con manifestaciones escarpadas localizadas, contando con diversidad de terrenos montañosos, depresiones y planicies.

Las áreas de relieve plano ocupan la parte occidental del municipio, en la ribera del río Cauca y están conformadas por terrazas que no presentan diferencias de alturas importantes ya que no sobrepasan los 1.000 m, con pendientes entre 0 y 10%, con una extensión de 31.849,4 hectáreas equivalentes aproximadamente a un 77,8 % del total del territorio. En la parte central del municipio y una franja en dirección oriental se encuentran terrenos ligeramente quebrados o formas colinadas con pendientes moderadas, en una extensión aproximada de 3.889,0 hectáreas equivalentes a un 9,5% del total del territorio.

Más hacia el oriente el relieve se hace montañoso medio a fuertemente quebrado, con manifestaciones escarpadas localizadas sobre las partes de altura mayor, con una extensión aproximada de 5.199,1 hectáreas equivalentes al 12,7 % del territorio municipal. La pendiente predominante para éste sector sobrepasa el 50% haciendo parte de la Serranía de la Morena con alturas mayores a los 2.200 msnm. En este último sector se ubica la localidad de estudio a una altura de 945 msnm para el centro poblado.

De la misma forma, en el municipio se encuentran tres grandes paisajes: el primero de ellos es la llanura aluvial de piedemonte, que presenta condiciones de desborde en el ámbito local, el segundo es el de colinas bajas pertenecientes a la vertiente occidental de la cordillera central y el tercero corresponde a terreno escarpado de la cordillera central. Los tipos de relieve del municipio, dentro de los que se encuentran valles, abanicos y colinas fueron descritos a detalle en el numeral anterior.

### 1.1.12 Cartografía

La cartografía disponible para el municipio de Bugalagrande incluye la base de información elaborada por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi – IGAC, para los municipios de Colombia, la cual contiene mapas a escala 1:25.000 sobre curvas de nivel, red hídrica, orografía, redes viales y centros poblados (planchas 242-IV-A, 242-IV-C, 242-IV-D, 242-II-A, 242-II-B, 242-II-C, 242-II-D, 262-I-A y 262-IC). Adicionalmente se tendrá en cuenta la cartografía desarrollada para el Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio (1998) y para el Programa de Abastecimiento de Agua Rural (2004) en relación al sector rural donde se ubica el corregimiento de Paila Arriba.

### 1.1.13 Geología<sup>12</sup>

El Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio de Bugalagrande presenta una recopilación de estudios geológicos realizados por el Instituto Colombiano de Geología y Minería (INGEOMINAS) y la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (CVC)

<sup>12</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande (2000) con base en el Mapa Geológico del Departamento del Valle del Cauca a escala 1:250.000. (Nivia, 1997) y los estudios geológicos realizados por la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca - CVC (1996). Pág. 37-40

que cubren el área municipal. En general es esta área afloran rocas cuyo origen se remonta desde el paleozoico, representado en el Grupo Cajamarca, hasta el cuaternario, representado por los depósitos aluviales del río Cauca y sus tributarios, que se hallan distribuidas en dos principales provincias fisiográficas en la cordillera central y la depresión intercordillerana del Cauca.

### 1.1.13.1 Estratigrafía

La descripción local de las unidades de rocas sedimentarias se muestra a continuación:

- *Rocas Paleozoicas*: Son rocas metamórficas representadas por esquistos cuarzo – cloríticos, cuarzo – muscovíticos, neises anfibólicos, anfibolitas y cuarcitas pertenecientes al Grupo Cajamarca.
- *Rocas Mesozoicas*: Más específicamente del período cretáceo, están representadas por diabasas, basaltos y brechas volcánicas con intercalaciones sedimentarias de liditas y arcillolitas, incluidas en las unidades volcano – sedimentarias (Kvs) y sedimento volcánica (Ksv) del grupo diabásico de la cordillera occidental, metadiabasas que han sido informalmente incluidas en la formación planeta (Kmd) y rocas ígneas intrusivas o granodioritas, que se presentan en el sector más oriental de la cuenca, cerca de la localidad de estudio.
- *Rocas Verdes Cretácicas*: Son rocas de origen volcánico, representadas por diabasas y basaltos con intercalaciones de chert, lutitas, areniscas y conglomerados finos dentro de flujos de lava, por lo cual se les considera sedimentarias. Estas rocas de color verde afloran al nororiente del municipio. Por efectos del tectonismo sufrieron un metamorfismo dinámico que en algunas zonas les ha hecho perder su carácter original, apareciendo brechas, milonitas y protomilonitas típicas de cataclásis (Krv).
- *Rocas Terciarias*: Están representadas por un pequeño pórfido (Tda) de composición dacítica y por la Formación La Paila (Tmp), abarcando un área intensamente afectada por tectonismo. Están constituidas por conglomerados, areniscas, tobas y arcillas depositados en el sector más noroccidental del municipio, abarcando los corregimientos del Overo, Raiceros y parte de Paila Arriba, en un ambiente de tipo continental y eminentemente aluvial. La formación La Paila es de edad Mioceno tardío y corresponde a los conjuntos de las Formaciones Cartago y Zarzal. Los sedimentos terciarios de la Formación Cartago (Tmc), de edad Mioceno constan de una serie de arcillas y conglomerados compuestos principalmente por restos de diabasas con intercalaciones de areniscas, arcillolitas y delgadas capas de conglomerados de tobas volcánicas. Por su parte la Formación Zarzal (Tpz) de edad Plioceno está compuesta por caolinitas, diatomitas, areniscas tobáceas y arcillas. Morfológicamente esta formación se caracteriza por mostrar cerros aislados de poca altura y pendiente suave.

- *Depósitos Cuaternarios:* Están conformados por sedimentos aluviales depositados a lo largo de la llanura del río Cauca, la zona de piedemonte y localmente en zonas de intracolinas como depósitos de relleno aluvial. Estos sedimentos, que comúnmente representan una estabilidad precaria, están compuestos por depósitos recientes de composición y tamaño muy variado y poco consolidados, compuestos por terrazas (Qt), coluviones (Qc), algunos depósitos de aluviones (Qal) y rellenos del Valle del Cauca (Qd).

### 1.1.13.2 Geomorfología

Teniendo en cuenta la estratigrafía de las unidades de rocas sedimentarias en el municipio, a continuación se consideran principalmente las formas del terreno de origen endógeno, exógeno o mixto así como los procesos de génesis y evolución del mismo en el contexto medioambiental. Los procesos geomorfológicos exógenos se consideran como responsables de la mayoría de las modificaciones de la superficie terrestre. Dentro de estos procesos se encuentran la meteorización de las rocas, los fenómenos de remoción en masa y la erosión pluvial, fluvial, marina o lacustre, glaciaria, eólica y antrópica, pudiendo suceder procesos denudativos, es decir la meteorización de las masas de rocas continentales expuestas al desgaste del regolito resultante por acción combinada de las fuerzas de desplazamiento y de los agentes geomorfológicos con el consecuente remodelado y paulatina reducción de la superficie terrestre, y procesos constructivos o agradacionales, determinados por las fuerzas de desplazamiento, los agentes móviles como el agua, la escorrentía, los glaciares y el viento, que está representada principalmente por la sedimentación.

- *Procesos Denudacionales:* Los procesos degradacionales más frecuentes en el municipio se presentan por fenómenos de erosión, remoción en masa y fracturación por meteorización del material del suelo. Esta meteorización principalmente es química, por hidrólisis, y es más severa en las áreas que no están protegidas por bosque o en las que el suelo está en continua intervención con cultivos limpios o café a libre exposición, fenómeno que puede observarse al noreste del municipio, cerca al corregimiento de Paila Arriba. Sobre las áreas que abarcan el grupo diabásico de rocas sedimentarias y volcánicas del cretáceo, la meteorización química por hidrólisis ha sido fuerte y debido a la eliminación de la cobertura natural, implantación del cultivo de café y apertura de carretables con taludes inestables, el fenómeno de meteorización se ha acelerado asociándose a la formación de cárcavas y deslizamientos.

Los procesos más críticos de remoción en masa se encuentran localizados en las micro cuencas de las quebradas tributarias del río San Marcos. Los procesos degradacionales, han traído consigo un fenómeno de cambio dentro del relieve original de los suelos, que se fosiliza bajo material de relleno compuesto por sedimento aluvial. Debido al alto grado de meteorización por hidrólisis, este cambio se manifiesta principalmente mediante el arrastre de limos y arenas limosas, con pérdida de una considerable cantidad de material. Esto facilita los hundimientos, principalmente en áreas sujetas a fuertes pesos, como es el caso de la vía La Uribe - Sevilla.

Las areniscas de la Formación Cartago presentan meteorización poco intensa de tipo esferoidal con capas delgadas de carbonatos de hierro en las partes superiores, lo que ocasiona desprendimiento de bloques esferoidales, sobretudo en áreas desprotegidas al nororiente del municipio. La Formación la Paila consta de un conjunto inferior compuesto de areniscas y tobas y de un conjunto superior que consta de conglomerados fuertemente cementados. El conjunto superior es altamente resistente a la meteorización y a la erosión, debido a la cantidad de sedimentos depositados por los ríos al tratar de buscar una salida del valle y romper los conglomerados, en cambio en el conjunto inferior y principalmente en las tobas se presenta una meteorización por descomposición de estas en arcillas menores por desvitrificación y alteración química.

Los frecuentes deslizamientos hacen parte de la evolución del terreno, donde se han podido identificar tres tipos fundamentales de dinámica: de vertientes, torrencial y fluvial como fenómenos de borde de carretera. Como zonas más críticas de vertientes húmedas se detectaron los deslizamientos en la Morena, la Luisa, la Sara y la Cristalina. Estos deslizamientos se presentan en una zona de clima húmedo y vegetación abundante, afectada por una falla. El material dendrítico susceptible de ser deslizado hacia el fondo de la quebrada por los agentes erosivos es de fragmentos de roca triturada y cenizas volcánicas abundantes. Una zona crítica de dinámica de vertientes secas, en la que los deslizamientos se producen por erosión pluvial se encuentra en la Vereda Chorreras, en zona de clima seco abrigada por los vientos. Las zonas secas son poco afectadas por la remoción masiva de materiales. La falta de humedad y vegetación condicionan allí la presencia de fenómenos que aunque se manifiestan lentamente, llaman más la atención debido su similitud con la desertización. El tratamiento más adecuado para estas zonas lo constituye la regeneración natural de la vegetación.

El fenómeno más destacado de dinámica torrencial lo encontramos en las quebradas la Luisa y el Placer, los cuales presentan lecho en forma de v, fondo tapizado de bloques rocosos, fuerte pendiente longitudinal y crecidas esporádicas, casi siempre de corta duración. Después de que se produce un deslizamiento por efecto dinámico de una vertiente, el material acumulado en el fondo de la quebrada tiende a ser evacuado en el torrente. Esta acción origina una dinámica que agrava las condiciones del deslizamiento, porque tiende a hacerlo crónico. El tratamiento adecuado consiste en disminuir la pendiente longitudinal del curso de agua mediante la construcción de trinchos u otras obras regularmente espaciadas y de poca altura, para retardar el transporte de los materiales.

En el municipio no se presentan efectos fluviales pronunciados que constituyan ejemplos típicos de la dinámica fluvial que se produce en el curso inferior de los cursos de agua cuyo comportamiento difiera fundamentalmente del que se registra en su parte alta o torrencial. En los fenómenos morfodinámicos hacemos referencia a los de borde de carretera, que se producen al realizar cortes profundos en las vertientes para la construcción de vías, alterando el equilibrio aparente en que se encuentran los materiales dendríticos de las depresiones

rellenadas. Los canales de drenaje al pie del talud pueden actuar como torrentes, socavando el pie de la vertiente y produciendo deslizamientos que a veces se vuelven crónicos, hasta que todo el material dendrítico ha sido evacuado.

- *Procesos Agradacionales:* Las formas agradacionales son el resultado de la sedimentación en las partes bajas de los ríos San Marcos y San Pablo, que por su extensión reflejan gran actividad erosiva en los tributarios de la cuenca. El relleno del Valle del Cauca (Qd), es un buen acuífero de gran espesor, el cual requiere de un tratamiento especial de manejo. En la llanura aluvial del río San Pablo, que resulta de la unión de los ríos San Marcos y la Paila y de la quebrada San Pablo, se observan abundantes terrazas con escarpes elevados y erosionados por los ríos y la quebrada mencionados. La presencia de taludes escarpados inestables, de materiales sueltos poco consolidados y la falta de protección de una cobertura vegetal importante ha contribuido a la formación de deslizamientos de las terrazas, a la formación de surcos y a la presencia de derrumbes activos.

### 1.1.13.3 Geología Estructural

En el sector oriental del departamento del Valle del Cauca, donde se localiza el municipio de Bugalagrande, se encuentra el valle intramontañoso del río Cauca, en un rumbo dominante norte-nororiente, que define el límite entre las cordilleras Central y Occidental. En esta zona existe un sistema complejo de fallas que afectan el basamento y los sedimentos subyacentes. Los movimientos generados a lo largo de estas fallas han interactuado para acomodar la deformación sufrida por la placa Suramericana, como resultado de los esfuerzos producidos por el movimiento de las placas Nazca y Caribe, dando lugar a la traslación y rotación de bloques de la corteza y a la superposición de rasgos estructurales.

Las principales estructuras ubicadas en el municipio comprenden fallas geológicas y pliegues de variada geometría. Al igual que las formaciones geológicas, las estructuras se encuentran distribuidas y asociadas a dos principales provincias fisiográficas: la cordillera central y la depresión intercordillerana del río Cauca, quedando enmarcadas dentro de los rasgos tectónicos determinados por la extensa zona de fallamiento del sistema de fallas Cauca – Almaguer, que cruza en dirección norte-noreste el departamento del Valle del Cauca, la cual separa rocas de naturaleza continental al oriente, de rocas de afinidad oceánica al occidente. Este fallamiento es albergue de mineralizaciones, zonas de inestabilidad del terreno o fuente de terremotos superficiales. Se encuentran adicionalmente otros rasgos menores como las diaclasas, zonas de cizalla y lineamientos fotogeológicos.

Los pliegues se presentan en diversas formas geométricas dependiendo entre otras circunstancias, de la profundidad a la que fueron formados dentro de la corteza terrestre antes de ser levantados y sufrir procesos erosivos, entre las fallas de La Paila y Quebradanueva indicando procesos de compresión. Las fallas presentes en el municipio son la Falla de La Paila (8,9 Km), la Falla Sevilla (5,4 Km), La Falla Quebradanueva (9,8 Km), la Falla de La Nicolasa (11,6 Km), la Falla Buenos Aires (9,3 Km), la Falla del Cauca (12,8 Km) y la Falla de Galicia (9,8 Km) cercana a la localidad de estudio. Por su parte los

principales pliegues son los anticlinales El Pivotal, El Mague, El Overo y Andalucía, y los sinclinales Nutibara, San Marcos, Aguabonita y La Esperanza.

#### **1.1.13.4 Geología Económica**

Las características geológicas del municipio de Bugalagrande limitan la explotación de materiales de interés económico teniendo en cuenta los procesos que dieron origen a las rocas. El potencial minero del municipio está dado por depósitos formados durante relleno sedimentario del valle entre las cordilleras Central y Occidental en el departamento del Valle del Cauca, razón por la cual no se explotan minerales metálicos de forma intensiva. En cercanías al sector de La Mina, en límites con el municipio de Tuluá, se encuentra una veta de oro, considerándose que se pueden encontrar en el corregimiento de Ceylán filones auríferos. Se tienen además referencia de antiguas explotaciones de sal en el corregimiento de Chorreras, donde también se observa la presencia de sulfuros en los nacimientos de las quebradas Chorreras y La Salada. Por último en la vía carretable que del corregimiento de Ceylán conduce a La Morena se observan afloramientos de Caolín.

#### **1.1.14 Materiales de Construcción**

Para la construcción de obras civiles se utiliza una gran variedad de minerales y rocas de diferentes orígenes. En el municipio existen varios sitios a lo largo del río Bugalagrande en los que se extraen arenas, gravas, gravilla y otros materiales de construcción en volúmenes suficientes para atender la demanda de la región y de algunas áreas vecinas. El más importante de estos sitios, que hace parte de un gran depósito de aluvión, se encuentra a unos cuatro kilómetros del área urbana del municipio de Bugalagrande. De igual forma se ha venido explotando en áreas correspondientes a la Formación Zarzal, arcillas bentoníticas, formadas por la desvitrificación de las cenizas y tobas volcánicas, que se utilizan en la fabricación de lodos para la perforación de pozos profundos, al sur del área urbana, en los corregimientos de Uribe y El Overo. Estas arcillas, como producto de la descomposición mecánica y química de varios tipos de rocas son de origen sedimentario o transportado, de tipo fluvial, y acumuladas en las llanuras de inundación de los ríos

Existe además en el municipio un potencial de canteras sin explotación para atender la demanda futura de materiales de construcción o para la extracción de material de afirmado de vías localizadas sobre la vía Uribe - Paila Arriba y Bugalagrande – Galicia. Se encuentran también aproximadamente doce sitios de explotación de arcillas para la elaboración de adobe y teja en las distintas ladrilleras de la zona. Por otra parte se explotan materiales de arrastre, arena, balasto y piedra, en el río Bugalagrande en forma manual por aproximadamente 300 areneros los cuales no se encuentran autorizados por las respectivas autoridades mineras ni ambientales. La producción diaria de estos materiales es de 900 m<sup>3</sup>.

La explotación de estos materiales se realiza hace varios años de una manera anti técnica, de forma artesanal, por parte de comunidades de bajos ingresos. Desde el punto de vista ambiental, la turbiedad, el aporte de sedimentos, y la construcción de trinchos y

barras centrales artificiales para propiciar las actividades de explotación, han generado algunos cambios en el eje hidráulico ocasionando desequilibrios laterales. Se observan algunos indicios de socavación en las áreas explotadas. De forma similar la construcción de vías paralelas a las orillas de los cauces para la extracción del material, ha ocasionado inestabilidad en las terrazas debido a la erradicación de la vegetación protectora y el paso de vehículos pesados.

### 1.1.15 Pavimentos

El municipio de Bugalagrande cuenta con 229,4 kilómetros de vías terrestres en el área rural de los cuales solo 42,7 Km se encuentran pavimentados. En general el municipio cuenta con aproximadamente el 20% de vías pavimentadas y el 90% si se tienen en cuenta únicamente las vías ubicadas en el área urbana. En particular el corregimiento de Paila Arriba cuenta con tres calles: la calle principal y las denominadas calle larga y calle corta. De estas, solo la primera se encuentra pavimentada, siendo la única vía de acceso al centro poblado.

### 1.1.16 Servicios Públicos<sup>13</sup>

#### 1.1.16.1 Acueducto

El acueducto rural del corregimiento de Paila Arriba es administrado por la Asociación de Usuarios de Acueducto y Alcantarillado de Paila Arriba. Actualmente la cobertura de acueducto en el corregimiento es total, prestando servicio a 168 usuarios. El sistema se abastece de dos fuentes, la fuente principal es el río San Marcos, al nororiente del municipio de Bugalagrande, donde se capta el agua mediante una bocatoma lateral, y la segunda fuente es un afluente del río La Paila sin identificación que tiene una bocatoma tipo presa utilizada ocasionalmente por un pequeño grupo de usuarios como inyección adicional cuando se presentan problemas de abastecimiento en la fuente principal

La línea de aducción desde el río San Marcos, de 4" de diámetro en PVC, conduce el agua hacia una estructura de desarenación antigua ubicada a 240 metros de la captación, en este mismo lugar se encuentra un desarenador de construcción reciente en desuso y un tanque de almacenamiento de 88 m<sup>3</sup> de capacidad. De allí el agua es llevada a través de una línea de más de 6 kilómetros en diámetros de 3" y 4", que recorre en paralelo la calle principal del corregimiento, hasta el tanque de almacenamiento principal ubicado en la Hacienda La Granada, con capacidad de 150 m<sup>3</sup>, donde se realiza un proceso de cloración para desinfección y se distribuye a la red de distribución que cuenta con varios ramales que siguen el patrón de las vías del corregimiento.

La línea de aducción auxiliar conduce el agua por 550 m desde la quebrada auxiliar en la captación hasta un tanque de almacenamiento de 53 m<sup>3</sup> de capacidad, a través de una tubería de 4" de diámetro en hierro galvanizado, para pasar posteriormente a una red de

<sup>13</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 88-92

distribución pequeña que abastece a unos pocos usuarios. La información detallada del sistema puede encontrarse en el numeral 5. DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO.

El sistema de acueducto no cuenta con sistema de tratamiento de agua potable y cuenta ocasionalmente con procedimientos sencillos de desinfección, por lo que el agua no es totalmente potable y su calidad es apenas aceptable. Según el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio el agua suministrada por el sistema de acueducto de Paila Arriba cumple con parámetros fisicoquímicos como pH, turbiedad, color y cloruros, pero incumple parámetros como alcalinidad, dureza y cloro residual. Adicionalmente indica que presenta contaminación por coliformes fecales y no fecales por lo que se considera que no es apta para el consumo humano.

#### **1.1.16.2 Alcantarillado**

En el corregimiento de Paila Arriba la mayoría de las viviendas poseen una unidad básica sanitaria con sistema interno de alcantarillado, mientras que los predios restantes cuentan con sistemas de pozo séptico o vierten sus aguas negras a través de tubería o acequia hasta la fuente hídrica o vía más cercana, causando graves problemas de contaminación de las fuentes superficiales. Por lo general existen en paralelo a estos sistemas, otros que transportan aguas residuales de actividades agropecuarias hasta cuerpos de agua cercanos.

#### **1.1.16.3 Aseo**

En el corregimiento de Paila Arriba las viviendas no cuentan con servicio de recolección domiciliar de aseo, por lo que el sistema convencional de manejo de residuos sólidos consiste en la incineración a campo abierto o la construcción de hoyos profundos de diámetro variable donde se disponen y cubren los residuos. En la localidad, según el Esquema de Ordenamiento Territorial, el 81% de la población utiliza este método mientras que el restante 19% aún arroja sus residuos sólidos directamente a fuentes superficiales de agua u otros sitios de disposición.

#### **1.1.16.4 Energía**

El municipio de Bugalagrande cuenta actualmente con una cobertura del servicio de energía eléctrica del 98% en el área rural<sup>14</sup> y es prestado por la Empresa de Energía Eléctrica del Pacífico (EPSA), incluyendo al corregimiento de Paila Arriba. La empresa prestadora del servicio de gas natural a través de redes de distribución domiciliar en el área urbana del municipio es GASES DEL NORTE S.A. E.S.P., sin embargo en el corregimiento de Paila Arriba la población, en su mayoría, cocina con leña, gasolina o petróleo.

<sup>14</sup> Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande 2012-2015. Cap. 3. Pág. 52



### 1.1.16.5 Comunicaciones

En el corregimiento de Paila Arriba el servicio de telecomunicaciones es prestado por parte de la Empresa de Telecomunicaciones de Tuluá TELETULUA S.A, la cual cuenta con dos líneas locales en la localidad. Adicionalmente el municipio cuenta con dos canales locales de televisión, el canal privado Río T.V y el canal cultural municipal con cobertura en el área rural. Las radiocomunicaciones están representadas principalmente por las emisoras comunitarias ubicadas en la iglesia y la estación de policía.

### 1.1.17 Sismología<sup>15</sup>

La interacción en el occidente colombiano de las placas Suramericana, Nazca y Caribe, en particular en la zona de subducción, configura una fuente sismógena activa donde se han producido varios sismos notables por su capacidad de destrucción. El Estudio General de Riesgo Sísmico de Colombia (INGEOMINAS y Universidad de los Andes, 1998) sitúa al departamento del Valle del Cauca dentro de la zona de alta amenaza sísmica e indica una alta probabilidad de que para cada siglo se presenten sismos con intensidades mayores a VIII en la Escala de Mercalli. Las fuentes sismogénicas que pueden afectar al municipio de Bugalagrande están constituidas por la mencionada zona de subducción y por las fallas que poseen segmentos activos, como las fallas pertenecientes al sistema Cauca – Almaguer.

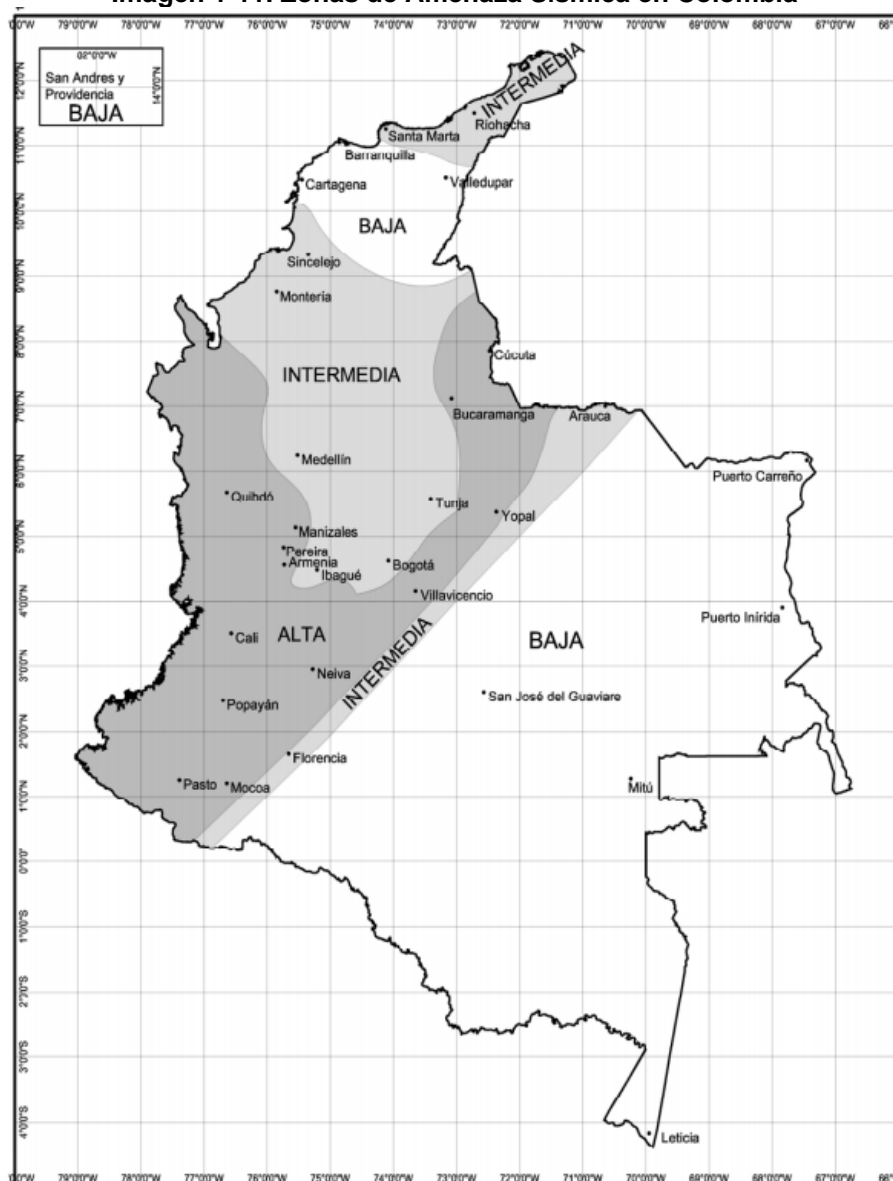
La región ha sufrido el efecto de varios sismos devastadores durante los últimos siglos con epicentros localizados dentro del departamento, entre ellos se destaca el terremoto de Buga en 1776, que destruyó parte de ésta ciudad y causó daños severos en Cali y otras localidades, el sismo de 1906, con epicentro en Tumaco, que causó daños serios en Cali y un maremoto que afectó los municipios de Cartago y Buenaventura, el sismo de 1925 que afectó principalmente a Cali y a municipio situados al occidente del río Cauca y el sismo de 1979 con epicentro en la cordillera occidental en límites de los departamentos del Valle, Risaralda y Chocó, que causó daños en los municipios del norte del departamento. Los principales rasgos tectónicos que se localizan dentro de la zona de influencia sísmica en el municipio se clasifican en:

- *Fallas Activas:* Se definen como aquellas que muestran rasgos superficiales claros que cortan depósitos cuaternarios. Las fallas con mayor influencia son:
  - A) Falla de Toro, Falla de Río Bravo y Falla Dagua-Calima: Este conjunto de fallas se localizan al occidente del río Cauca y parecen tener continuidad entre sí, es decir, forman un sistema que se prolonga hacia el norte con el nombre de Fallas de Apía y Mistrató. La expresión morfológica de este sistema es fuerte y a lo largo de él hay un alineamiento claro de los drenajes y desviación de algunos cauces que la cortan. El sismo de noviembre de 1979 probablemente esté asociado a este sistema.

<sup>15</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 42

- B) Sistema Cauca-Almaguer (Romeral): Esta falla se localiza al oriente del municipio, con dirección aproximada  $N 10^{\circ} - 20^{\circ}.W$ , haciendo parte de la falla Cauca. Se cataloga de tipo normal, con una longitud de más de 400 km y buzamiento fuerte hacia el oeste.
- C) Falla Quebrada Nueva: Esta falla se localiza en los alrededores de la cabecera municipal de Cartago, la información existente sobre esta falla es insuficiente.

**Imagen 1-11. Zonas de Amenaza Sísmica en Colombia**



Fuente: Norma Sismo Resistente NSR-10, 2010.

- *Fallas Potencialmente Activas:* corresponden a estructuras que muestran rasgos superficiales más o menos evidentes, que cortan depósitos sedimentarios y que se

presumen de edad cuaternaria. Las principales fallas de este tipo en el área son el sistema de fallas del Cauca que incluyen en la zona de estudio un segmento de la falla Quebrada Nueva y las fallas Potrerillos y Montenegro, que se consideran activas tanto hacia el norte como hacia el sur y la falla de Cucuana, localizada hacia el extremo oriental del área de influencia sísmica, en la vertiente oriental de la cordillera Central, razón por la cual su influencia en el área de estudio es menor.

- *Otras Fallas:* La tectónica local presenta otras fallas que aparentemente no tienen importancia sísmica, sino que reflejan esfuerzos tectónicos muy antiguos o contactos entre unidades de roca y no tienen mayor importancia desde el punto de vista sísmico.

La norma sismo resistente nacional (NSR-10) realiza una zonificación de la amenaza sísmica a escala nacional, principalmente para legislar acerca de la calidad de las construcciones y obras civiles del país en materia de sismo resistencia. En esta zonificación el municipio de Bugalagrande se localiza en la zona de amenaza sísmica alta, por lo que se esperan las más altas amplificaciones de las ondas en caso de un evento sísmico y se considera indispensable para la construcción de cualquier obra civil, seguir las recomendaciones dadas por la norma sismo resistente nacional vigente y realizar un estudio geotécnico y análisis de la respuesta sísmica del subsuelo.

### 1.1.18 Zonas de Riesgo Potencial<sup>16</sup>

#### 1.1.18.1 Inundaciones

Las zonas con riesgo de inundación en el municipio de Bugalagrande se presentan en el área urbana principalmente en los barrios San Bernabé y Antonio Nariño, ubicados en cercanías a la margen derecha del río Bugalagrande, y en los barrios subnormales Cañaverál y Brisas del Río, localizados al sur del perímetro urbano, en la margen izquierda del mismo. La gran mayoría de las casas que conforman estos barrios se encuentran construidas con paredes en bahareque y techos en cartón o teja de barro, contando con los servicios de energía eléctrica y acueducto, más no con el de alcantarillado.

Al estar ubicados dentro de una franja de menos de 30 metros desde el borde del río Bugalagrande, al presentarse caudales de crecientes en épocas de lluvia, se ocasionan inundaciones por el desborde de aguas. De la misma forma para el área rural, en la franja ubicada entre el área urbana y el río Cauca, que limita al occidente con el municipio, se encuentra una zona plana representada por los corregimientos de San Antonio y El Guayabo que ante los desbordamientos de este cauce se han visto históricamente afectados en un área aproximada de 1.200 hectáreas, afectando viviendas, cultivos y vías entre otros.

<sup>16</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 29-34

### 1.1.18.2 Fenómenos de Remoción en Masa

Las características mecánicas y de estabilidad de los materiales de la corteza terrestre en el departamento del Valle del Cauca son un rasgo intrínseco a la evolución geológica del occidente colombiano, asociado a un límite convergente de placas. Esto ha resultado en la formación de grandes y numerosas fallas geológicas y en la consecuente formación de superficies planas que causan inestabilidad en las laderas. Estas características, incrementadas además por factores climáticos y fisiográficos, determinan la abundancia de numerosos fenómenos que causan amenazas para la población en el departamento.

Por su parte la actividad morfogenética del municipio de Bugalagrande está representada por procesos de remoción y de acumulación que han evolucionado con el tiempo a través de factores como la tectónica, el clima y los factores antrópicos. Dentro de los procesos de remoción se tienen movimientos en masa rápidos como los deslizamientos, desgarres superficiales y escarpes con caída de bloques y movimientos en masa lentos, tales como vertientes con inestabilidad manifiesta, procesos de erosión y socavamiento en el lecho de quebradas. Por otra parte en los procesos de acumulación se tienen los depósitos de piedemonte, depósitos aluviales entre colinas, conos antiguos y depósitos de vertiente.

En el área rural del municipio se destaca la presencia de fenómenos de remoción en masa en el kilómetro tres de la vía La Uribe – Sevilla, en cercanías del corregimiento de Paila Arriba y en el corregimiento de Ceylán a 500 metros del centro poblado en la vía que conduce a San Rafael, donde se presentan hundimiento de la banca y desprendimientos en los taludes. De la misma forma se encuentra inestabilidad en el terreno en los sectores de San Miguel, La Luciana y la Vereda Almendronal. Se encuentra también un área de cárcavas cerca al corregimiento del Rocío y en el corregimiento de La Morena.

Se trata de fenómenos puntuales producidos básicamente por acciones tales como construcción de carretables de bajas especificaciones técnicas, tuberías defectuosas de acueductos y cultivos limpios entre otros, en áreas de morfología escarpada y montañosa, donde la acción del agua de escorrentía es intensa y produce fenómenos de erosión que se manifiestan de esta forma. Existe además una zona de deslizamientos de tipo reptación, en la carretera Ceylán – La Astelia, causada por acción del agua subterránea que actúa sobre una masa arcillosa suelta, agravado todo ello por la deforestación intensiva y el uso impropio de los suelos con fines agrícolas. También se encuentran deslizamientos en los sectores de La Luciana, Boque Monte y en Minobras

En toda el área de explotación ganadera y particularmente en la región nororiental del municipio, se observa con regular frecuencia derrumbes pequeños en la forma de golpes de cuchara. En algunos sitios de extracción de materiales de construcción, principalmente en el río Bugalagrande, las modalidades de dicha explotación están determinando situaciones que pueden originar fenómenos degradacionales imprevistos. Por último factores como la intensa meteorización de las diabasas, la alta precipitación, la presencia de ceniza volcánica, el alto contenido de agua subterránea, el relieve escarpado asociado con prácticas agropecuarias inadecuadas, la destrucción de las coberturas vegetales, los cultivos limpios y la construcción de vías carretables sin especificaciones técnicas son los responsables de los procesos erosivos que se observan en estas zonas.

## 1.2 CARACTERÍSTICAS SOCIOECONÓMICAS

### 1.2.1 Población Actual

Teniendo en cuenta la información registrada por el Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio de Bugalagrande, el Departamento Administrativo Nacional de Estadística DANE en los censos nacionales de 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005, la información de la población sisbenizada y en régimen contributivo de salud en el municipio en el año 2010, y las proyecciones del Anuario Estadístico del Valle del Cauca 2011, los datos históricos de población para el municipio de Bugalagrande se muestran a continuación:

**Tabla 1-5. Datos de Población Históricos Municipio de Bugalagrande**

FUENTE	NÚMERO DE HABITANTES			PORCENTAJE	
	URBANO	RURAL	TOTAL	URBANO	RURAL
DANE (1964)	5.787	17.442	23.229	24,9%	75,1%
DANE (1973)	7.121	12.598	19.719	36,1%	63,9%
DANE (1985)	8.915	14.582	23.497	37,9%	62,1%
DANE (1993)	10.042	10.796	20.838	48,2%	51,8%
EOT (1998)	11.800	13.500	25.300	46,6%	53,4%
DANE (2005)	11.500	10.101	21.601	53,2%	46,8%
SISBEN (2010)	--	--	22.742	--	--
GOBERNACIÓN (2011)	--	--	21.355	--	--

Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000 y DANE, 2005

Teniendo en cuenta que no existe información censal detallada histórica para el corregimiento de Paila Arriba, el consultor recopiló información secundaria del número de usuarios de servicios públicos en la localidad y se realizó un censo de viviendas en campo mediante encuestas con el fin de determinar el número total de viviendas y la población actual. Como resultado se obtuvo una población 898 habitantes y 168 viviendas para el año 2013 en la localidad. La ampliación de esta información se puede encontrar más adelante en el numeral de Estudios de Población y Demanda.

### 1.2.2 Estratificación<sup>17</sup>

La estructura socioeconómica del área urbana del municipio, teniendo en cuenta la información del Esquema de Ordenamiento Territorial del municipio para el año 1995 se muestra en la siguiente tabla. En el corregimiento de Paila Arriba se establece que el 50,9% de los usuarios residenciales pertenecen al estrato 1, el 48,3% al estrato 2 y el 0,8% al estrato 3.

<sup>17</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 76

**Tabla 1-6. Estratificación Socioeconómica Municipio de Bugalagrande**

ÁREA	BAJO BAJO (%)	BAJO (%)	MEDIO BAJO (%)	MEDIO (%)	MEDIO ALTO (%)	ALTO (%)
Urbana	23,3	36,1	40,6	-	-	-
Mestizal	43,5	56,5	-	-	-	-
Galicia	65,1	32,5	2,4	-	-	-
Chicoral	100,0	-	-	-	-	-
Alto Bonito	80,0	20,0	-	-	-	-
Chorreras	80,0	20,0	-	-	-	-
Paila Arriba	50,9	48,3	0,8	-	-	-
San Antonio	74,0	26,0	-	-	-	-
Uribe	21,7	48,7	29,6	-	-	-
Overo	38,1	60,5	1,4	-	-	-
Guayabo	72,1	27,9	-	-	-	-
Ceylán	63,8	32,6	3,6	-	-	-
Rural Disperso	44,3	23,6	9,9	5,6	4,7	11,9

Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000

### 1.2.3 Necesidades Básicas Insatisfechas y Población en Miseria

El Índice de Necesidades Básicas Insatisfechas busca determinar, con ayuda de algunos indicadores simples, si las necesidades básicas de la población se encuentran cubiertas. Los grupos que no alcancen un umbral mínimo fijado, son clasificados como pobres. Los indicadores simples seleccionados, son: viviendas inadecuadas, viviendas con hacinamiento crítico, viviendas con servicios inadecuados, viviendas con alta dependencia económica y viviendas con niños en edad escolar que no asisten a la escuela. Estos indicadores se explican a continuación:

- *Viviendas inadecuadas*: Este indicador expresa las características físicas de viviendas consideradas impropias para el alojamiento humano.
- *Viviendas con hacinamiento crítico*: Con este indicador se busca captar los niveles críticos de ocupación de los recursos de la vivienda por el grupo que la habita. Se consideran en esta situación las viviendas con más de tres personas por cuarto excluyendo cocina, baño y garaje.
- *Viviendas con servicios inadecuados*: Este indicador expresa en forma más directa el no acceso a condiciones vitales y sanitarias mínimas. En áreas urbanas, comprende las viviendas sin sanitario o que careciendo de acueducto se provean de agua en río, nacimiento, carrotanque o de la lluvia. En área rural, dadas las condiciones del medio rural, se incluyen las viviendas que carezcan de sanitario y acueducto y que se aprovisionen de agua en río, nacimiento o de la lluvia.

- *Viviendas con alta dependencia económica:* Es un indicador indirecto sobre los niveles de ingreso. Se clasifican aquí, las viviendas en los cuales haya más de tres personas por miembro ocupado y el jefe tenga, como máximo, dos años de educación primaria aprobados.
- *Viviendas con niños en edad escolar que no asisten a la escuela:* Mide la satisfacción de necesidades educativas mínimas para la población infantil. Considera las viviendas con, por lo menos, un niño mayor de 6 años y menor de 12, pariente del jefe y que no asista a un centro de educación formal.

Dado que cada uno de los indicadores se refiere a necesidades básicas de diferente tipo, a partir de ellos se constituye uno compuesto, que clasifica como pobre o con necesidades básicas insatisfechas aquellos hogares que estén, al menos, en una de las situaciones de carencia expresada por los indicadores simples y en situación de miseria los hogares que tengan dos o más de los indicadores simples de necesidades básicas insatisfechas. Para el área rural del municipio de Bugalagrande a 30 de junio de 2012 se tiene un indicador de 29,18% de la población con necesidades básicas insatisfechas y 5,44% de población en miseria.

## 1.2.4 Uso del Suelo<sup>18</sup>

### 1.2.4.1 Uso del Suelo Rural

En el área rural del municipio de Bugalagrande los asentamientos urbanos se localizaron en las partes planas de forma lineal a los costados de las vías, mientras que el uso del suelo es principalmente para actividades agropecuarias con excepción de alguna actividades industriales desarrolladas principalmente por las empresas NESTLE DE COLOMBIA y AGROLÁCTEOS DEL VALLE. En la siguiente tabla se muestra los principales usos del suelo rural en el municipio.

**Tabla 1-7. NBI y Población en Miseria Municipio de Bugalagrande**

INDICADOR (%)	CABECERA	RESTO	TOTAL
Componente Vivienda	1,77	6,40	3,92
Componente Servicios	0,40	0,12	0,27
Componente Hacinamiento	6,58	7,69	7,09
Componente Inasistencia	1,19	4,31	2,63
Componente Dependencia	7,86	18,38	12,74

<sup>18</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 49-54

INDICADOR (%)	CABECERA	RESTO	TOTAL
Proporción Personas NBI	14,51	29,18	21,31
Proporción Personas Miseria	2,94	5,44	4,10

Fuente: DANE, 2012

#### 1.2.4.2 Uso del Suelo Urbano

En el área urbana del municipio de Bugalagrande existen áreas con usos consolidados, que cuentan con infraestructura vial y redes primarias de energía, acueducto y alcantarillado con posibilidades de urbanización y edificación, así como áreas que se encuentran en procesos de urbanización incompletos susceptibles a ser consolidadas mediante mejoramiento integral y áreas urbanizables definidas como de expansión urbana. Teniendo en cuenta esto se cuenta con las siguientes categorías de uso actual del suelo:

- *Suelo Urbanizado*: Corresponde al suelo urbano actualmente servido con redes primarias de servicios públicos y con la red vial principal de la ciudad, lo cual lo hace susceptible de ser ocupado en el corto plazo. Esta categoría equivale en extensión al perímetro urbano de desarrollo inmediato coincidiendo con el actual perímetro de servicios.
- *Suelo de Consolidación Urbana*: Corresponde al suelo urbano que técnicamente está dotado de las redes de servicios públicos domiciliarios y de infraestructura vial y de transporte para su desarrollo y que se habilitará para ser ocupado en el mediano y largo plazo en el municipio. Esta categoría equivale en extensión al perímetro urbano de desarrollo.

**Tabla 1-8. Uso del Suelo Rural Municipio de Bugalagrande**

USO	ÁREA (ha)
<b>Cultivos Permanentes</b>	<b>13.088</b>
Árboles Frutales	108
Caña de Azúcar	9.539
Café	3.281
Piña	160
<b>Cultivos Transitorios</b>	<b>1.359</b>
Hortalizas	18
Maíz	383
Sorgo	682
Soya	225
Tomate	2
Zapallo	49



Bosque Natural	330
Bosque de Guadua	1.079
Madre Vieja	12
Pastos	24.376
Rastrojo Alto	459
<b>TOTAL</b>	<b>40.703</b>

Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000

### 1.2.5 Vivienda<sup>19</sup>

El censo DANE 2005 estableció que en el municipio de Bugalagrande existen 5.481 viviendas, de las cuales 3.022 se encuentran en el área urbana y 2.459 en el área rural, de estas el 6,0% tienen actividad comercial y el 7,09% tiene hogares en condición de hacinamiento (ver numeral 1.2.3 Necesidades Básicas Insatisfechas y Población en Miseria). En cuanto al tipo de vivienda, en la mayoría del municipio es casa. Se cuenta con la siguiente información:

**Tabla 1-9. Tipo de Vivienda Municipio de Bugalagrande**

TIPO	URBANO	RURAL
Casa	2.582	2.337
Apartamento	310	83
Tipo Cuarto	130	39
<b>TOTAL</b>	<b>3.022</b>	<b>2.459</b>

Fuente: DANE, 2005

Con el objetivo de determinar el número de viviendas actuales en el corregimiento de Paila Arriba, el consultor realizó un censo de viviendas en campo, que dio como resultado un total de 168 viviendas para el año 2013 en la localidad. Muchas de las viviendas construidas en el corregimiento son antiguas y se encuentran en mal estado, entendiéndose por mal estado de las viviendas, cuando los pisos, la cocina, los servicios sanitarios y las cubiertas se encuentran en malas condiciones. Por su parte la tenencia de la vivienda en el área urbana en su gran mayoría es vivienda propia o arriendo, mientras que en área rural la mayoría de los hogares vive en otras condiciones de ocupación, tales como comodato, aparcería, en concesión por trabajo o celaduría. Se cuenta con la siguiente información:

**Tabla 1-10. Tenencia de Vivienda Municipio de Bugalagrande**

TIPO	URBANO	RURAL
Vivienda Propia	1.946	711
En Arriendo	826	180
Otra Condición	250	1.568

<sup>19</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 29-38

TIPO	URBANO	RURAL
<b>TOTAL</b>	<b>3.022</b>	<b>2.459</b>

Fuente: DANE, 2005

Dentro del área urbana se encuentran algunas zonas disponibles para el desarrollo de proyectos de vivienda de interés social para satisfacer la necesidad de vivienda existente en el municipio. Se tiene en cuenta además los terrenos baldíos ubicados dentro de los centros poblados ya constituidos.

### 1.2.6 Salud Pública<sup>20</sup>

El sector salud en el municipio de Bugalagrande se encuentra descentralizado y cuenta con el siguiente organigrama: La alcaldía municipal como máximo ente de la administración municipal delega a la Secretaría de Salud el manejo de las políticas, planes, programas y recursos del sector con el apoyo del Fondo Local de Salud y el Consejo Territorial de Seguridad Social. Esta dirige y coordina el Plan de Atención Básica del municipio en los sub sectores privado (instituciones privadas de seguridad social y consultorios particulares) y público (hospital local, comedores escolares y hogar de ancianos).

**Tabla 1-11. Afiliación al SGSSS Municipio de Bugalagrande**

AFILIACIÓN	AFILIADOS
Régimen Contributivo	4.307
Régimen Subsidiado	11.895
Población No Asegurada	6.540
<b>TOTAL AFILIADOS</b>	<b>22.742</b>

Fuente: Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande 2012 - 2015

El Plan de Atención Básica es un programa municipal, conformado por un grupo de acciones realizadas por la administración tendiente a la promoción de la salud y prevención de la enfermedad. Para este propósito se cuenta con el sistema general de seguridad social en salud (SGSSS) que ayuda a la identificación de la población objetivo del programa. En el municipio para el año 2011 se tiene la información mostrada en la Tabla 1-11. Afiliación al SGSSS Municipio de Bugalagrande

La población vulnerable identificada en el municipio es la siguiente: 192 habitantes tiene algún tipo de discapacidad, 34 personas llegaron al municipio en condición de desplazamiento, el 0,3% de la población se identifica como integrantes de una etnia indígena y el 3,4% se identifica como afrodescendiente. No se cuenta con cifras en el municipio para madres cabeza de familia o adultos mayores. En cuanto a los problemas sentidos por la población a continuación se muestran las diez primeras causas de consulta médica general, como un indicativo de la morbilidad poblacional, así como las diez primeras causas de mortalidad en el municipio en el año 2011.

<sup>20</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 67-71

**Tabla 1-12. Morbilidad y Mortalidad Municipio de Bugalagrande**

CONSULTA MÉDICA (MORBILIDAD)		MORTALIDAD	
CAUSA	TASA (x100.000 hab)	CAUSA	TASA (x100.000 hab)
Fiebre No Especificada	9,5	Infarto Agudo del Miocardio	44,8
Faringitis Aguda	6,4	Paro Cardiorespiratorio	27,6
Diarrea y Gastroenteritis	5,7	Infarto Agudo del Miocardio Súbito	5,2
Dolor Abdominal	5,5	Arritmia Cardíaca	1,7
Dolor Agudo	4,3	Cáncer Endometrio	1,7
Cefalea	4,1	Cáncer de Estómago	1,7
Lumbago No Especificado	3,3	Edema Pulmonar	1,7
Infección Viral	2,8	Enfermedad Cerebrovascular	1,7
Migraña No Especificada	2,6	Falla Respiratoria	1,7
Infección de Vías Urinarias	2,3	Hipoxia	1,7

Fuente: Plan de Desarrollo Municipal de Bugalagrande 2012 - 2015

En materia de infraestructura el municipio cuenta con el Hospital San Bernabé, empresa social del estado de primer nivel de atención como Institución Prestadora de Salud - IPS, en el cual se prestan servicios de urgencias, laboratorio clínico, odontología, hospitalización, consulta externa, vacunación, control prenatal, crecimiento y desarrollo y planificación familiar entre otros; igualmente, existe infraestructura para catorce puestos de salud en los corregimientos del municipio, incluida la localidad de Paila Arriba. Además, el municipio cuenta con algunos consultorios médicos y odontológicos privados en el área urbana. Los residuos hospitalarios generados son incinerados y enterrados en el vecino municipio de Andalucía. A continuación se muestran algunos indicadores demográficos del municipio, relacionados con el sector salud proyectados para el periodo 2010-2015:

**Tabla 1-13. Indicadores Demográficos Municipio de Bugalagrande**

INDICADOR	CONCEPTO	VALOR
Edad Media de Fecundidad	Edad media de las madres al momento del nacimiento de sus hijos	27,92
Tasa Bruta de Natalidad	Número de nacimientos vivos ocurridos durante un año, por cada 1.000 habitantes de la población	16,44
Tasa Bruta de Mortalidad	Cociente entre el número de defunciones ocurridas en un determinado período y la población medida en ese momento	6,07
Tasa Global de Fecundidad	Número promedio de niños nacidos vivos que tendría una mujer durante su vida reproductiva	2,04
Tasa General de Fecundidad	Número de nacidos vivos por cada 1000 mujeres en edad reproductiva (15 a 49 años)	60,80
Esperanza de Vida al Nacer	Número promedio de años que viviría una persona	75,33

INDICADOR	CONCEPTO	VALOR
Tasa de Mortalidad Infantil	Cociente entre el número de defunciones de niños menores de un año y los nacidos vivos en un mismo periodo	14,80

Fuente: DANE, 2005

### 1.2.7 Educación<sup>21</sup>

Teniendo en cuenta la información del Censo DANE 2005 el municipio de Bugalagrande tiene una tasa de analfabetismo para población de 5 años y más del 7,6% (correspondiente al 4,3% en el área urbana y el 11,4% en el área rural) mientras que este mismo indicador para la población de 15 años y más es del 7,7% (correspondiente al 4,1% en el área urbana y el 11,4% en el área rural). Por su parte la asistencia escolar en el municipio es del 62,8% para la población en edad escolar (entre los 3 y los 24 años) que corresponde al 65,6% y 59,9% de asistencia escolar para el área urbana y rural respectivamente. En cuanto al nivel educativo el 3,8% de la población ha alcanzado el nivel de preescolar, el 43,4% el nivel de básica primaria y el 29,4% el nivel de básica secundaria. El 0,2% de la población ha recibido educación normalista, el 9,2% educación media técnica, el 5,4% educación superior mientras que el 8,6% de la población no cuenta con ningún nivel educativo. El municipio cuenta con la siguiente infraestructura educativa:

**Tabla 1-14. Establecimientos Educativos Municipio de Bugalagrande**

ESTABLECIMIENTO EDUCATIVO	UBICACIÓN
Escuela Mariano González	
Escuela María Inmaculada	Calle 7 con Carrera 5
Escuela Diego Rengifo Salazar	Carrera 6 con Calle 7
Escuela Blass de Lesso	Carrera 1 – Barrio La Planta
Escuela Magdalena Ortega	Carrera 5 con Calle 2
Escuela San José	Calle 4 con Carrera 5
Escuela José María Cabal	Carrera 1 – Barrio Gualcoche
Escuela Olga Lucía Aristizábal	Calle 9 – Barrio Los Mármoles
Escuela Pablo VI	Calle 11 con Carrera 6
Colegio Antonio Nariño	Calle 9 con Carrera 7
Colegio Instituto Rojas Orjuela	Calle 7 con Carrera 4
Colegio José Antonio Galán	Carrera 6 con Calle 9
Colegio Antonio José González	Carrera 6 con Calle 9
Colegio kínder Nestlé	Calle 9 con Carrera 5
37 Escuelas Rurales	Corregimientos del Municipio

Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000

La educación formal en el municipio es atendida en 51 centros educativos, entre ellos 9 centros educativos urbanos oficiales, 5 centros educativos urbanos privados y 37 centros

<sup>21</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 61-67

educativos rurales oficiales. En cuanto a educación superior los estudiantes egresados del nivel medio vocacional continúan sus estudios en municipios como Tuluá, Cali y Roldanillo entre otros, por medio de programas patrocinados por la Universidad del Valle. Adicionalmente se ofrece una variedad de programas técnicos por medio del Sistema Nacional de Aprendizaje – SENA.

## **1.2.8 Economía<sup>22</sup>**

### **1.2.8.1 Actividades Primarias**

El municipio de Bugalagrande es por tradición de vocación agropecuaria, siendo el sector primario el motor de su economía. Los sectores secundario y terciario en el municipio están representados por la actividad de algunas industrias en cercanías al área urbana, el turismo y el comercio local a pequeña escala. A continuación se describen las actividades económicas de la localidad.

#### **1.2.8.1.1 Producción Agrícola**

El municipio de Bugalagrande posee aproximadamente 17.000 hectáreas de superficie cultivable, con 820 predios rurales ocupados en un 88% por cultivos permanentes. La producción agrícola es parcialmente mecanizada y tecnificada y está destinada en gran parte al abastecimiento de insumos para empresas procesadoras, siendo muy escasos los productos de pan coger. El Esquema de Ordenamiento Territorial establece que los frutales sembrados en el municipio corresponden al 6,4% de los sembrados en el departamento, representados en guayaba, cítricos, lulo, aguacate, banano, piña, papaya, guanábana y maracuyá entre otros, de los cuales los más representativos son, en su orden, los cítricos con una producción de 11.200 toneladas anuales, la piña con una producción de 7.200 toneladas anuales y el banano con una producción de 6.000 toneladas anuales.

Los cultivos permanentes sembrados en el municipio corresponden al 4,8% de los sembrados en el departamento representados en caña de azúcar, cacao, café y plátano, de los cuales los más representativos son la caña de azúcar con una producción de 1.344.000 toneladas anuales y la caña panelera con una producción de 12.000 toneladas anuales. Los cultivos transitorios sembrados en el municipio corresponden al 2,6% de los sembrados en el departamento representados en millo, maíz, soya y algodón, que no tienen grandes producciones anuales en comparación con otros municipios del Valle del Cauca. Por último las hortalizas sembradas en el municipio corresponden al 4,0% de los sembrados en el departamento representados en ají, tomate, cilantro, habichuela, pepino y zapallo, de los cuales los más representativos son, en su orden, los zapallos con una producción de 1.800 toneladas anuales y el tomate con una producción de 525 toneladas anuales.

---

<sup>22</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 17-22

Los principales productos agrícolas de la zona montañosa del área rural, donde se ubica el corregimiento de Paila Arriba, son el café, el plátano y la caña panelera, mientras que en la zona plana la producción está representada por la caña de azúcar, el zapallo y los cítricos. Los cultivos transitorios o semestrales se rotan, presentándose mayor área de siembra de sorgo y maíz en el primer semestre del año. Las áreas en tomate, frijol y yuca son muy susceptibles a las condiciones climatológicas y del mercado, presentándose mayores áreas de siembra en el segundo semestre del año. En cuanto a cultivos de raíces, bulbos y tubérculos, solo la yuca, con el 3,0% de los cultivos de este tipo en el departamento y una producción anual de 1.020 toneladas, se presenta en el municipio.

#### 1.2.8.1.2 Producción Pecuaria

- *Bovinos:* La ganadería de bovinos es un sector fuerte de la economía del municipio de Bugalagrande, y aunque su producción ha disminuido en los últimos años, algunas explotaciones han tecnificado su desarrollo, como son las haciendas Lucerna, La Josefina, y otras de los corregimientos de Galicia y Paila Arriba. Las razas Pardo Suizo, Holstein, Cebú y Lucerna, son las más comunes en la localidad. Las actividades ganaderas se ubican en el municipio principalmente en la zona de ladera, y algunas zonas en la parte baja donde las condiciones del suelo solo permiten el establecimiento de praderas. El esquema de ordenamiento territorial del municipio resalta que en la actualidad existen aproximadamente 35.300 semovientes bovinos, en unas 37.800 hectáreas, que se explotan en su mayoría para doble propósito. En los últimos años a causa de la disminución de los precios de cultivos semestrales y la problemática del sector cafetero, muchos predios explotados con estos cultivos han sido sembrados en pastos mejorados para establecer ganadería de ceba semi intensiva. La producción de leche y carne es abundante, en parte debido al abastecimiento que hace el municipio a NESTLE DE COLOMBIA para el procesamiento de alimentos.
- *Especies Menores:* El municipio cuenta con aproximadamente 720 cabezas de ganado porcino para explotación tradicional en porquerizas en su gran mayoría. Las razas que predominan en el medio son Yorkshire-Landrace, Landrace-Pietrains y Duroc-Landrace. Otras especies, como la ovina cuenta con unos 2.400 ejemplares, los caprinos con unos 30 ejemplares y la cunícola con 180 ejemplares. Es común encontrar en las fincas uno o dos cerdos de ceba, los cuales son alimentados con los residuos de la finca, desechos de cocina y algunos con concentrado comercial. En la localidad se encuentran también algunas viviendas con porquerizas en uso dentro de sus solares.
- *Piscicultura:* La pesca deportiva y artesanal se presenta en el municipio debido principalmente a que existen las condiciones requeridas para la explotación de especies como Tilapia Roja y Nilótica, Carpa Espejo, Cachama y Bocachico en siembras en el río Bugalagrande. El número de productores supera las 90 unidades o lagos en la zona montañosa con un espejo de agua total e aproximadamente 11 hectáreas y en el área urbana las 30 unidades o lagos con un espejo de agua total de aproximadamente 22 hectáreas. Según el Esquema de

Ordenamiento Territorial del municipio la siembra de alevinos asciende a 10.000 unidades y la producción total es de 39.3 toneladas.

- *Silvicultura:* La superficie de bosques naturales ha disminuido considerablemente en el municipio de Bugalagrande en los últimos años, especialmente en las partes altas. En contraste, las actividades de reforestación han producido una siembra alta de bosque protector productor, con especies de pino y eucalipto, con énfasis en explotación comercial, en aproximadamente 15.000 hectáreas de la superficie municipal. Las instituciones del sector y la presencia de grupos de agricultura veredal, ha permitido crear condiciones tendientes a la conservación de los recursos naturales y el fomento de la siembra de especies nativas, principalmente guadua, que es altamente utilizado como material de construcción. La superficie plantada en estas coberturas y las de pastos y rastrojos se puede encontrar en el numeral 1.2.4.1 Uso del Suelo Rural.
- *Avicultura:* La producción de aves, tanto de postura como de engorde, es baja en comparación con la producción de municipios vecinos en la región. Existen en el municipio explotaciones avícolas con un total de 33.500 aves de engorde y 7.350 aves de postura para un total de 40.850 aves. El consumo de carne de pollo en el municipio se estima en 315.500 libras por año. En general, todos los agricultores tienen gallinas criollas principalmente para seguridad alimentaria.

### 1.2.8.2 Actividades Secundarias

El renglón secundario de la economía municipal, representado en actividades industriales de elaboración y transformación de materias primas en productos para consumo, cuenta con tres grandes industrias procesadoras de alimentos y varias pequeñas industrias en el ámbito local. La pasteurizadora Lucerna, ubicada en la zona urbana, el Consorcio Nestlé S.A. y Agro lácteos del Valle S.A., ubicadas a las afueras de la cabecera municipal, son las principales industrias de elaboración de productos alimenticios en el municipio. Se encuentran también pequeñas industrias de extracción y transformación de materiales de construcción, como ladrilleras, ubicadas sobre la salida al municipio de Andalucía, y en algunos corregimientos, y algunos talleres de ebanistería, mecánica y carpintería en el área urbana. Por su parte, la actividad minera en el municipio puede verse en el numeral 1.1.13.4 Geología Económica.

### 1.2.8.3 Actividades Terciarias

Los establecimientos comerciales en el municipio se encuentran concentrados en el área urbana, en especial en el centro, donde se localizan 203 de los 370 que registra la localidad. Estos establecimientos proveen de productos no solo al área urbana sino a la población rural y de regiones aledañas, principalmente en cuanto a víveres, artículos de primera necesidad y productos agropecuarios. El Esquema de Ordenamiento Territorial muestra que existen además en el municipio 115 establecimientos de servicios y 34 establecimientos industriales. El mayor número de establecimientos comerciales en el municipio distribuye víveres y abarrotes, seguido de licores, comidas preparadas y

granos, en su orden. Se cuenta además con una plaza de mercado, en la cual se expende alimentos, comidas preparadas y otros productos, siendo una importante alternativa de venta de productos agrícolas por parte del campesino. El municipio posee un deficiente de infraestructura hotelera para el desarrollo del turismo, razón por la cual esta actividad no constituye un sector importante de la economía del municipio. La única entidad financiera que presta servicios en el municipio es Bancolombia.

### 1.2.9 Condiciones Sociales

Se denominan actores sociales a los grupos sociales organizados sectorialmente o de acuerdo con sus objetivos e intereses. Por parte del Estado se tienen a sus representantes o instituciones gubernamentales en el nivel local, tales como la administración municipal representada por la alcaldía y despachos públicos municipales; el concejo municipal, los organismos de control como la personería, y otras entidades e instituciones del orden regional, nacional o departamental con presencia en el municipio. Así mismo existen entidades no gubernamentales de tipo social, económico, ambiental, cultural o de otro tipo que hacen presencia en el territorio.

#### 1.2.9.1 Organización Político Administrativa y Participación Social<sup>23</sup>

El municipio de Bugalagrande pertenece al distrito judicial de Buga, circunscripción electoral del Valle del Cauca, bajo la protección de la Tercera Brigada del Ejército Nacional con sede en la ciudad de Cali y al Distrito Militar N° 19. El concejo municipal está compuesto por trece (13) ediles, que pertenecen a los partidos tradicionales y algunas coaliciones. El alcalde es elegido por la colectividad por medio de la elección popular. La organización de la administración municipal, está compuesta por entes mostrados a continuación, los cuales tienen funciones específicas para desarrollar sus actividades pertinentes y de forma independiente. Cabe resaltar que algunos de estos están a cargo de la planta global, la cual es considerada el nivel central de la Administración Municipal mientras que otros no están vinculados con la Administración:

- Alcaldía
- Personería
- Oficina de Control Interno
- Secretaría de Hacienda
- Secretaría de Gobierno y Servicios Administrativos
- Secretaría de Salud y Desarrollo Social
- Tesorería
- Dirección Administrativa de Planeación e Infraestructura
- Notaría
- Policía
- Registraduría
- Juzgados

<sup>23</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 60, 79-83, 84-88



- Fiscalía de la Nación
- Concejo Municipal

Adicionalmente se encuentran las siguientes instituciones:

- Bomberos Voluntarios
- Cruz Roja
- Defensa Civil
- Iglesia Católica
- Cooperativa de Transportadores
- Comité de Cafeteros
- ACUAVALLE S.A. E.S.P
- EPSA S.A. E.S.P
- TELETULUÁ S.A.
- Empresa Social del Estado Hospital San Bernabé
- Casa de la Cultura
- Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC
- Bancolombia
- Grupos de la Tercera Edad

El municipio cuenta además con veintiocho (28) juntas de acción comunal a nivel rural, y dieciséis (16) a nivel urbano, aunque no existe una asociación de juntas que se encargue de coordinar actividades participativas con ellas. A través del cuerpo de Bomberos Voluntarios, la Cruz Roja y la Defensa Civil se atienden todo tipo de emergencias en el municipio. En el municipio de Buglagrande existen las siguientes organizaciones cívicas:

**Tabla 1-15. Organizaciones Sociales Municipio de Buglagrande**

ORGANIZACIÓN	FUNCIÓN
Club de Leones	Atención Social
Club de Tiro, Caza y Pesca	Atención Deportiva
Damas Grises	Atención a Emergencias
Fundación Sarmiento Palau	Asistencia Técnica Económica
Fundación Clorofila	Organización Ambiental
Cooperativa de Trabajadores de Cicolac Inpa - CONCICOINPA	Cooperativa de Trabajadores
Cooperativa Buglagrandeña de Transportes COOBUTRANS	Cooperativa de Trabajadores
Cooperativa de Empleados de la Salud COOEMSAVAL	Cooperativa de Trabajadores
Asociación Colombiana de Banda Ciudadana	Radiocomunicación
Consejo Parroquial	Atención Religiosa
Fundación para el Desarrollo Social Héctor Daniel Useche	Promoción Cultural y Deportiva

Fuente: EOT Municipio de Buglagrande, 2000

### 1.2.9.2 Equipamiento Colectivo<sup>24</sup>

Uno de los aspectos más relevantes en el desarrollo socio económico del municipio de Bugalagrande es el aprovechamiento de los equipamientos municipales existentes, ya que estos prestan servicios importantes a la comunidad, entre ellos se encuentran:

**Tabla 1-16. Equipamiento Colectivo Municipio de Bugalagrande**

EQUIPAMIENTO	LOCALIZACIÓN
Alcaldía Municipal	Plaza Principal
Iglesia San Bernabé	Plaza Principal
Plaza Simón Bolívar	Centro
Plaza San Bernabé	Centro
Parque de Los Mármolos	Área Urbana
Parque Infantil Cocicoipa	Área Urbana
Parque Los Chivos	Área Urbana
Estación de Policía	Plaza Principal
Casa de la Cultura María Engracia Narváez	Plaza Principal
Casa de la Tercera Edad	Área Urbana
Plaza de Mercado	Galería Municipal
Matadero Municipal	Área Rural
Cruz Roja	Área Urbana
Estación de Bomberos	Área Urbana
Infraestructura Escolar	62 Centros Educativos (Ver Numeral 1.2.7 Educación)
Hospital San Bernabé	Área Urbana
14 Puestos de Salud	Área Rural (Ver Numeral 1.2.6 Salud Pública)
Estación de Ferrocarril de Bugalagrande	Área Urbana
Estación de Ferrocarril de Uribe	Área Rural
Cementerio	Área Urbana

Fuente: EOT Municipio de Bugalagrande, 2000

### 1.2.10 Recreación y Deportes<sup>25</sup>

El municipio de Bugalagrande cuenta con pocos escenarios deportivos de uso público, en el área urbana. Se cuenta con un polideportivo en el barrio José Antonio Galán, que tiene una cancha de fútbol y una cancha múltiple, además de varias canchas múltiples en las instituciones educativas y cuatro distribuidas en diferentes barrios y parques del área urbana. Existen además dos centros recreacionales privados, el Parque Recreacional

<sup>24</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 79-88

<sup>25</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 57-60

Bugalagrande, administrado por RECREAVALLE, que cuenta con canchas, piscinas y pistas atléticas, y el Centro Recreacional NESTLÉ – COMFAMILIAR, que cuenta con canchas múltiples para diferentes deportes. La totalidad de estos escenarios se encuentran en regular estado de mantenimiento, a excepción de los centros recreacionales, y son inadecuados para el desarrollo de actividades deportivas y recreativas.

En el sector rural existen varios escenarios deportivos, principalmente canchas de fútbol y canchas múltiples en todos los corregimientos, por lo general en mal estado. Para el caso particular del corregimiento de Paila Arriba existe una cancha de fútbol y una cancha múltiple para la práctica de baloncesto, voleibol, y fútbol sala. El ente encargado del deporte y la recreación en el municipio de Bugalagrande es el Instituto Municipal del Deporte, la Educación Física, el Aprovechamiento del Tiempo Libre, la Educación Extra Escolar y la Recreación - IMDR. Adicionalmente, existen varios grupos de deportes y recreación que desarrollan sus actividades en el municipio entre ellos el Club Calamar, de fútbol y natación, el Club La Moñona y el Club Deportivo Nestlé, de tejo, y el Club de Tiro, Caza y Pesca El Nido.

Existen también en el municipio un bosque municipal y una serie de parques ornamentales, como el San Bernabé, los Chivos, Bolívar o el Principal, Obrero, La Variante, el parque recreacional en el barrio La María y el parque infantil en los barrios los Mármoles y Cocicoinpa, además de parajes naturales como el río Bugalagrande y la Quebrada Agua Salada en el corregimiento de Chorreras. Las escuelas de formación deportivas al año 2009, según el Plan de Desarrollo Municipal del municipio para el periodo 2012-2015, contaban con 388 niños y adolescentes en disciplinas como baloncesto, beisbol, fútbol, voleibol, natación y levantamiento de pesas entre otros.

### 1.2.11 Aspectos Culturales<sup>26</sup>

La cultura es un factor preponderante en la identidad social, económica y política de un municipio, esta identidad se logra a través del conocimiento de su historia regional oral y escrita, el conocimiento y la conservación de sus manifestaciones artísticas y sus tradiciones. En el municipio de Bugalagrande se evidencia la herencia urbanística de la época de la colonia, continuada por los inmigrantes de diferentes regiones que fundaron el municipio, en el trazado de las calles y configuración de la plaza central como espacio significativo del área urbana donde se concentran las principales funciones administrativas y comerciales. Dentro de las festividades religiosas celebradas en el municipio se encuentran las Fiestas San Juan “El Ahogado”, La Virgen del Carmen y la de San Bernabé, patrono del municipio, y en particular para el área rural se celebran también la del Sagrado Corazón de Jesús y la de Nuestra Señora de la Concepción en los corregimientos de El Guayabo y El Overo, que resaltan el predominante catolicismo de la región. Los habitantes del municipio celebran también las Fiestas del Retorno y el Festival de Bandas en el mes de agosto y el Festival de la Danza en el mes de marzo. Por su ubicación central en el departamento el municipio conserva las tradiciones gastronómicas típicas vallunas.

---

<sup>26</sup> IBID. Pág. 9-12

El patrimonio cultural y natural del municipio está compuesto por diferentes bienes tangibles e intangibles en el municipio que representan para la comunidad un valor urbanístico, arquitectónico, documental, ambiental, asociativo y testimonial, tecnológico, de antigüedad, de autenticidad, histórico o afectivo y que forman parte por lo tanto de la memoria urbana colectiva. Dentro de estos se encuentran la capilla de Nuestra Señora de la Concepción en el corregimiento de El Overo, que conserva rasgos de arquitectura colonial del siglo XVII, la Iglesia de San Bernabé construida en 1833 y reconstruida en 1943 debido al incendio que causó su deterioro, perdiendo sus principales rasgos arquitectónicos. Así mismo se destaca la estación de ferrocarril y la de bomberos que conservan rasgos arquitectónicos de la república, sitios paisajísticos y ambientales como las haciendas Japón, Navarrete, El Porvenir, Josefina, Lucerna y el Rincón, e hitos urbanos como los samanes sembrados en las carreras 5° y 1°, las riberas de los ríos y quebradas y las Lomas de San Juan. Por último la Casa de la Cultura María Engracia Narváez de González, es una entidad municipal que pretende rescatar la cultura así como valorar, formar y promover los artistas municipales, sin embargo es utilizada actualmente como biblioteca y sala de estudio para los jóvenes del municipio. Actualmente alberga también una colección de piezas arqueológicas pertenecientes al municipio donadas por el gasoducto de occidente.

### 1.2.12 Nivel de Ingresos

El nivel de ingreso está determinado por los factores ocupacionales y salariales del municipio, los cuales a su vez están relacionados con el nivel de empleo y/o desempleo del mismo. El municipio de Bugalagrande muestra altos índices de desempleo, dependencia económica y un nivel general de ingresos bajo. A pesar que la mayor parte de la economía se basa en actividades agropecuarias del sector primario y que se pretende impulsar la diversificación de actividades económicas y la agroindustria persisten problemas tales como la alta tasa de desempleo, la escasa organización y participación civil, la escasez de recursos físicos y financieros para generación de proyectos, la producción agrícola inapropiada, el recurso humano poco capacitado y el rechazo a la oferta laboral.

### 1.2.13 Tarifas de los Servicios Públicos

La estructura tarifaria aplicada por ACUAVALLE S.A. E.S.P para el servicio de acueducto en el municipio es la siguiente:

**Tabla 1-17. Estructura Tarifaria Servicio de Acueducto Municipio de Bugalagrande**

ESTRATO/ TIPO	CARGO FIJO	CONSUMO BÁSICO ( $< 20 \text{ m}^3$ )	CONSUMO COMPLEMENTARIO ( $20 - 40 \text{ m}^3$ )	CONSUMO SUNTUARIO ( $> 40 \text{ m}^3$ )
1	\$6.430	\$552	\$1.103	\$1.103
2	\$6.430	\$772	\$1.103	\$1.103
3	\$6.430	\$938	\$1.103	\$1.103

ESTRATO/ TIPO	CARGO FIJO	CONSUMO BÁSICO ( $< 20 \text{ m}^3$ )	CONSUMO COMPLEMENTARIO ( $20 - 40 \text{ m}^3$ )	CONSUMO SUNTUARIO ( $> 40 \text{ m}^3$ )
Industrial	\$8.359	\$1.434	\$1.434	\$1.434
Comercial	\$9.645	\$1.655	\$1.655	\$1.655
Oficial	\$6.430	\$1.103	\$1.103	\$1.103

Fuente: Sistema Único de Información de Servicios Públicos SUI, 2013

La estructura tarifaria aplicada por ACUAVALLE S.A. E.S.P para el servicio de alcantarillado en el municipio es la siguiente:

**Tabla 1-18. Estructura Tarifaria Servicio de Alcantarillado Municipio de Bugalagrande**

ESTRATO/ TIPO	CARGO FIJO	VERTIMIENTO BÁSICO	VERTIMIENTO COMPLEMENTARIO	VERTIMIENTO SUNTUARIO
1	\$3.503	\$251	\$502	\$502
2	\$3.503	\$352	\$502	\$502
3	\$3.503	\$427	\$502	\$502
Industrial	\$4.553	\$653	\$653	\$653
Comercial	\$5.254	\$753	\$753	\$753
Oficial	\$3.503	\$502	\$502	\$502

Fuente: Sistema Único de Información de Servicios Públicos SUI, 2013

La estructura tarifaria aplicada por la Empresa de Energía de pacífico EPSA S.A. E.S.P para el servicio de energía eléctrica en el municipio es la siguiente:

**Tabla 1-19. Estructura Tarifaria Servicio de Energía Eléctrica Municipio Bugalagrande**

ESTRATO	CONSUMO MENOR A 130 kWh/mes	CONSUMO MAYOR A 130 kWh/mes
1	\$169,51	\$375,91
2	\$211,89	\$375,91
3	\$319,52	\$375,91

Fuente: EPSA S.A. E.S.P, 2013

La estructura tarifaria aplicada por la Empresa Gases de Occidente S.A. E.S.P para el servicio de gas natural en el municipio es la siguiente:

**Tabla 1-20. Estructura Tarifaria Servicio de Gas Natural Municipio de Bugalagrande**

ESTRATO/ TIPO	CARGO FIJO	CONSUMO BÁSICO ( $< 20 \text{ m}^3$ )
1	\$0	\$357,18
2	\$0	\$450,15
3	\$1.120	\$810,02

ESTRATO/ TIPO	CARGO FIJO	CONSUMO BÁSICO ( $< 20 \text{ m}^3$ )
Industrial	\$1.220	\$984,46
Comercial	\$1.220	\$975,74

Fuente: Gases de Occidente S.A. E.S.P, 2013

La facturación de aseo en el municipio es realizada por ACUAVALLE S.A. E.S.P según las tarifas definidas por la administración municipal. Se estima que en la tarifa de este servicio la participación del costo de recolección y transporte es del 50%, el de disposición final es del 20% y el de barrido y limpieza del 30%. El municipio no tiene una tarifa diferencial para grandes productores de residuos lo que ha causado un déficit presupuestal en la localidad.

Para el caso particular del corregimiento de Paila Arriba no se cuenta con información detallada acerca de las tarifas de prestación de servicios públicos. La revisión de documentación relacionada en el corregimiento permitió establecer que la estructura tarifaria para el servicio de acueducto consiste en la aplicación de un cargo fijo mensual de \$5.000 para usuarios considerados como residenciales y cargos que varían entre los \$9.000 y los \$15.000 para algunas haciendas. Se cobran además cargos adicionales por atraso en el pago o reconexión.

#### 1.2.14 Disponibilidad de Recursos Humanos

En el municipio de Bugalagrande existe un alto porcentaje de población desocupada o que no tiene un trabajo estable<sup>27</sup>, sin embargo la oferta de recurso humano para la realización de oficios que requieran de mano de obra calificada es reducida. Esto se debe principalmente a que la mayoría de la población cuenta apenas con niveles básicos de educación, a los altos índices de dependencia económica, a la desmotivación general hacia actividades laborales por parte de la población joven y a la existencia de una porción considerable de la población que es económicamente inactiva.

---

<sup>27</sup> Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande, 2000. Pág. 79

## 2. RECOPIACIÓN Y EVALUACIÓN DE LA INFORMACIÓN EXISTENTE

### 2.1 RESUMEN DE LA INFORMACIÓN RECOPIADA

En desarrollo de la presente consultoría, se recolectó y revisó información secundaria existente en diferentes entidades del orden municipal, departamental, regional y nacional, con el objeto principal de ser tenida en cuenta para el diagnóstico y análisis de las alternativas de optimización del sistema de acueducto en el corregimiento de Paila Arriba. Entre las fuentes de información consultadas se encuentra la Alcaldía Municipal de Bugalagrande, la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, la Gobernación del Valle del Cauca, el Departamento Administrativo Nacional de Estadística DANE, el Instituto Geográfico Agustín Codazzi IGAC, entre otras. La información recolectada para la localidad se presenta en la siguiente tabla incluyendo el título del documento analizado y la descripción general del mismo.

**Tabla 2-1. Resumen de la Información Recopilada Corregimiento de Paila Arriba**

DOCUMENTO	DESCRIPCIÓN GENERAL
Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio de Bugalagrande 2000	Presenta las directrices territoriales del municipio relacionadas con los componentes general, urbano y rural del esquema, así como la gestión, financiación y ejecución del plan. El documento diagnóstico contiene información útil para la caracterización del corregimiento en cuanto a localización geográfica, vías de comunicación, aspectos biofísicos, servicios públicos, uso del suelo, economía, recreación y cultura
Plan de Desarrollo Municipal "Todos Trabajando por el Cambio" 2012-2015	Presenta las políticas de desarrollo sectorial y objetivos de desarrollo del municipio, así como el plan de inversión y fuentes de financiación de los programas y proyectos propuestos para cumplirlos. El documento diagnóstico contiene información útil para la caracterización del corregimiento en cuanto su dimensión social y económica en temas tales como, población, vivienda, salud, educación, cultura y recreación entre otros.
Programa de Abastecimiento de Agua Rural - "Optimización del Acueducto Rural de Paila Arriba, Vereda del Municipio de Bugalagrande – Valle del Cauca" 2004 y "Rediseño de la Bocatoma del Acueducto Rural de Paila Arriba Vereda del Municipio de Bugalagrande – Valle del Cauca" 2007	Presenta las memorias técnicas de diseño de la evaluación hidráulica y estructural de los componentes del sistema y cartografía de la planimetría y secciones transversales de la fuente de abastecimiento principal, los perfiles de las líneas de conducción principales y los ramales y detalles estructurales. Los documentos contienen información útil del sistema de acueducto de la localidad de estudio como es: usuarios del sistema, evaluación hidráulica y estructural de los componentes del sistema y formulación y diseño de las alternativas de optimización planteadas en el año 2004 y 2007.

DOCUMENTO	DESCRIPCIÓN GENERAL
Censos DANE	Información censal a nivel municipal en cuanto a datos poblacionales, variables de vivienda (tipo, estado y tenencia), educación (alfabetismo, nivel de escolaridad y asistencia escolar), indicadores demográficos (tasas de natalidad, mortalidad y esperanza de vida entre otros) y necesidades básicas insatisfechas.
Anuario Estadístico del Valle del Cauca 2009	Presenta la recopilación y análisis de información estadística departamental a nivel municipal, constituyéndose en una herramienta importante para la caracterización, diagnóstico y análisis de los diferentes aspectos sociales, económicos y ambientales del departamento, sirviendo de base para formulación de políticas, planes y diferentes tipos de análisis estadísticos. Se encuentra información a nivel municipal, referente a indicadores demográficos (capítulo 1), de salud (capítulo 5), educación (capítulo 6) y servicios públicos (capítulo 8) en Bugalagrande
Mapa Geológico del Departamento del Valle del Cauca 1997	Del documento se extrajo información geológica, litológica y de estratigrafía del área municipal de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural.
Hidrogeoquímica e Isotopía de los Acuíferos en la Zona Sur del Departamento del Valle del Cauca – Colombia 2006	Del documento se extrajo información hidrogeológica del área municipal de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural.
Estudio General de Suelos del Valle del Cauca 1997	Del documento se extrajo información de suelos, formaciones y complejos del área municipal de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural.
Sistema de Información en Línea Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC 2006	Del sistema se extrajo información de climatología (precipitación, temperatura, evapotranspiración y brillo solar), hidrología (cuencas y sub cuencas, rendimientos y balances de oferta y demanda) y servicios públicos (fuentes de abastecimiento y concesiones) del área municipal de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural.
Proyecto de Modelación del Río Cauca – PMC 2008	Del proyecto se extrajo información de la caracterización de afluentes del río Cauca, en particular para el río La Vieja y San Marcos que hace parte del sistema hídrico del municipio de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural.
Cartografía	Se cuenta con planchas IGAC a escala 1:25.000 (242-IV-A, 242-IV-C, 242-IV-D, 242-II-A, 242-II-B, 242-II-C, 242-II-D, 262-I-A y 262-IC) y cartografía desarrollada para el Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio (1998) y el Programa de Abastecimiento de Agua Rural (2004). A nivel de consulta de cartografía básica y temática se cuenta con el sistema en línea de visualización de información geográfica desarrollado por la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, que se encuentra en: < <a href="http://geocvce.cvc.gov.co/visor/">http://geocvce.cvc.gov.co/visor/</a> >
Comunicación con Personal Administrativo y Operativo del Sistema 2013	Permitió establecer las condiciones operativas e institucionales actuales del acueducto rural, en cuanto a su organización administrativa, número de usuarios, cobertura, tarifas, eventos de mantenimiento y reparaciones entre otros.

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013



## 2.2 COMUNICACIÓN CON PERSONAL ADMINISTRATIVO Y OPERATIVO

La comunicación personal con el personal operativo del sistema de acueducto del corregimiento permitió establecer las condiciones operativas e institucionales actuales del acueducto rural, en cuanto a su organización administrativa, número de usuarios, cobertura, tarifas, eventos de mantenimiento y reparaciones entre otros.

## 2.3 ESQUEMA DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE BUGALAGRANDE

El esquema de ordenamiento del municipio de Bugalagrande fue adoptado mediante acuerdo 036 de 2000 del concejo municipal. El esquema cuenta, en general, con cuatro documentos: un acuerdo articulado de adopción, un documento técnico de soporte, un documento de diagnóstico y un documento resumen. El acuerdo de adopción contiene las disposiciones legales en cuanto a clasificación y usos generales del suelo, sistemas estructurantes, tratamientos, planes parciales y ejecución en 603 artículos constituyendo el acto administrativo que legaliza el esquema.

En el documento técnico de soporte se consignan las directrices del municipio relacionadas con los componentes general, urbano y rural del esquema, así como la gestión, financiación y ejecución del plan. El documento de diagnóstico por su parte resume los aspectos políticos, administrativos, socioeconómicos y biofísicos que caracterizan el área rural y urbana municipal, mientras que el documento resumen pretende mostrar de forma sencilla los principales programas y proyectos del esquema a la población en general.

El documento de diagnóstico se encuentra dividido en diez títulos que tratan temas locales tales como cultura, economía, ambiente, usos del suelo, condiciones sociales, aspectos político administrativos, servicios públicos, vivienda, espacio público, vías y transporte entre otros. Específicamente para el corregimiento de Paila se encuentra en este documento información relacionada con la localización geográfica (límites, división territorial y áreas), vías de comunicación, aspectos biofísicos (hidrografía, climatología, suelos, fisiografía y geología), servicios públicos, uso del suelo, economía, recreación y cultura, útil para la caracterización de la localidad en el marco de la optimización de su sistema de acueducto.

Aunque en gran parte del documento se presenta una división de estos temas entre los componentes rural y urbano, se debe generalizar en varias temáticas condiciones que son compartidas por la totalidad del área rural del municipio y que son aplicables al corregimiento cuando no se especifica de otra forma. Cabe resaltar que aunque información relacionada con la localización geográfica, las vías de comunicación y los aspectos biofísicos en el corregimiento es aún vigente, otra como la relacionada con condiciones socioeconómicas resulta desactualizada por lo que se requiere buscar fuentes oficiales que contengan esta información de elaboración más reciente, como lo es por ejemplo, el Plan de Desarrollo Municipal.

## 2.4 PLAN DE DESARROLLO MUNICIPAL 2012 - 2015

El Plan de Desarrollo Municipal “Todos Trabajando por el Cambio” de Bugalagrande para el periodo 2012-2015 fue adoptado mediante acuerdo 003 de 2012 del concejo municipal. El plan cuenta con tres componentes: un diagnóstico, uno estratégico y operativo y uno financiero y de inversiones. El componente estratégico formula los objetivos de mediano y corto plazo para el municipio y estipula la visión, objetivos de desarrollo y dimensiones en torno a los cuales se estructuran las políticas sectoriales, incluyendo por cada dimensión los objetivos, estrategias, metas e indicadores así como la relación de programas y subprogramas que lo componen. La parte operativa comprende los programas y subprogramas necesarios para dar cumplimiento a las políticas sectoriales y por ende a los objetivos de desarrollo establecidos en la parte general. El componente financiero está compuesto principalmente por el plan de inversiones para el periodo de aplicación y las fuentes de financiación.

Así mismo, el diagnóstico resume los aspectos políticos, administrativos, y de forma más detallada, los sociales y económicos que caracterizan el municipio. Este documento realiza la descripción municipal actual en temas tales como población, vivienda, salud y educación, servicios públicos, recreación y cultura entre otros. Específicamente para el corregimiento de Paila se encuentra en este documento información relacionada con la dimensión socioeconómica del área rural del municipio en cuanto a su estado actual, el seguimiento de indicadores y cumplimiento de metas, siendo útil para la caracterización de la localidad en el marco de la optimización de su sistema de acueducto. Aunque en gran parte del documento se presenta una división de estos temas entre los componentes rural y urbano, se debe generalizar en varias temáticas condiciones que son compartidas por la totalidad del área rural del municipio y que son aplicables al corregimiento cuando no se especifica de otra forma.

## 2.5 PROGRAMAS DE OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

En el marco del Programa de Abastecimiento de Agua Rural, se formuló en noviembre de 2004 el documento titulado “Optimización del Acueducto Rural de Paila Arriba, Vereda del Municipio de Bugalagrande – Valle del Cauca” por parte de la Gobernación del Departamento del Valle del Cauca, la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca – CVC, la Federación Nacional de Cafeteros y la Alcaldía Municipal de Bugalagrande, con el diseño de la Ingeniera Sanitaria Jenny Lorena Soto Botero. Este documento incluye las memorias técnicas de diseño de la evaluación hidráulica de los componentes del sistema, las memorias de diseño estructural y un paquete de ocho planos donde se muestran la planimetría y secciones transversales de la fuente de abastecimiento principal, los perfiles de las líneas de conducción principales y los ramales y los detalles estructurales.

El documento contiene información útil del sistema de acueducto de la localidad de estudio como es: usuarios del sistema, evaluación hidráulica y estructural de los componentes del sistema y formulación y diseño de las alternativas de optimización planteadas en el año 2004. El diagnóstico realizado encuentra problemas de arrastre de sedimentos y socavación en la estructura de la bocatoma causados por la dinámica

hídrica del río San Marcos, turbiedad alta del agua cruda en épocas de invierno, capacidad insuficiente de la tubería de conducción, presiones de funcionamiento bajas, dificultades de mantenimiento del sistema, sectores no abastecidos, caudal insuficiente en la bocatoma auxiliar, problemas de permeabilidad en los tanques de almacenamiento, pérdidas altas, ausencia de sistemas de macro y micromedición y deficiencias en la seguridad de las estructuras.

En este sentido propone la prolongación del canal y dique de protección de la bocatoma, la construcción de una nueva estructura de desarenación y tanque de almacenamiento cerca a la captación, la instalación de tuberías en la línea de conducción con mayor diámetro, la instalación de válvulas de purga y ventosas, la construcción de anclajes para asegurar la estabilidad de la tubería, la impermeabilización del tanque de almacenamiento ubicado en la Hacienda La Granada, la construcción de cerramientos para las estructuras del sistema y la instalación de 160 micromedidores para los usuarios. De estas propuestas, en los años siguientes, solo la micromedición no fue implementada.

Este mismo programa formuló en julio de 2007 el documento titulado “Rediseño de la Bocatoma del Acueducto Rural de Paila Arriba Vereda del Municipio de Bugalagrande – Valle del Cauca” con el diseño del Ingeniero Carlos Vivas, debido a la persistencia de los problemas de funcionamiento y afectación estructural en la captación causada por crecientes del río San Marcos. En este contexto el documento propuso la construcción de un dique de encauzamiento en la bocatoma y 2 muros de protección (en la bocatoma y en la ribera cercana a la ubicación de los desarenadores) para mitigar los problemas de socavación en las estructuras del sistema. Estas obras se llevaron a cabo en los años subsiguientes, sin embargo fueron destruidas nuevamente por un evento de crecida en la fuente de abastecimiento. De esta forma se cuenta con información preliminar de los problemas y últimas optimizaciones propuestas del sistema.

## 2.6 CARTOGRAFÍA

La cartografía disponible para el municipio de Bugalagrande incluye la base de información elaborada por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi – IGAC, para los municipios de Colombia, la cual contiene mapas a escala 1:25.000 sobre curvas de nivel, red hídrica, orografía, redes viales y centros poblados (planchas 242-IV-A, 242-IV-C, 242-IV-D, 242-II-A, 242-II-B, 242-II-C, 242-II-D, 262-I-A y 262-IC). Adicionalmente se cuenta con la cartografía desarrollada para el Esquema de Ordenamiento Territorial del Municipio (1998) y para el Programa de Abastecimiento de Agua Rural (2004) en relación al sector rural donde se ubica el corregimiento de Paila Arriba.

A nivel de consulta de cartografía básica y temática se cuenta con sistemas en línea de información geográfica desarrollados por la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC para el área que abarca su jurisdicción. Estos sistemas permiten la visualización de información de cartográfica y descriptiva en el área de estudio de: foto mosaicos, cartografía base, división política, cuencas, tipo de suelos, pendientes, erosión, coberturas del suelo, conflictos de uso del suelo, litología, geología, geomorfología, pisos térmicos, ecosistemas, áreas protegidas y biodiversidad entre otros. El sistema se encuentra en: <http://geocvce.cvc.gov.co/visor/> para consulta libre.

## 2.7 ESTUDIOS DEMOGRÁFICOS Y SOCIOECONÓMICOS

El Anuario Estadístico del Valle del Cauca del año 2009, presentado por la Gobernación del Valle del Cauca a través de la Secretaría de Planeación Departamental, es un documento que recopila y analiza la información estadística departamental suministrada por empresas, entidades e instituciones de orden público y privado que desarrollan diversas actividades sociales, económicas, institucionales, ambientales y territoriales en el departamento. El documento consta de 18 capítulos, constituyéndose en una herramienta importante para la caracterización, diagnóstico, análisis de los diferentes aspectos y sectores de la vida del departamento, permitiendo aproximarse a la situación social, económica y ambiental de la población, sirviendo de base para formulación de políticas, planes de desarrollo y diferentes tipos de análisis estadísticos.

En este documento se encuentra información a nivel municipal, referente a indicadores demográficos (capítulo 1), de salud (capítulo 5), educación (capítulo 6) y servicios públicos (capítulo 8) en Bugalagrande. Por otra parte se encuentra la información censal (principalmente de los censos de 1973, 1985, 1993 y 2005) a nivel municipal del Departamento Administrativo Nacional de Estadística, en cuanto a datos poblacionales, variables de vivienda (tipo, estado y tenencia), educación (alfabetismo, nivel de escolaridad y asistencia escolar), indicadores demográficos (tasas de natalidad, mortalidad y esperanza de vida entre otros) y necesidades básicas insatisfechas. Esta información se encuentra generalmente disgregada por cabecera municipal y área rural. En este sentido la información del área rural se asume como representativa para los corregimientos del municipio, incluyendo el área de estudio.

## 2.8 ESTUDIOS GEOLÓGICOS GEOTÉCNICOS Y DE SUELOS

Los estudios utilizados para caracterizar los componentes geológico y de suelos de la localidad de estudio incluyen la Memoria Técnica del Mapa Geológico del Departamento del Valle del Cauca a escala 1:250.000. (Nivia, 1997), “Hidrogeoquímica e Isotopía de los Acuíferos en la Zona Sur del Departamento del Valle del Cauca – Colombia” (Páez y Medina, 2006), “Las Aguas Subterráneas: Importancia y Perspectivas en el Valle del Cauca – Colombia” (Páez, 2006) y el Estudio General de Suelos del Valle del Cauca (CVC – Grupo de Bosques y Suelos, 1997). De estos documentos se extrajo la información de cada temática para la totalidad del área municipal de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural.

## 2.9 ESTUDIOS HIDROLÓGICOS Y METEOROLÓGICOS

La información utilizada para caracterizar los componentes hidrológico y climático de la localidad de estudio fue extraída del sistema de información en línea del Grupo de Recursos Hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, que incluye información relacionada con variables climatológicas, codificación de cuencas, balances de oferta y demanda, índices de escasez, rendimientos de caudales y otra información general el recurso hídrico en su jurisdicción. De esta información se extrajo la

concerniente a cada temática para las cuencas que abarcaban el área municipal de Bugalagrande identificando las características particulares del corregimiento en el área rural. El sistema se encuentra para su libre consulta en <<http://190.97.204.39/cvc/RecursoHidrico/aplicativos/panel.html>>.

De igual forma se tuvo en cuenta las publicaciones realizadas por la Corporación en cooperación con la Universidad del Valle en el marco del Proyecto de Modelación del Río Cauca – PMC, el cual contiene documentos de caracterización de diferentes aspectos biofísicos y de calidad de esta corriente y sus tributarios. Para el caso del corregimiento de Paila Arriba se extrajo información de las cuencas de los ríos La Paila y San Marcos que hacen parte del sistema hídrico del municipio y del abastecimiento de su sistema de acueducto. Las publicaciones del proyecto se encuentran para consulta libre en: <<http://www.cvc.gov.co/cvc/Mosaic/>>.

## 2.10 ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS

Los trabajos topográficos que se han realizado en la localidad corresponden a los elaborados en el desarrollo del Plan Departamental de Aguas del Valle del Cauca, el Programa de Abastecimiento de Agua Rural y esta consultoría. En este contexto los estudios topográficos en la localidad se estudiarán a fondo en el Informe de Catastro.

### 3. ESTUDIOS DE POBLACIÓN Y DEMANDA

Una de las variables de mayor importancia en la concepción de proyectos de acueducto y alcantarillado, es el comportamiento del crecimiento demográfico a lo largo del periodo de diseño que se adopte para estos sistemas. En este sentido, el Reglamento Técnico para el Sector del Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, establece en el Título B, literal B.2.2 los distintos lineamientos que deben considerarse para realizar las proyecciones de población dentro del horizonte de planeamiento de los proyectos.

El literal B.2.2.4 de esta misma norma, establece que las proyecciones de población deben ser realizadas usando al menos, los métodos: lineal, geométrico y exponencial, seleccionando a partir de éstos, el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. De acuerdo con lo anterior la proyección de población de la localidad se realizará con base en información censal histórica para los municipios a los cuales pertenecen las diferentes áreas de estudios, así como de información censal primaria recolectada en campo mediante entrevistas.

#### 3.1 INFORMACIÓN CENSAL

A continuación se realiza el análisis de la información demográfica nacional, departamental y municipal que servirá de base para la proyección de población del corregimiento de Paila Arriba.

##### 3.1.1 Análisis Demográfico de la Población Nacional

La información histórica de los registros censales y demográficos del país es obtenida a partir de los datos suministrados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadísticas de Colombia DANE, el cual posee en forma depurada los valores de población urbana, rural y total del país. La información del último censo del año 2005 puede ser obtenida en forma digital en formato hoja de cálculo, mientras que los censos anteriores para los años 1938, 1951, 1964, 1973, 1985 y 1993, fueron obtenidos en formato de libro digital descargados desde la biblioteca virtual encontrada en la página de internet [www.dane.gov.co](http://www.dane.gov.co). Los valores obtenidos para los siete censos relacionados se muestran a continuación. De acuerdo con la información presentada en la anterior tabla se puede realizar el siguiente análisis:

- Hasta el año 1951, la distribución de la población en Colombia presentaba un mayor porcentaje de la población en la zona rural del país, con una distribución para el año 1951 de 39% de la población en la zona urbana y un 61% en la zona rural. A partir de este año se presenta un fenómeno de desplazamiento poblacional hacia las cabeceras municipales y grandes ciudades del país

manifestado en el año 2005 con una distribución del 76,0% de población en la zona urbana y 24,0% en la zona rural.

**Tabla 3-1. Información Censal de Colombia Periodo 1938 - 2005**

AÑO CENSO	POBLACION			TASAS DE CRECIMIENTO			DISTRIBUCIÓN (%)	
	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL
1938	2.533.680	6.168.136	8.701.816				29,1%	70,9%
1951	4.365.686	6.862.823	11.228.509	4,27%	0,82%	1,98%	38,9%	61,1%
1964	9.093.093	8.391.416	17.484.509	5,81%	1,56%	3,47%	52,0%	48,0%
1973	13.978.290	8.936.939	22.915.229	4,89%	0,70%	3,05%	61,0%	39,0%
1985	18.535.708	9.331.618	27.867.326	2,38%	0,36%	1,64%	66,5%	33,5%
1993	23.514.070	9.595.770	33.109.840	3,02%	0,35%	2,18%	71,0%	29,0%
2005	31.510.379	9.958.005	41.468.384	2,47%	0,31%	1,89%	76,0%	24,0%

Fuente: DANE, 2005

- El país pasó de una tasa de crecimiento poblacional del 1,98% para el período intercensal 1938 a 1951, a una tasa del 3,47% para el período 1951 a 1964. Es importante anotar que es la tasa de crecimiento mayor observada dentro del período de estudio de 1938 al año 2005. A partir del año 1951 y por diversos factores políticos y sociales, la tasa de crecimiento poblacional en Colombia, empezó a disminuir hasta alcanzar un valor mínimo de 1,64% en el período 1973 al año 1985. La última tasa intercensal obtenida fue de 1,89% para el período 1993 al año 2005.
- Si se analiza el crecimiento poblacional en la zona urbana del país, se observa en todo el período de estudio, que la tasa de crecimiento urbana es superior a la tasa de crecimiento total, lo que demuestra que existe una migración alta de la zona rural a la urbana, que se traduce en un alto valor de la población asentada en la zona urbana y un bajo porcentaje en la zona rural. La tasa de crecimiento más alta para la población del área urbana se presenta en el periodo 1951 al año 1964 con un valor de 5,81%, mientras que la última tasa intercensal obtenida es de 2,47%.
- El crecimiento de la zona rural del país muestra a largo del periodo de estudio tasas de crecimiento inferiores a las del área urbana y el país en general, que a partir de 1951 se traduce en proporciones de población asentadas en el área rural menores en comparación con las cabeceras municipales. La tasa de crecimiento más alta para la población del área rural se presenta en el periodo 1951 al año 1964 con un valor de 1,56%, mientras que la última tasa intercensal obtenida es de 0,31%.

### 3.1.2 Análisis Demográfico del Departamento del Valle del Cauca

Para el análisis demográfico del Departamento del Valle del Cauca se estudiaron los censos poblacionales de 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005 descargados desde la biblioteca virtual encontrada en la página web del Departamento Administrativo Nacional de Estadística: [www.dane.gov.co](http://www.dane.gov.co). En la siguiente tabla se presenta la información censal del departamento sobre la cual se realiza el siguiente análisis:

**Tabla 3-2. Información Censal Departamento del Valle del Cauca Periodo 1964 - 2005**

AÑO CENSO	POBLACION			TASAS DE CRECIMIENTO			DISTRIBUCIÓN (%)	
	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL
1964	1.219.837	513.216	1.733.053				70,4%	29,6%
1973	1.690.185	496.616	2.186.801	3,69%	-0,36%	2,62%	77,3%	22,7%
1985	2.474.884	552.363	3.027.247	3,23%	0,89%	2,75%	81,8%	18,2%
1993	2.842.023	491.127	3.333.150	1,74%	-1,46%	1,21%	85,3%	14,7%
2005	3.593.410	568.015	4.161.425	1,97%	1,22%	1,87%	86,4%	13,6%

Fuente: DANE, 2005

- En todo el período de tiempo estudiado, la distribución de la población urbana rural, presenta un mayor porcentaje de distribución para la zona urbana. Esta situación contrasta con la presentada a nivel nacional, donde se observa que en el año 1964 se tenía proporciones casi iguales de población en las zonas rural y urbana (52,0% en el área urbana y 48,0% en el área rural), mientras que para el mismo año en el departamento se presenta un 70,4% de población urbana frente a un 29,6% de población rural. Para el departamento del Valle del Cauca en el año 2005, el 86,4% de la población habitaba en la zona urbana en tanto que en el país, para este mismo año, el 76,0% de la población vivía en la zona urbana.
- Las tasas de crecimiento poblacional del departamento del Valle del Cauca son siempre positivas a lo largo del periodo estudiado, no obstante y atendiendo a la dinámica poblacional nacional, tiene una tendencia decreciente hasta alcanzar un valor mínimo de 1,21% en el período 1985 al año 1993. El departamento pasó de una tasa de crecimiento poblacional del 2,62% para el período intercensal 1964 a 1973, a una tasa del 2,75% para el período 1973 a 1985. Es importante anotar que es la tasa de crecimiento mayor observada dentro del período de estudio de 1964 al año 2005. Para el último período intercensal 1993 al 2005 se presentó un valor del 1,87% muy similar a la tasa a nivel nacional para el mismo período que fue de 1,89%.



- En lo que respecta al crecimiento poblacional en la parte urbana del departamento, se observa a lo largo del periodo de estudio, que la tasa de crecimiento urbana es superior a la tasa de crecimiento total, lo que demuestra que existe una migración alta de la zona rural a la urbana, que se traduce, de forma similar al nivel nacional, en un valor mayor de población asentada en la zona urbana que en la zona rural. La tasa de crecimiento con valor más elevado para la población urbana se presentó para el periodo 1964 al 1973 con un valor del 3,69% y el valor más bajo se presentó en el período 1985 al 1993 con un valor del 1,74%. Para el último período intercensal 1993 al 2005 se presentó un valor del 1,97% inferior al tenido a nivel nacional para el mismo período que fue de 2,47%.
- El crecimiento de la zona rural del departamento muestra a largo del periodo de estudio tasas de crecimiento inferiores, incluso negativas, a las del área urbana y el país en general, con un comportamiento muy variable, que se traduce en proporciones de población asentadas en el área rural menores en comparación con las cabeceras municipales. La tasa de crecimiento más alta para la población del área rural se presenta en el último periodo intercensal, es decir de 1993 a 2005 con un valor de 1,22%, mientras que el valor más bajo se presenta en el periodo 1985 a 1993 con -1,46%. La última tasa intercensal obtenida para la zona rural presenta un valor muy superior (1.22%) al nacional que se ubica en 0,31%.
- Como puede observarse, la dinámica poblacional en el departamento del Valle del Cauca para el período 1964 a 2005 es diferente de lo observado a nivel nacional, principalmente en cuanto a la distribución urbana rural de la población que en el departamento presenta porcentajes más altos de población asentada en las cabeceras municipales desde 1964. Así mismo se encuentra que el crecimiento poblacional en el área rural del departamento es muy irregular, presentando saltos entre valores positivos y negativos en las tasas de crecimiento intercensales, en relación al comportamiento nacional que presenta siempre, aunque con valores bajos, una tasa de crecimiento positiva. Esta situación será tenida en cuenta más adelante en la proyección de la población.

### 3.1.3 Análisis Demográfico del Municipio de Bugalagrande

Para el análisis demográfico del Municipio de Bugalagrande se estudiaron los censos poblacionales de 1964, 1973, 1985, 1993 y 2005 descargados desde la biblioteca virtual encontrada en la página web del Departamento Administrativo Nacional de Estadística: [www.dane.gov.co](http://www.dane.gov.co). Los valores censales obtenidos para los cinco censos relacionados se muestran en la siguiente tabla sobre la cual se realiza el análisis poblacional.

- Para el municipio de Bugalagrande durante el período de tiempo estudiado, la distribución de la población urbana rural es variable. Mientras que en 1964 se encontraba un 24,9% de población en el área urbana y un 75,1% en el área rural, en 1993 estos valores pasan a ser 48,2% y 51,8% respectivamente. La situación presentada contrasta con la presentada a nivel departamental, donde se presentan desde 1964 porcentajes de población urbana mayores al 70,0% (llegando a 86,4% en el 2005) y de población rural menores al 30,0% (disminuyendo hasta 13,6% en

el 2005), y a nivel nacional donde se observan proporciones de población asentada en la zona urbana cada vez mayores en comparación con los de la zona rural a partir de 1951. Para el municipio en el año 2005, el 46,8% de la población habitaba en la zona rural en tanto que en el departamento y el país, para este mismo año, el 13,6% y 24,0% de la población vivía en la zona rural respectivamente.

**Tabla 3-3. Información Censal Municipio de Bugalagrande Periodo 1964 - 2005**

AÑO CENSO	POBLACION			TASAS DE CRECIMIENTO			DISTRIBUCIÓN (%)	
	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL	TOTAL	URBANA	RURAL
1964	5.787	17.442	23.229	2,33%	-3,55%	-1,80%	24,9%	75,1%
1973	7.121	12.598	19.719	1,89%	1,23%	1,47%	36,1%	63,9%
1985	8.915	14.582	23.497	1,50%	-3,69%	-1,49%	37,9%	62,1%
1993	10.042	10.796	20.838	1,14%	-0,55%	0,30%	48,2%	51,8%
2005	11.500	10.101	21.601				53,2%	46,8%

Fuente: DANE, 2005

- Las tasas de crecimiento poblacional del municipio de Bugalagrande son variables a lo largo del periodo estudiado, contrario a la dinámica poblacional departamental y nacional que tienen tendencias decrecientes en los valores de crecimiento poblacional. El municipio pasó de una tasa de crecimiento poblacional del -1,80% para el período intercensal 1964 a 1973, a una tasa del 1,47% para el período 1973 a 1985 que representan el menor y mayor valor de crecimiento en el periodo de interés. En el último periodo intercensal se tiene un valor de la tasa de crecimiento de 0,30%, muy inferior en comparación con la tasa departamental (1,87%) y nacional (1,89%).
- En lo que respecta al crecimiento poblacional en la parte urbana del municipio, se observa a lo largo del periodo de estudio, que la tasa de crecimiento urbano es superior a la tasa de crecimiento total, lo que demuestra que existe una tendencia de migración de la zona rural a la urbana, aunque esto no se traduce siempre en una proporción mayor de población asentada en la zona urbana en comparación con la zona rural. La tasa de crecimiento con valor más elevado para la población urbana se presentó para el periodo 1964 al 1973 con un valor del 2,33% y el valor más bajo se presentó en el período 1993 al 2005 con un valor del 1,14%. Esta última presenta un valor inferior al tenido a nivel departamental y nacional para el mismo período que fue de 1,97% y 2,47% respectivamente.
- El crecimiento de la zona rural del municipio muestra a largo del periodo de estudio tasas de crecimiento muy variables, debido principalmente a las dinámicas socioeconómicas de este sector que ha afrontado el municipio en los últimos años.

La tasa de crecimiento más alta para la población del área rural se presenta en el periodo de 1973 al año 1985 intercensal que presenta un valor de 1,23%, siendo esta tasa negativa en el resto de periodos intercensales. La última tasa intercensal obtenida para la zona rural presenta un valor de -0,55% muy inferior al departamental y nacional que se ubican en 1,22% y 0,31% respectivamente.

- Como puede observarse, la dinámica poblacional para el período 1964 a 2005 es diferente a nivel departamental y nacional de lo observado en el municipio de Bugalagrande, principalmente en cuanto a la distribución urbana rural de la población que en el departamento y el país presentan distribuciones con mayores porcentajes de población en el área urbana. Así mismo se encuentra que el crecimiento poblacional en el área rural del municipio es muy irregular, presentando saltos entre valores positivos y negativos en las tasas de crecimiento intercensales, en relación al comportamiento nacional que presenta siempre, aunque con valores bajos, una tasa de crecimiento positiva. Esta situación será tenida en cuenta más adelante en la proyección de poblaciones.

### 3.2 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN



En la Tabla B.2.1 de las normas RAS, se presentan los métodos de cálculo recomendados para realizar las proyecciones de población, los cuales dependen del nivel de complejidad del sistema. En el caso de los niveles de complejidad bajo, medio y medio alto las normas RAS aceptan los métodos aritmético, geométrico y exponencial. A continuación se describe el procedimiento para la proyección de la población en el área de estudio.

#### 3.2.1 Población Actual

Teniendo en cuenta que no existe información censal detallada histórica para el área de estudio del proyecto se realizó un censo de viviendas en campo, utilizando encuestas, con el fin de determinar el número total de viviendas. La información del censo realizado por el Consultor fue recopilada para el corregimiento de Paila Arriba entre el 20 y el 21 de Febrero del año 2013. Adicionalmente se contrastaron los resultados del censo con información secundaria recopilada del número de usuarios y cobertura de servicios públicos en el corregimiento, brindada por la entidad de prestación del servicio de acueducto en la localidad.

El censo aplicado obtuvo como resultado un total de 110 viviendas que atendieron al momento de la aplicación de la encuesta y 58 viviendas que no lo hicieron. Esta información concuerda con la obtenida de la Asociación de Usuarios de Acueducto y Alcantarillado del Corregimiento de Paila Arriba, que muestra que el 100% de la localidad está cubierta con el servicio de acueducto contando actualmente con 168 usuarios. Cabe resaltar que el censo permitió saber también que en la muestra de 110 viviendas donde se aplicaron encuestas habitan 588 personas.

#### Imagen 3-1. Ficha de Censos de Población

		CENSOS POBLACIÓN SISTEMA DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO				
1. Municipio	<input type="text"/>	2. Ver/Cgto/Barrio	<input type="text"/>	3. Dirección	<input type="text"/>	
4. Tipo de Vivienda	<input type="text"/>	4.1 No. de Personas que viven	<input type="text"/>			
4. 2 Integrantes	Adultos	<input type="text"/>	Edad	<input type="text"/>		
	Niños	<input type="text"/>	Edad	<input type="text"/>		
5. Ocupación	<input type="text"/>	5.1 Sí 5. es discontinua meses de permanencia	<input type="text"/>			
5.2 Tipo de Uso	<input type="text"/>	Otros Cuales?	<input type="text"/>			
6. Servicios Públicos	Agua	Telefono	Electricidad	Internet	Alcantarillado	
	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	
	Gas	Aseo	Otro	<input type="text"/>		
7. Servicio Sanitario conectado a:	<input type="text"/>		8. Cuantos baños hay:	<input type="text"/>		
9. Si no hay Ss. Aseo Cómo eliminan los R.S.:	<input type="text"/>					
Nombre Entrevistado	<input type="text"/>					
Nombre del Entrevistador	<input type="text"/>					

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Teniendo en cuenta esta información se procede a estimar la población actual teniendo en cuenta el número promedio de habitantes por vivienda en cada área de estudio, calculado tanto con los datos del censo realizado por el Consultor, como con información del censo DANE 2005. La población estimada para el año 2013 para la localidad, se calcula con el valor de habitantes por vivienda más apropiado para el corregimiento teniendo en cuenta los análisis demográficos realizados para el área urbana y rural de Bugalagrande en relación con el departamento y el país, y las condiciones de vida observadas en campo por el Consultor.

La densidad poblacional calculada con la información del último censo DANE para el municipio de Bugalagrande en el área rural se muestra a continuación.

Población área rural Bugalagrande DANE 2005 = 10.101 habitantes

Número de Viviendas área rural Bugalagrande DANE 2005 = 2.459 viviendas

$$\text{Densidad área rural Bugalagrande DANE 2005} = \frac{10.101 \text{ habitantes}}{2.459 \text{ viviendas}}$$

Densidad área rural Bugalagrande DANE 2005 = 4,11 habitantes/vivienda

Por su parte la densidad poblacional calculada con la información del censo realizado por el Consultor es la siguiente:

Población censada Paila Arriba 2013= 588 habitantes

Número de Viviendas Censadas 2013 = 110 viviendas

$$\text{Densidad Paila Arriba 2013} = \frac{110 \text{ habitantes}}{168 \text{ viviendas}}$$

Densidad Paila Arriba 2013 = 5,35 habitantes/vivienda

Teniendo en cuenta que la densidad calculada con la información del censo aplicado por el Consultor representa con mayor certidumbre las condiciones actuales de ocupación en la localidad, se adopta un valor de 5,35 habitantes por vivienda en el Corregimiento de Paila Arriba. La población actual definida para la localidad es la siguiente:

Número de Viviendas Totales Paila Arriba = 168 viviendas

Densidad Paila Arriba Manov 2013 = 5,35 habitantes/vivienda

Población Paila Arriba 2013 = 168 viviendas x 5,35 habitantes/vivienda

Población Paila Arriba 2013 = 898 habitantes

### 3.2.2 Método de Proyección

Los métodos de cálculo recomendados por el RAS exigen que exista para cada área de estudio información censal de varios años de forma tal que puedan calcularse tasas de crecimiento para cada método y realizar un análisis de sensibilidad que permita escoger el método que se ajuste mejor a la dinámica poblacional de una localidad específica. Los censos nacionales de población brindan información de este tipo para entidades territoriales tales como departamentos y municipios, sin embargo para las áreas de estudio más pequeñas, como es el caso de corregimientos y barrios, no se cuenta con este tipo de información.

Por esta razón en el presente documento se decide utilizar el método geométrico para proyectar la población del área de estudio con una tasa de crecimiento acorde a la dinámica poblacional rural del municipio de Bugalagrande, teniendo en cuenta que no se cuenta con información histórica de la población, y se tiene únicamente la población actual definida por el Consultor con base en el censo realizado. El método geométrico es quizás el método que mejor ajuste tiene en relación a las tendencias de crecimiento del área de estudio, ya que se ha demostrado que el desarrollo de una población en relación a su tasa de crecimiento no es constante durante el transcurso del tiempo, por ello siempre se puede ajustar con muy buenos resultados los valores de población a una estimación geométrica. De acuerdo con este método, la población final viene dada por la siguiente expresión:

$$P_f = P_{uc} (1+r)^{Tf - Tuc}$$

Donde:

$P_f$  = Población final en el horizonte de diseño

- $P_{uc}$  = Población del último censo  
 $r$  = Tasa de crecimiento poblacional anual  
 $T_f$  = Año final del horizonte de diseño  
 $T_{uc}$  = Año del último censo

Para calcular la tasa de crecimiento poblacional anual partir de la ecuación anterior, se reemplaza el subíndice de los años final por el del último censo y el del último censo por el de censo inicial y se despeja el término  $r$  para obtener la siguiente ecuación. Este valor es reemplazado en la anterior ecuación para hacer la proyección de población:

$$r = (P_{uc}/P_{ci})^{1/(T_{uc} - T_{ci})} - 1$$

### 3.2.3 Proyección de Población

Teniendo en cuenta que la tasa de crecimiento en el área rural del municipio de Bugalagrande en el último periodo intercensal es de -0,55% y que las tasas de crecimiento intercensal en el período 1993 al año 2005 obtenidas para el Departamento del Valle del Cauca y para Colombia son bajas, con valores de 1,22 y de 0,31% respectivamente, se adopta una tasa de crecimiento del 1,0% que siendo un valor bajo, es superior a la tasa promedio de crecimiento rural del municipio de Bugalagrande.

Las proyecciones de población para Paila Arriba se calculan a continuación:

$$r_{2013 - 2039} = 1,00 \%$$

$$P_{2039} = P_{2013} (1 + r_{2005 - 1993})^{2039 - 2013}$$

$$P_{2039} = 898 (1 + 0,0100)^{2039 - 2013}$$

$$P_{2039} = 1.163 \text{ habitantes}$$

La población proyectada al año 2039 para el corregimiento de Paila Arriba, sin tener en cuenta la población flotante, es de 1.163 habitantes. Las proyecciones anuales de población siguiendo el mismo procedimiento son las siguientes:

**Tabla 3-4. Proyección Poblacional Corregimiento de Paila Arriba**

AÑO	POBLACIÓN	AÑO	POBLACIÓN
2014	907	2027	1.032
2015	916	2028	1.043
2016	925	2029	1.053
2017	935	2030	1.064
2018	944	2031	1.074

AÑO	POBLACIÓN	AÑO	POBLACIÓN
2019	953	2032	1.085
2020	963	2033	1.096
2021	972	2034	1.107
2022	982	2035	1.118
2023	992	2036	1.129
2024	1.002	2037	1.140
2025	1.012	2038	1.152
2026	1.022	2039	1.163

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 3.2.4 Población Flotante

De acuerdo con el literal B.2.2.5. RAS 2000, se hace necesario el ajuste de la población efectiva calculada con relación a la población flotante y migratoria del proyecto.

Dado que no existe información sobre la población flotante en la vereda de Paila Arriba, la Consultoría presentó a consideración de la Interventoría el criterio de adoptar un valor del 3% de la población proyectada para estimar el valor de la población flotante, el cual es un valor aceptable y que también se ha usado en otros proyectos y regiones del País como en los proyectos rurales realizados en las regiones centro y sur occidente del Departamento del Huila (centros poblados de los municipios de Gigante, Garzón, Altamira, Guadalupe, Suaza, El Agrado, El Pital, Tarquí, Timaná, Elías, La Plata, La Argentina, Paicol y Nátaga). La interventoría de los estudios, aceptó el valor propuesto por la Consultoría.

### 3.3. PROYECCIÓN DE LA DEMANDA DE AGUA

Una vez realizada la proyección de población, se procede al cálculo de la demanda de agua con la cual se realizarán los estudios de diagnóstico y optimización de los distintos componentes del sistema de acueducto.

#### 3.3.1 Definición del Nivel de Complejidad

Considerando el artículo 11 de la Resolución 1096 del año 2000, el presente proyecto debe ser clasificado de acuerdo el nivel de complejidad del sistema, teniendo en cuenta el número de habitantes proyectado en el área urbana de la localidad, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de

acuerdo con lo establecido en la Tabla A.3.1. Del RAS 2000 Titulo A Capitulo A.3. Numeral A.3.1. De acuerdo a los resultados obtenidos de población proyectada, incluyendo la población flotante, con un periodo de diseño de 25 años, se tienen 1.198 habitantes en el corregimiento al año 2039, razón por la cual se establece que el nivel de complejidad para la localidad es Bajo, debido a que cuenta con menos de 2.500 habitantes en el horizonte de proyección.

### **3.3.2 Periodo de Diseño**

De acuerdo al Artículo 2 de la Resolución 2320 de Noviembre de 2009, que modificó el artículo 69 de la Resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000, se establece para los niveles de complejidad bajo, medio y medio alto un período de diseño de 25 años. Considerando la definición de Período de diseño dada en las Normas RAS, como: “Tiempo para el cual se diseña un sistema o os componentes de éste, en el cual su(s) capacidad(es) permite(n) atender la demanda proyectada para este tiempo” y que durante el año 2013 se vienen adelantando los estudios técnicos, se considera que el período de diseño de 25 años se iniciará en el año 2014 e irá hasta el año 2039.

### **3.3.3 Proyección de la Demanda De Agua**

#### **3.3.3.1 Dotación per Cápita**

La demanda de agua requerida por la población, es el producto de la dotación per cápita multiplicada por la población. Para este cálculo y considerando las normas RAS, se tendrá en cuenta la dotación neta y la dotación bruta, tal como se define en los numerales siguientes.

#### **3.3.3.2 Dotación Neta**

Para efectos de calcular el caudal de diseño para el sistema de acueducto, se hace indispensable definir la dotación neta per cápita de aportes unitarios de cada habitante, esta se escoge de acuerdo al nivel de complejidad del sistema, y representa la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto, esta variable se expresa en L/hab-día, su valor se escoge de acuerdo con la Resolución 2320 de 2009, la cual modifica el artículo 67 de la Resolución 1096 del año 2000.

La Resolución 2320 de 2009, establece que siempre que existan datos de consumo histórico confiables para el municipio o localidad, la dotación neta máxima a utilizar en el diseño de un nuevo sistema de acueducto o la ampliación del sistema existente debe basarse en dichos datos, adicionalmente puntualiza la resolución que la dotación neta máxima calculada no deberá superar los valores establecidos en la Tabla 9 de esta Resolución, cuyos valores dependen del nivel de complejidad del sistema y del clima del



municipio, entendiendo que el clima es una variables sujeta a la altura del proyecto con relación al nivel de mar.

Para efectos de la aplicación de los valores de la Resolución, se debe entender por poblaciones con "clima frío o templado" aquellas ubicadas a una altura superior a 1.000 metros sobre el nivel del mar y por poblaciones con "clima cálido" aquellas ubicadas a una altura inferior o igual a 1.000 metros sobre el nivel del mar. Debido a que la empresa administradora del servicio en el corregimiento no cuenta con información de consumos y a que el sistema actualmente no cuenta con sistemas de macro o micro medición se dificulta determinar el consumo actual de agua por parte de la población. De acuerdo con lo anterior y teniendo en cuenta la Resolución 2320 del año 2009, se establece para el Corregimiento de Paila Arriba una dotación neta per cápita de 100 L/(hab-día), ya que su Centro Poblado se encuentra por encima de los 1.000 metros sobre el nivel del mar. Este valor se adopta como la dotación neta per cápita.

### 3.3.3.3 Estimación de las Pérdidas

La Resolución 2320 de 2009 en su Artículo 1 establece que el porcentaje de perdidas técnicas máximas admisibles en el sistema de acueducto es del 25%. Debido a que la Empresa Administradora del servicio en el Corregimiento no cuenta con información de facturación y a que el sistema actualmente no cuenta con sistemas de macro medición o micro medición, se dificulta determinar las pérdidas del sistema, que se estiman generalmente a partir de la diferencia entre agua producida y agua facturada. No obstante se procede a estimar este valor a partir del aforo de los caudales de entrada a los tanques de almacenamiento del sistema. La medición realizada a la entrada del tanque de almacenamiento ubicado en la Hacienda La Granada (ver numeral 5.3.6 Almacenamiento de Agua) tuvo como resultado un valor de 6,73 L/s. Teniendo en cuenta que el caudal de entrada a un tanque de almacenamiento en el nivel de complejidad bajo es igual al caudal máximo diario demandado por la población se establece la siguiente relación:

Caudal a la entrada del tanque de almacenamiento = 6,73 L/s

$$\text{Consumo máximo diario actual} = \frac{6,73 \text{ L}}{\text{s}} \times \frac{86.400 \text{ s}}{1 \text{ día}} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1.000 \text{ L}}$$

Consumo máximo diario actual = 581,4 m<sup>3</sup>/día

Sabiendo que caudal máximo diario se establece como el producto entre un factor de mayoración K1 (con un valor de 1,3 para el nivel de complejidad bajo) y el caudal medio diario se procede a calcular este último así:

Caudal máximo diario = Caudal medio diario x K1

Caudal medio diario = Caudal máximo diario / K1

Consumo medio diario actual = 581,4 m<sup>3</sup>/s / 1,3

Consumo medio diario actual = 447,3 m<sup>3</sup>/día

$$\text{Caudal medio diario actual} = \frac{447,3 \text{ m}^3}{\text{día}} \times \frac{86.400 \text{ s}}{1 \text{ día}} \times \frac{1.000 \text{ L}}{1 \text{ m}^3}$$

Caudal medio diario actual = 5,18 L/s

A partir de este valor y el número de habitantes actual de la localidad, se puede calcular la dotación bruta de la siguiente manera:

Caudal medio diario = Población x Dotación Bruta

Dotación bruta = Caudal medio diario / Población

$$\text{Dotación bruta} = \frac{\frac{5,18 \text{ L}}{\text{s}} \times \frac{86.400 \text{ s}}{1 \text{ día}}}{898 \text{ hab}}$$

Dotación bruta = 498,4 L/hab-día

Teniendo en cuenta que por definición dada en las normas RAS, el valor de la dotación bruta incluye las pérdidas que se dan en el sistema de acueducto a partir de la Planta de Tratamiento, éstas pueden estimarse analizando los consumos de agua que se dan en la población y los que se deberían dar de acuerdo con los valores de la dotación neta definidos en la Resolución 2320 del RAS, como se muestra a continuación:

Dotación Bruta = Dotación Neta / (1 – Pérdidas)

Pérdidas = 1 – (Dotación Neta / Dotación Bruta)

$$\text{Pérdidas} = 1 - \frac{90,0 \text{ L/hab.día}}{498,4 \text{ L/hab.día}}$$

Pérdidas = 81,9%

De acuerdo con la estimación realizada, las pérdidas actuales del sistema de acueducto son del 81,9%, es decir, aproximadamente 57 puntos por encima del valor considerado como referencia para el máximo de pérdidas técnicas del sistema. Por este motivo se realiza una proyección de las pérdidas a lo largo del horizonte de diseño, en la cual se establece un periodo de 5 años, para disminuir el valor de pérdidas hasta el límite recomendado por la resolución 2320 de 2009. En ese sentido la proyección consiste en la disminución lineal del porcentaje de pérdidas hasta el año 2019 hasta lograr un valor del 25%. Se espera que esta disminución se logre como respuesta al desarrollo e implementación de un programa de uso eficiente y ahorro del agua, la aplicación de políticas que sancionen los consumos excesivos, la revisión de la estructura tarifaria del servicio y la implementación de proyectos que busquen reducir las pérdidas relacionadas

con el desarrollo de actividades como reposición de redes, macro y micro medición y sectorización del servicio.

**Tabla 3-5. Proyección Pérdidas Corregimiento de Paila Arriba**

AÑO	PÉRDIDAS	AÑO	PÉRDIDAS
2014	81,9%	2027	25,0%
2015	70,5%	2028	25,0%
2016	59,2%	2029	25,0%
2017	47,8%	2030	25,0%
2018	36,4%	2031	25,0%
2019	25,0%	2032	25,0%
2020	25,0%	2033	25,0%
2021	25,0%	2034	25,0%
2022	25,0%	2035	25,0%
2023	25,0%	2036	25,0%
2024	25,0%	2037	25,0%
2025	25,0%	2038	25,0%
2026	25,0%	2039	25,0%

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 3.3.3.4 Dotación Bruta

La Resolución 2320 de 2009, en su Artículo 1 modifica el artículo 67 de la Norma RAS 2000 en su Capítulo B.2.6 y define que la Dotación Bruta, es la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante considerando para su cálculo el porcentaje de pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto, para su cálculo la Norma RAS 2000 y la resolución, establece la siguiente ecuación:

$$DB = DN / (1 - \%P)$$

Dónde:

DN: Dotación neta del sistema de acueducto, expresada en L/(hab día)

DB: Dotación bruta del sistema de acueducto, expresada en L/(hab día)

%P: Porcentaje de pérdidas del sistema de acueducto, expresado en tanto por uno

Considerando la proyección de pérdidas definidas en el numeral anterior, la dotación bruta para la localidad a lo largo del periodo de diseño se muestra a continuación:

**Tabla 3-6. Proyección Dotación Bruta Corregimiento Paila Arriba**

AÑO	DOTACIÓN BRUTA (L/hab.día)	AÑO	DOTACIÓN BRUTA (L/hab.día)
2014	498,0	2027	133,33
2015	305,5	2028	133,33
2016	220,4	2029	133,33
2017	172,3	2030	133,33
2018	141,5	2031	133,33
2019	133,33	2032	133,33
2020	133,33	2033	133,33
2021	133,33	2034	133,33
2022	133,33	2035	133,33
2023	133,33	2036	133,33
2024	133,33	2037	133,33
2025	133,33	2038	133,33
2026	133,33	2039	133,33

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 3.3.3.5 Proyección de Caudales

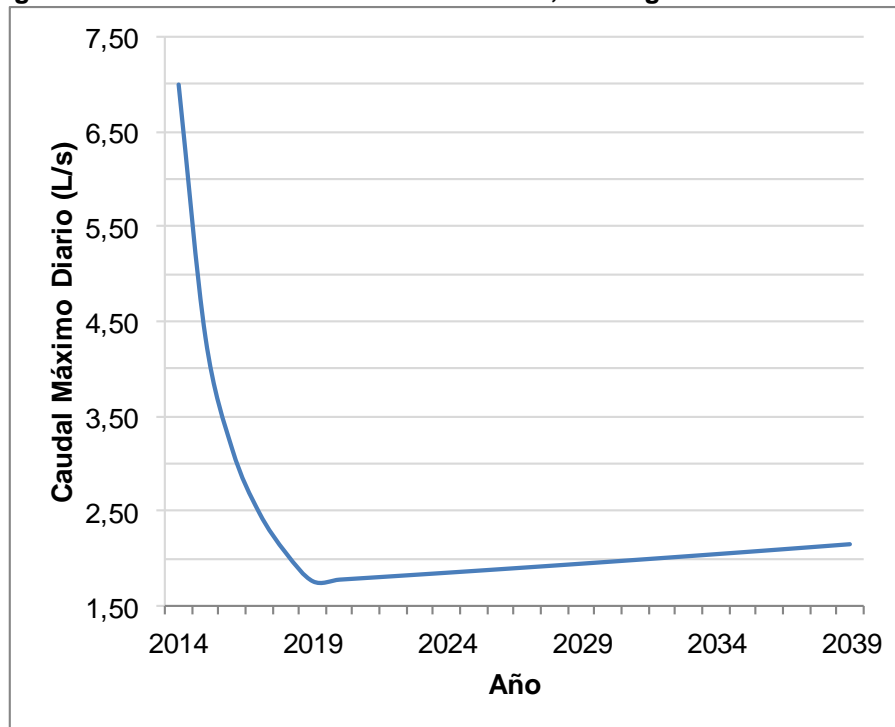
Conforme a los resultados antes mencionados, acerca de la proyección de la población, estimación de la dotación neta, pérdidas y dotaciones brutas del sistema, se procede a la construcción y definición de la curva de la demanda del sistema, considerando que las misma no se efectúa mediante una operación directa, sino que debe considerarse los criterios en el comportamiento de las distintas variables, dando como resultado los valores que se consignan en la siguiente tabla. Cabe aclarar que los datos de población total mostrados en la tabla incluyen un 3% de población flotante.

**Tabla 3-7. Proyección Curva Demanda Corregimiento Paila Arriba**

AÑO	POBLACIÓN TOTAL (hab)	DOTACIÓN NETA (L/hab.día)	PÉRDIDAS (%)	DOTACIÓN BRUTA (L/hab.día)	K1	Q MEDIO DIARIO (L/s)	Q MÁXIMO DIARIO (L/s)
2013	925	100,0	81,9%	498,1	1,3	5,33	6,93
2014	934	100,0	81,9%	498,1	1,3	5,39	7,00
2015	944	100,0	70,5%	305,5	1,3	3,34	4,34
2016	953	100,0	59,2%	220,4	1,3	2,43	3,16
2017	963	100,0	47,8%	172,3	1,3	1,92	2,50
2018	972	100,0	36,4%	141,5	1,3	1,59	2,07
2019	982	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2020	992	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2021	1.002	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2022	1.012	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2023	1.022	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2024	1.032	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2025	1.042	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2026	1.053	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2027	1.063	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2028	1.074	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2029	1.085	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2030	1.095	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2031	1.106	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2032	1.117	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2033	1.129	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2034	1.140	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2035	1.151	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2036	1.163	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2037	1.174	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2038	1.186	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,85	2,4
2039	1.198	100,0	25,0%	133,33	1,3	1,66	2,16

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 3-2. Curva de Demanda Máxima Diaria, Corregimiento de Paila Arriba**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 3.3.3.6 Curva de Demanda Horaria

La curva de demanda horaria con que cuenta la Consultoría y obtenida en desarrollo de diversos proyectos de acueducto y en especial en los Planes Departamentales de Agua de los Departamentos del Huila y de Boyacá y que se utilizará para el presente proyecto es la siguiente:

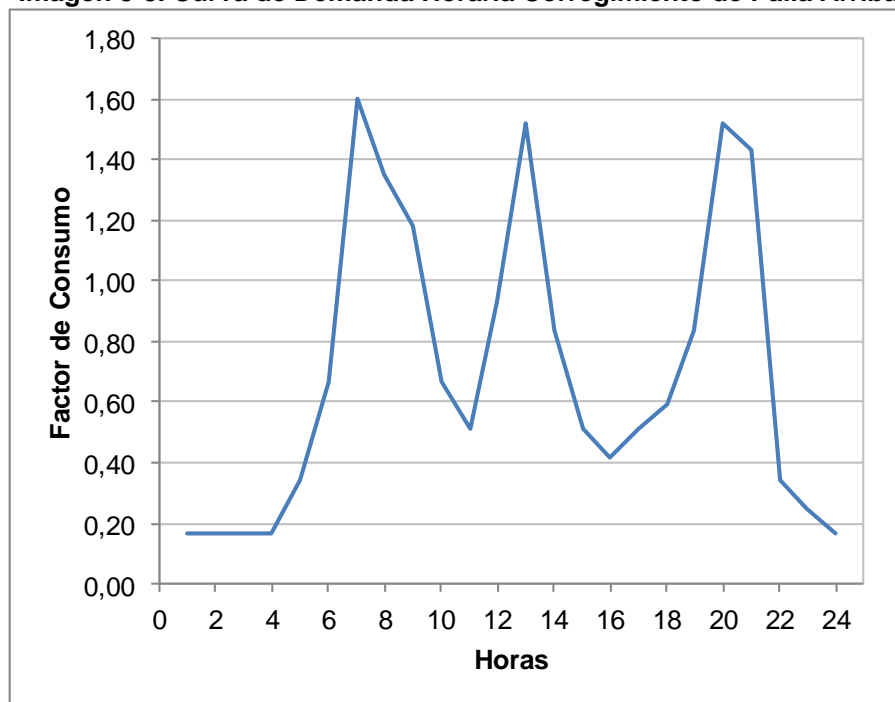
**Tabla 3-8. Factor de Variación de Consumo Horario Corregimiento Paila Arriba**

HORA	FACTOR DE VARIACIÓN	HORA	FACTOR DE VARIACIÓN
12-1 AM	0,54	12-1 PM	1,19
1-2 AM	0,52	1-2 PM	1,29
2-3 AM	0,62	2-3 PM	1,26
3-4 AM	1,01	3-4 PM	1,24
4-5 AM	1,55	4-5 PM	1,01
5-6 AM	1,60	5-6 PM	0,90
6-7 AM	1,34	6-7 PM	0,77

HORA	FACTOR DE VARIACIÓN	HORA	FACTOR DE VARIACIÓN
7-8 AM	1,29	7-8 PM	0,62
8-9 AM	1,19	8-9 PM	0,59
9-10 AM	1,16	9-10 PM	0,57
10-11 AM	1,14	10-11 PM	0,52
11-12 AM	1,29	11-12 PM	0,49

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 3-3. Curva de Demanda Horaria Corregimiento de Paila Arriba**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

## 4. ESTUDIOS HIDROLÓGICOS

Las fuentes de abastecimiento de agua son la parte más importante de un sistema de acueducto, por esta razón deben ser manejadas de forma que sean capaces de ofrecer el recurso hídrico suficiente a la población futura, garantizando tanto su calidad como la continuidad y cobertura del servicio, cumpliendo con las normas vigentes y satisfaciendo las necesidades de cada uno de los habitantes de la localidad. Este numeral presenta el estudio hidrológico de las fuentes de abastecimiento del corregimiento de Paila Arriba. Con tal propósito se ha tomado información hidrológica y climática de estaciones del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM) en el municipio de Bugalagrande y se ha utilizado una modelación hidrológica con el software HEC-HMS para la obtención de los caudales máximos y mínimos de escorrentía

### 4.1 IDENTIFICACIÓN DE LAS FUENTES DE ABASTECIMIENTO

El sistema de acueducto del corregimiento de Paila Arriba se abastece de dos fuentes. La fuente principal de abastecimiento es el río San Marcos que sirve como límite al norte entre los municipios de Bugalagrande y Sevilla. Este río tributa sus aguas por la margen derecha del río La Paila que finalmente desemboca en el río Cauca. Su cuenca de drenaje hace parte de la cuenca del Río La Paila, localizándose al nororiente del departamento del Valle del Cauca, vertiente occidental de la cordillera Central, en los municipios de Sevilla y Bugalagrande. Debido a sus bajas altitudes, relieve predominante plano, ondulado y montañoso suave y bajos niveles de precipitación, el área de la sub cuenca del río San Marcos presenta un clima que varía de cálido a medio. En la franja oriental más alta de la sub cuenca se presentan asociaciones de vida vegetal propias de zonas secas.

Existe además una fuente de abastecimiento auxiliar que corresponde a un afluente por la margen izquierda sin nombre del río La Paila, Según información de los pobladores locales el agua de esta fuente se utiliza únicamente para a un grupo pequeño de usuarios del sistema cuando se dan problemas de abastecimiento con la fuente principal, Adicionalmente se sabe que esta fuente carece de caudal totalmente en épocas de verano. La información ampliada sobre estas fuentes se puede encontrar en el numeral 5.2.1. Fuentes de Abastecimiento.

### 4.2 DESCRIPCIÓN FÍSICA DE LA CAPTACIÓN DE AGUA

El sistema de acueducto del municipio de Paila Arriba cuenta con dos estructuras de captación, La primera de ellas es una bocatoma lateral ubicada en el río San Marcos en las coordenadas 1.121.083 m este y 958.626 m norte a 1.056 msnm. En este punto el río San Marcos posee una dinámica hídrica muy variable, caracterizada principalmente por la



ocurrencia periódica de grandes crecientes, que han causado el desgaste y destrucción de estructuras cercanas a la bocatoma. Las características geológicas de la zona hacen que el lecho del río sea muy ancho, de pendientes suaves y con presencia de playones e islotes generados por el paso del agua, facilitando el desborde del cauce del río en épocas de invierno, aumentando el arrastres de sedimentos y consecuentemente la turbiedad. Por el contrario, en épocas de caudal mínimo, el río tiende a concentrar su caudal en el centro del lecho, lejos de la entrada a la rejilla de captación, por lo que se presentan problemas de abastecimiento del sistema.

La segunda estructura de captación es una bocatoma tipo presa ubicada en un afluente sin identificación del río La Paila. Se encuentra ubicada en las coordenadas 1.114.717 m este y 959.622 m norte a 1.008 msnm, El muro de la presa se encuentra en regular estado, sin ningún tipo de estructura de protección o refuerzo y la tubería de salida se encuentra oxidada. En este punto de captación se represa totalmente el caudal de la quebrada, es decir, no existe caudal ecológico. Históricamente esta bocatoma carece de caudal en épocas de verano y es usada ocasionalmente solo por un pequeño grupo de usuarios, por lo que no se tendrá en cuenta como parte del sistema de acueducto del corregimiento ya que se pretende abastecer la totalidad de la localidad desde la fuente primaria. La información ampliada sobre estas estructuras de captación se puede encontrar en el numeral 5.2.2. Captación del Agua.

#### 4.3 CLIMATOLOGÍA EN LA ZONA DE ESTUDIO

En el área de estudio se presenta un valor promedio anual multianual de precipitación de 1.533 mm, un registro medio multianual de temperatura de 24 °C, un rango entre los 1.300 y los 1.400 mm de evaporación anual, una presión atmosférica de 13,19 psi, un rango de brillo solar total entre las 1.600 y las 1.700 horas anuales y vientos predominantes con dirección noroeste – oeste durante el día y norte – noreste durante la noche. La información ampliada de sobre climatología en la localidad se puede encontrar en el numeral 1.1.9 Climatología

**Tabla 4-1. Estaciones Meteorológicas Consultadas**

CÓDIGO	TIPO	NOMBRE	ENTIDAD	LAT	LON	ALT
2610516	SP	Tuluá	IDEAM	4°05'00"N	76°13'00"W	955
2610007	PM	Bugalagrande	IDEAM	4°13'00"N	76°08'00"W	932
2611720	LG	Bolívar	IDEAM	4°23'00"N	76°14'00"W	1.657

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

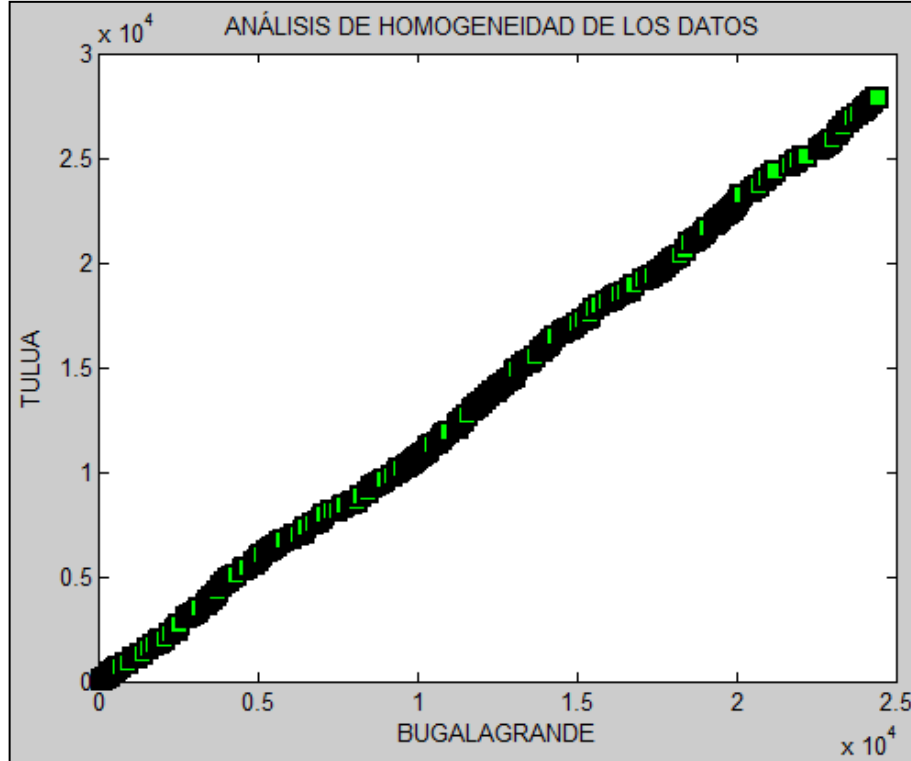
#### 4.4 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA PRECIPITACIÓN

El análisis de la precipitación en la localidad se realiza a partir de información secundaria, correspondiente a registros históricos de tres estaciones meteorológicas del Instituto de Hidrología Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM). Estas estaciones son de tipo SP, PM Y LG que respectivamente corresponden Sinóptica Principal, Pluviométrica y

Limnigráfica. La información consultada de estas estaciones corresponde principalmente a datos de precipitación total mensual, precipitación máxima en 24 horas y días de lluvia en el mes. Las demás estaciones se utilizan para establecer correlaciones y determinar medidas de similitud en la precipitación.

Con base en los registros consultados el promedio de precipitación total anual a nivel multianual del corregimiento de Paila Arriba oscila entre los 704 y los 1.747 mm. Para el periodo comprendido entre 1993 y 2012 se realiza un análisis de homogeneidad de los datos de la estación Bugalagrande, tomando como patrón la información de la estación Tuluá para analizar la consistencia de los datos. La siguiente figura muestra una buena consistencia de la información, sin registros que se salgan del patrón de comportamiento esperado que puedan considerarse como anomalías. Al realizar el análisis respectivo en los dos casos se observa que las variables pertenecen a una zona meteorológica homogénea.

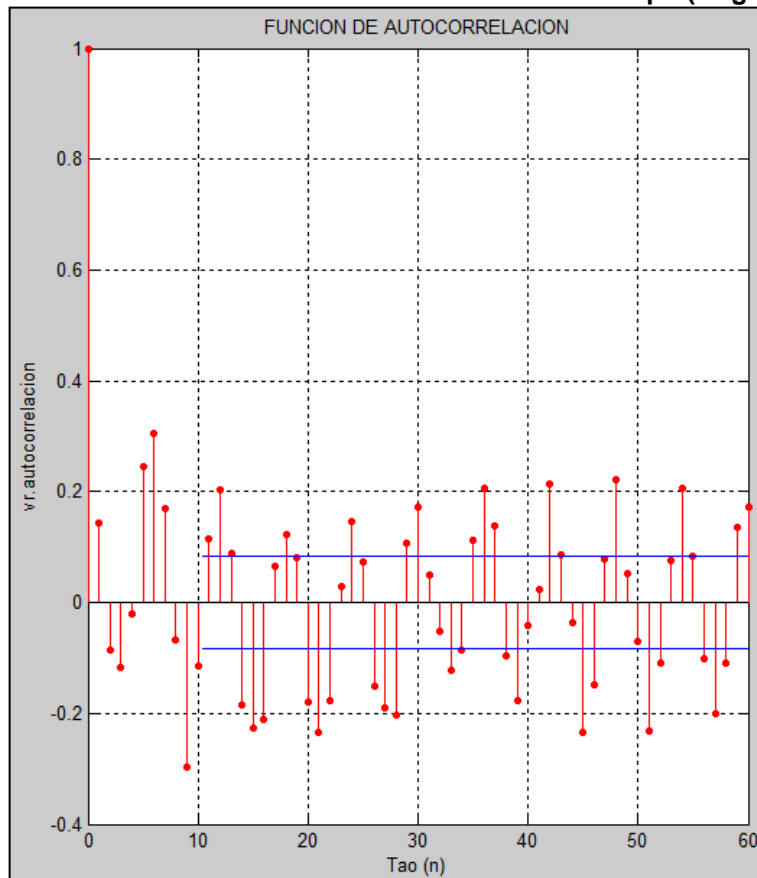
**Imagen 4-1. Análisis de Homogeneidad de los Datos (Bugalagrande-Tuluá)**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La función de autocorrelación de la serie de tiempo de la estación seleccionada es muy pequeña en el primer intervalo y en los valores sucesivos lo que permite deducir que la serie guarda muy poca información de sí misma, es decir, que se acerca bastante a un proceso estocástico donde prima la incertidumbre del comportamiento de la serie de tiempo. Para analizar la homogeneidad hidrológica de la región se hace una correlación cruzada entre las estaciones seleccionadas. En la siguiente tabla se presenta la matriz de correlación cruzada.

**Imagen 4-2. Análisis de Autocorrelación de la Serie de Tiempo (Bugalagrande)**



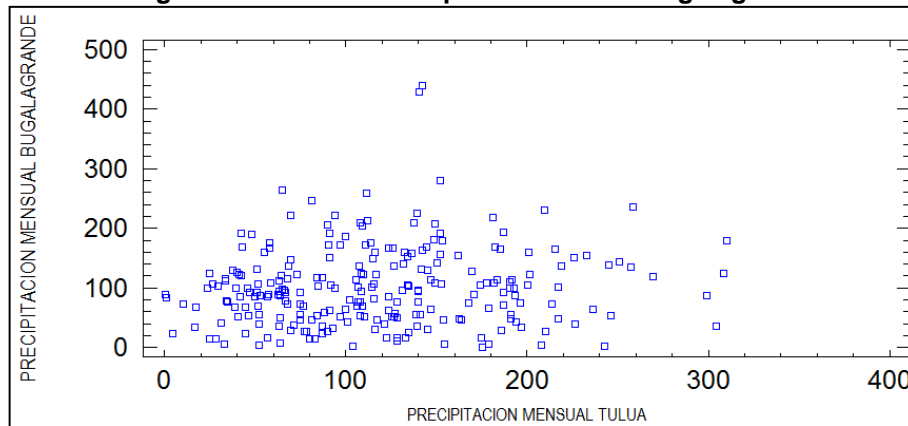
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 4-2. Matriz de Correlación Cruzada**

	BUGALAGRANDE	TULUA	ZARZAL	GUACARÍ
BUGALAGRANDE	1	0.568985204	0.407026645	0.558419239
TULUA	0.568985204	1	0.407026645	0.516574265
ZARZAL	0.407026645	0.407026645	1	0.383132624
GUACARÍ	0.558419239	0.516574265	0.383132624	1

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

De acuerdo a la correlación cruzada encontrada se observa que las estaciones pertenecen a regiones medianamente diferentes en comportamiento hidrológico por presentar las series de tiempo bajos niveles de correlación. En la siguiente figura se puede observar la debilidad de la correlación entre las estaciones Bugalagrande y Tuluá, teniendo un sentido positivo sin forma definida. Para el análisis de datos dudosos en la precipitación total mensual en el área de estudio se utilizarán las ecuaciones presentadas por Chow (1994) en su libro Hidrología Aplicada, para determinar la clasificación de los datos como dudosos.

**Imagen 4-3. Gráfica de Dispersión Tuluá - Bugalagrande**


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

$$y_h = \bar{y} + k_n s_y$$

$$y_h = \bar{y} - k_n s_y$$

En donde:

$\bar{y}$  = Media en Unidades Logarítmicas

$s_y$  = Desviación Estándar de la Serie Logarítmica

$10^{y_h}$  = Umbral para Datos Dudosos Altos y Bajos

$k_n$  = Constante de la Ecuación de Regresión = 3,383

Para los datos analizados se obtienen los siguientes umbrales

Exponente para datos dudosos altos Bugalagrande:

$$y_h = 1,883 + 3,338 \times 0,395 = 3,219$$

$$\text{Umbral para datos dudosos altos} = 10^{3,219} = 1.656 \text{ mm}$$

Exponente para datos dudosos bajos Bugalagrande:

$$y_h = 1,883 - 3,338 \times 0,395 = 0,546$$

$$\text{Umbral para datos dudosos bajos} = 10^{0,546} = 3,52 \text{ mm}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos se encuentran datos dudosos pertenecientes al año 2010 (1.747 mm) en la precipitación total mensual. En el umbral de datos bajos el valor más bajo es de 2 mm, cercano al umbral calculado, sin embargo se acepta porque el valor bajo corresponde a un mes seco y es muy probable que llegue a cero.

Para el análisis de datos dudosos en la precipitación total anual se utilizarán de igual forma las ecuaciones presentadas por Chow (1994) en su libro Hidrología Aplicada, para determinar la clasificación de los datos como dudosos.

$$y_h = \bar{y} + k_n s_y$$

$$y_h = \bar{y} - k_n s_y$$

En donde:

- $\bar{y}$  = Media en Unidades Logarítmicas
- $s_y$  = Desviación Estándar de la Serie Logarítmica
- $10^{y_h}$  = Umbral para Datos Dudosos Altos y Bajos
- $k_n$  = Constante de la Ecuación de Regresión = 2,385

Para los datos analizados se obtienen los siguientes umbrales

Exponente para datos dudosos altos Bugalagrande:

$$y_h = 3,068 + 2,385 \times 0,105 = 3,318$$

$$\text{Umbral para datos dudosos altos} = 10^{3,318} = 2.078 \text{ mm}$$

Exponente para datos dudosos bajos Bugalagrande:

$$y_h = 3,068 - 2,385 \times 0,105 = 2,819$$

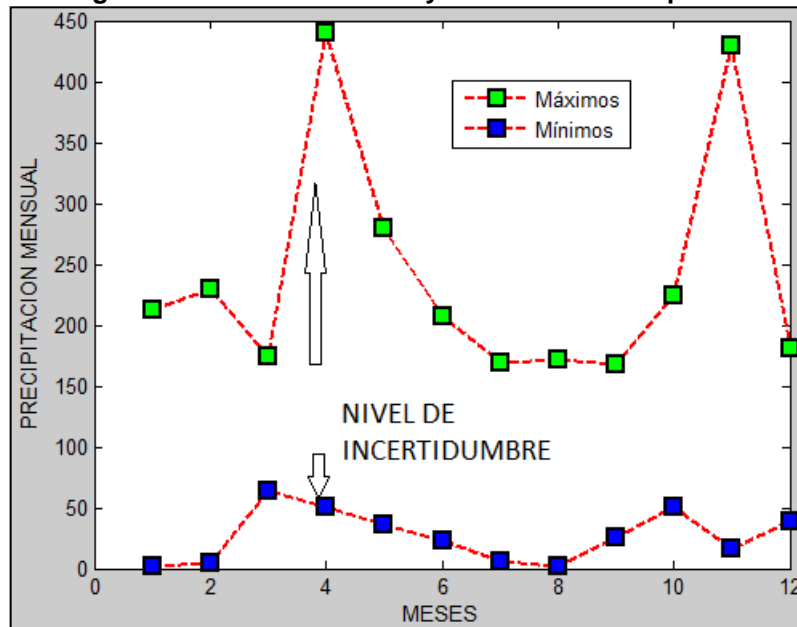
$$\text{Umbral para datos dudosos bajos} = 10^{2,819} = 659 \text{ mm}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos se encuentra que el umbral para datos altos calculado es mayor al valor de precipitación anual más elevado (1.747 mm) en la zona por lo que según este criterio el dato es aceptable. De la misma forma el umbral para datos bajos se encuentra por debajo al dato mínimo de precipitación anual (704 mm) en la zona, por lo que el dato también clasificaría como aceptable.

El análisis de la precipitación total mensual, en el período 1993-2012, permite observar que la precipitación mensual máxima y mínima presenta un patrón de comportamiento definido con un valor máximo en abril mayo y mínimos en diciembre enero y febrero. Este patrón de comportamiento presenta una época intermedia con posibilidad de tiempo seco o lluvias moderadas en la época de junio a agosto.

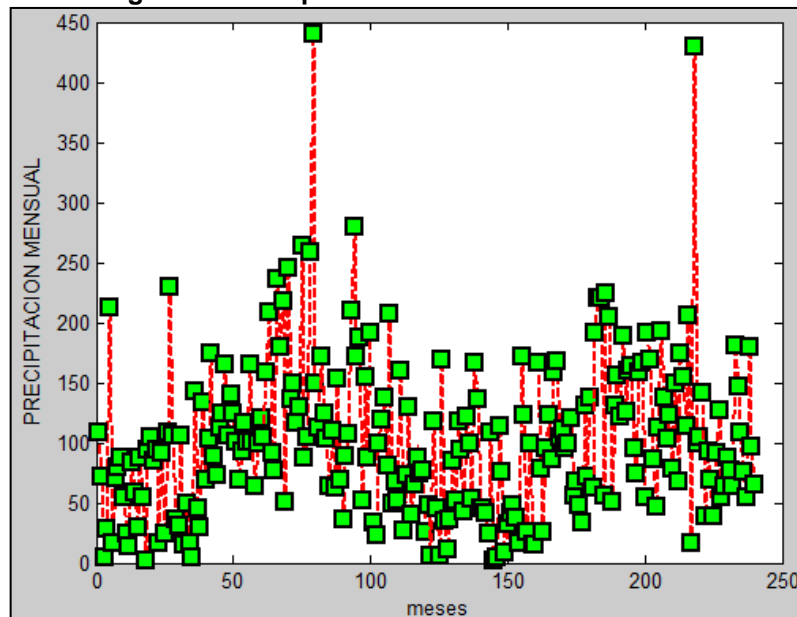
En la siguiente figura se puede observar el patrón de comportamiento de la serie de tiempo de la precipitación mensual de máximos y mínimos, se presenta un valor máximo de 440 mm en abril, 429 mm en noviembre y un mínimo en enero de 2 mm en enero. Por su parte en la siguiente figura se muestra la serie de tiempo de 240 meses con la precipitación total mensual, se puede apreciar un máximo de 440 mm en abril de 2009 y 429 en noviembre de 2011.

**Imagen 4-4. Valores Máximos y Mínimos de Precipitación**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

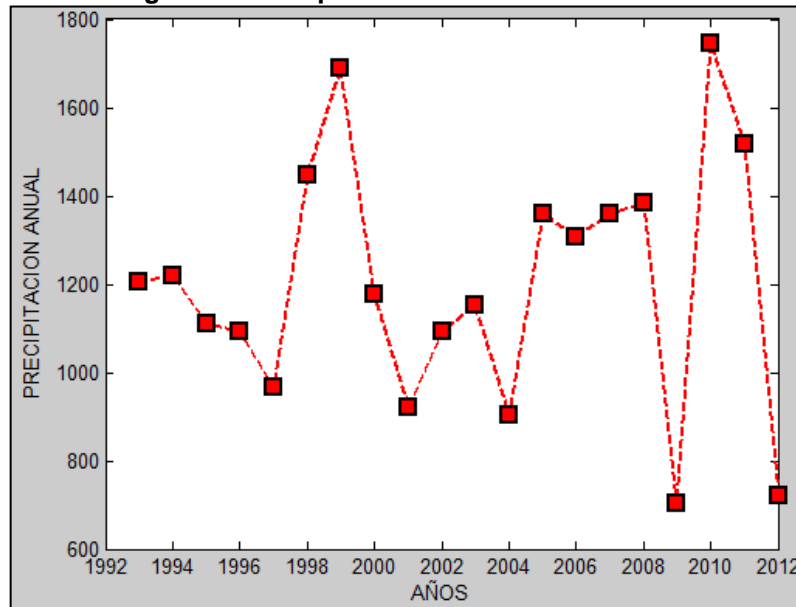
**Imagen 4-5. Precipitación Total Mensual Observada**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La serie de valores de precipitación total anual, en el período 1993-2012, se presenta en la siguiente figura. Se puede observar que no presenta un patrón de comportamiento definido, sino que oscila entre dos valores, máximo de 1.747mm en 2010 y mínimo de 704mm en 2009.

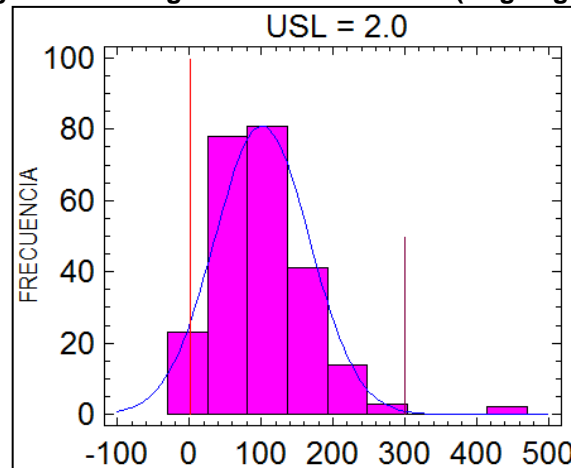
**Imagen 4-6. Precipitación Total Anual Observada**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

El histograma de la serie de tiempo de precipitación mensual muestra que la mayor parte del área del diagrama se encuentra dentro de la curva de función de probabilidad normal. En la figura los 242 registros mensuales de precipitación total mensual se encuentran entre valores de 300 ( $+3 \sigma$ ) y 97 ( $-3 \sigma$ ), con una media de 101,4 y una desviación estándar de 66,1.

**Imagen 4-7. Histograma de Frecuencias (Bugalagrande)**

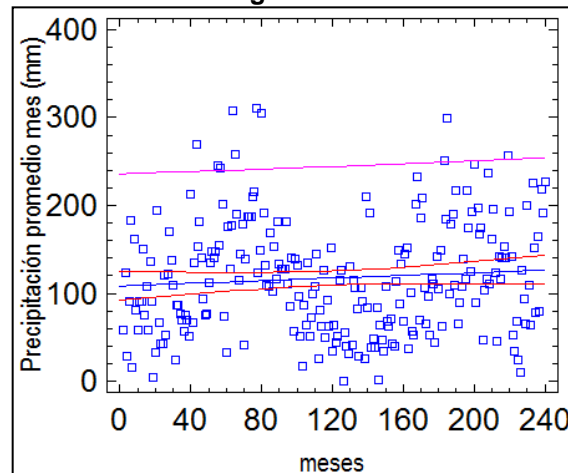


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

En el análisis de tendencia se presentan dos métodos: una regresión lineal para determinar si la tendencia es negativa o positiva junto con un análisis de autocorrelación para observar la estacionalidad de la serie temporal y una proyección de la precipitación total mensual con un proceso estocástico. La proyección de la precipitación mensual con un modelo de regresión lineal se realiza teniendo en cuenta los datos mensuales totales observados y se elabora una línea de tendencia que permite observar el carácter positivo o negativo de la línea resultante. En este caso se puede observar que la precipitación tiene una tendencia positiva determinada por la siguiente ecuación. Este modelo permite deducir que existe una probabilidad de incremento de 0 a 7% en las precipitaciones promedio mensuales.

$$\text{Precipitación} = 108,5210 + 0,0743 \times \text{mes}$$

**Imagen 4-8. Modelo de Regresión Lineal de la Precipitación**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La precipitación mensual total se proyecta a 20 años con un modelo estocástico teniendo en cuenta las condiciones de frontera utilizando una variable aleatoria y asociando el proceso a una función de probabilidad normal. En la siguiente figura se puede apreciar los valores proyectados de precipitación total mensual utilizando el modelo.

**Tabla 4-3. Precipitación Mensual Total Proyectada a 20 Años**

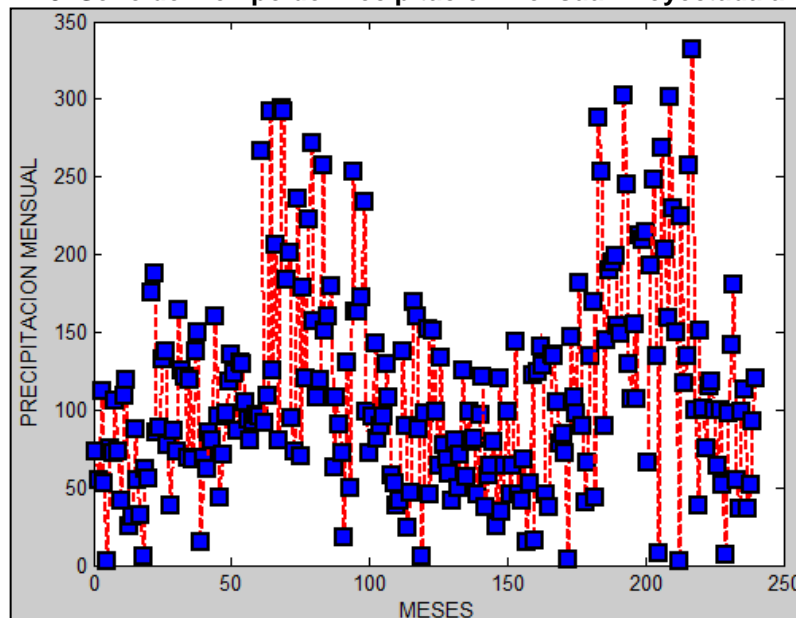
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2014	14,3	61,8	67,3	244,0	222,3	155,6	68,8	54,8	84,3	212,5	61,4	110,3
2015	126,5	144,6	111,2	123,6	154,4	189,1	154,4	157,8	107,7	152,8	305,7	160,5
2016	113,2	112,0	121,9	195,0	152,4	135,4	17,3	78,6	132,9	200,8	79,2	60,7
2017	149,4	121,9	113,9	60,0	148,1	104,1	85,3	20,1	90,6	112,9	16,0	15,3
2018	119,3	33,0	96,9	247,4	167,5	46,2	13,1	42,9	85,8	23,6	150,8	79,0
2019	34,2	0,3	108,6	150,3	130,9	46,6	90,6	108,5	104,4	184,7	221,8	27,0
2020	74,8	121,9	94,0	81,1	19,1	106,0	60,5	68,4	42,4	75,0	116,8	140,0



AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
2021	78,7	150,3	100,7	126,0	126,0	114,4	34,6	17,5	139,0	180,1	36,2	96,5
2022	74,4	102,3	144,3	150,3	93,2	152,0	23,8	23,9	147,6	211,6	269,6	45,3
2023	57,2	38,2	97,8	40,1	18,6	164,8	84,4	30,0	91,9	149,6	165,7	81,0
2024	2,2	107,0	87,4	90,7	108,2	54,3	94,8	90,1	159,2	120,3	192,7	149,1
2025	72,9	88,1	85,0	145,5	179,7	132,5	168,9	59,3	118,0	176,1	133,1	103,7
2026	14,8	43,8	23,3	109,7	162,2	12,6	31,4	84,3	111,4	83,7	255,5	120,9
2027	145,6	11,8	142,6	63,9	117,7	88,5	58,4	1,2	123,3	46,1	145,0	95,8
2028	55,2	141,3	81,6	218,6	181,3	48,4	78,0	133,3	134,5	141,2	137,1	60,4
2029	29,0	118,3	128,6	221,5	90,5	59,5	5,0	104,7	115,5	67,5	172,2	159,1
2030	83,8	132,5	90,2	133,3	104,6	35,9	147,4	82,2	157,5	169,8	180,1	132,1
2031	61,4	61,5	158,3	59,0	134,2	125,0	79,5	77,1	60,6	109,3	137,7	80,9
2032	0,3	44,8	100,3	84,8	248,5	182,2	96,5	57,1	99,5	105,7	194,4	93,3
2033	36,3	102,9	186,6	138,0	60,4	69,3	85,3	64,5	78,9	217,2	145,2	57,5

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 4-9. Serie de Tiempo de Precipitación Mensual Proyectada a 20 años

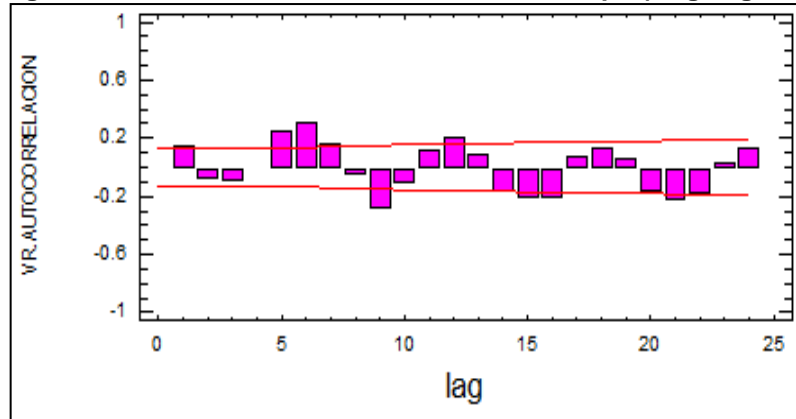


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Teniendo en cuenta los análisis realizados la distribución espacial de la precipitación se puede observar a continuación, apreciándose diferencias regionales para cada punto estudiado. El análisis de autocorrelación para la serie de tiempo, utilizando 25 intervalos, presenta valores muy bajos cambiando la tendencia de positivo a negativo en varios

momentos, lo que nos puede expresar que es una serie de tiempo que encierra mucha incertidumbre y tan solo una leve tendencia a la estacionalidad.

**Imagen 4-10. Autocorrelación de la Serie de Tiempo (Bugalagrande)**

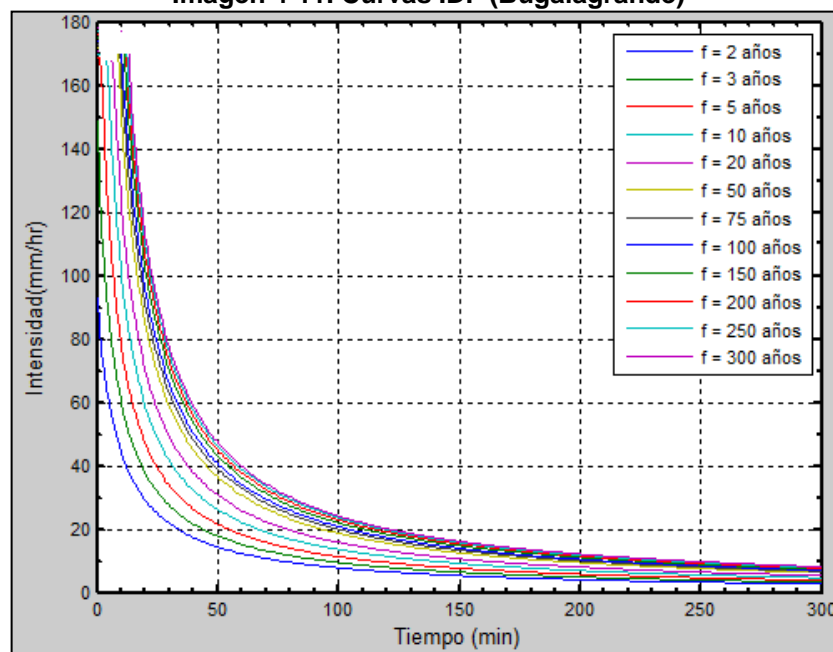


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

#### 4.5 CURVAS IDF

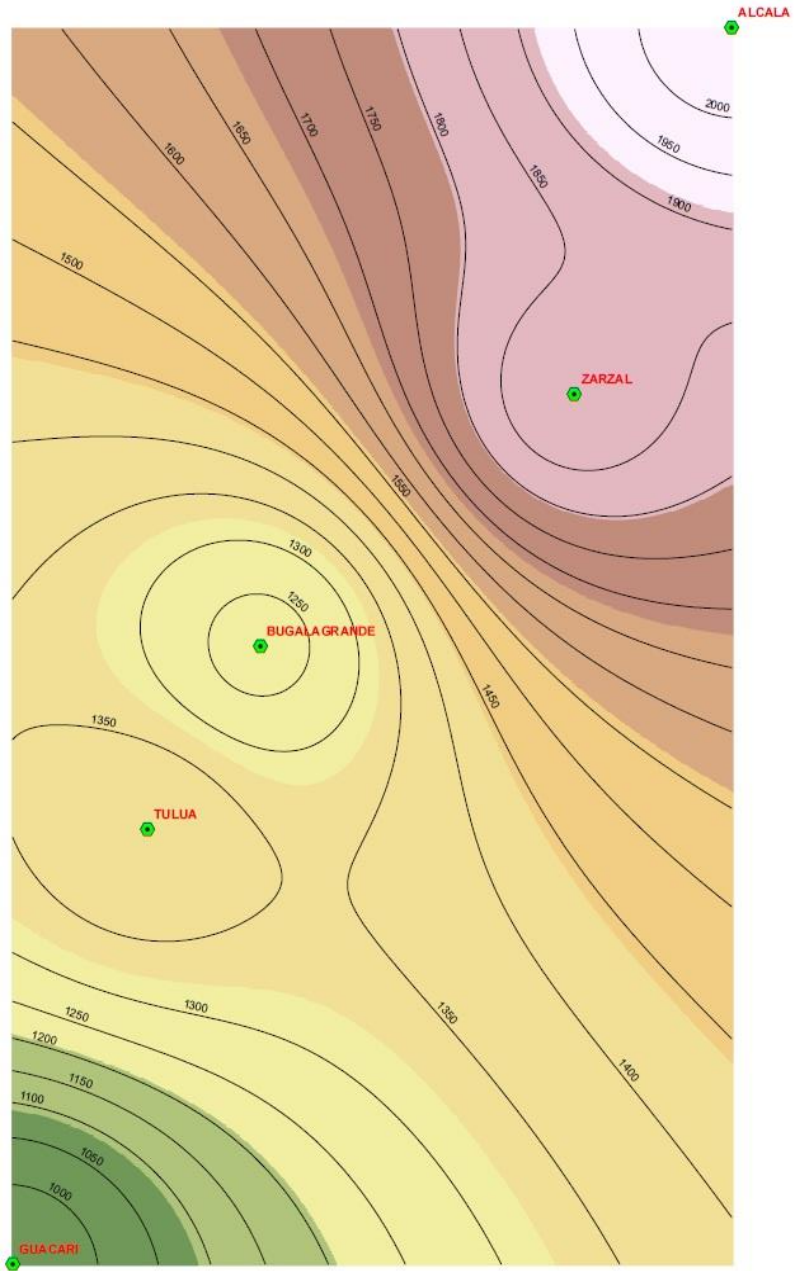
Para la construcción de las curvas de Intensidad, Duración y Frecuencia, la distribución de probabilidad más comúnmente utilizada en el análisis de frecuencia de lluvia es la distribución de valor extremo tipo 1 de Gumbell. La siguiente figura muestra las curvas IDF utilizando la información de la estación meteorológica Bugalagrande con los registros de precipitación máxima en 24 horas.

**Imagen 4-11. Curvas IDF (Bugalagrande)**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

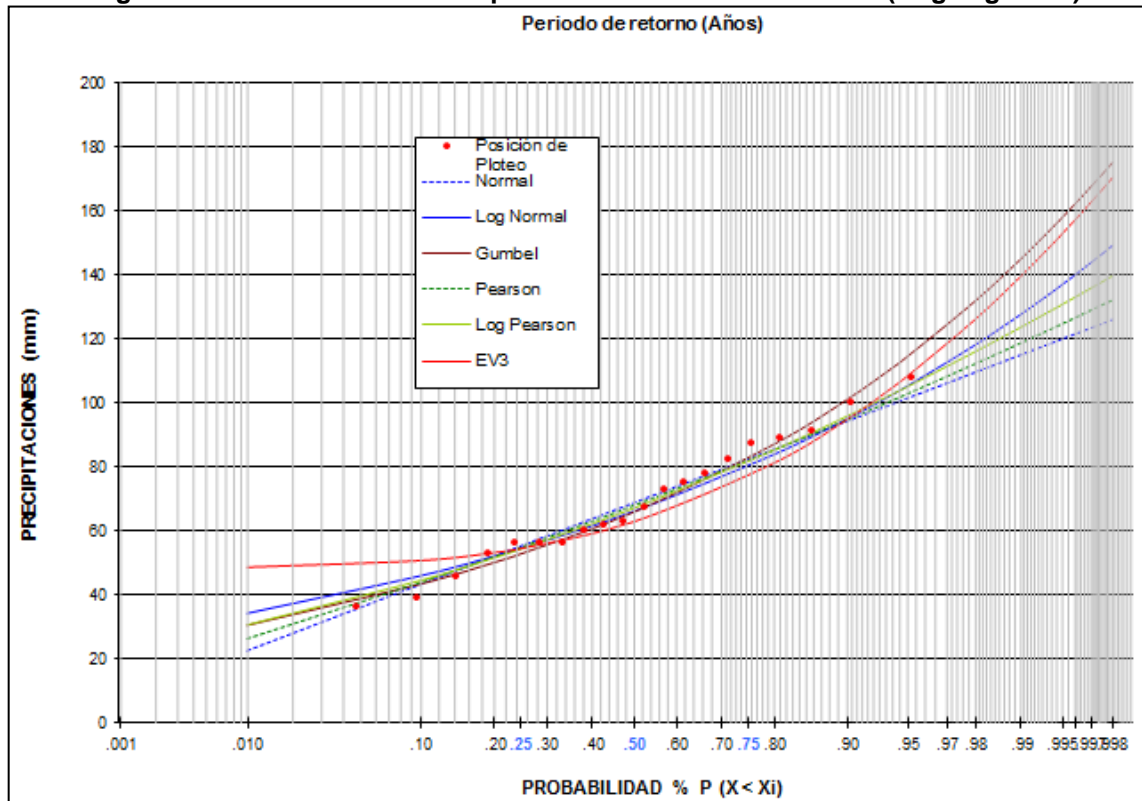
**Imagen 4-12. Distribución Espacial de la Precipitación Total Anual**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

El análisis de frecuencia de la precipitación se hace con diferentes funciones de probabilidad, tales como la función de probabilidad normal, Gumbell, Pearson, Log Pearson, Log Normal y Valores Extremos Tipo III. A continuación se presenta la gráfica de funciones de probabilidad utilizadas en el análisis de frecuencia mostrando el mejor ajuste para la función de Gumbell

**Imagen 4-13. Frecuencia de Precipitaciones Máximas Absolutas (Bugalagrande)**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 4-4. Tormentas Máximas en 24 Horas en mm (Bugalagrande)**

TIEMPO DE RETORNO (Años)	NOR	GUM	PEA	LOG-PEA	LOG-NOR	VE III	PROM.
2	69	66	68	67	66	63	67
5	86	87	85	85	84	81	85
10	94	101	95	96	95	95	96
20	102	115	103	105	105	108	106
50	110	132	112	116	118	126	119
100	115	145	119	124	128	140	128

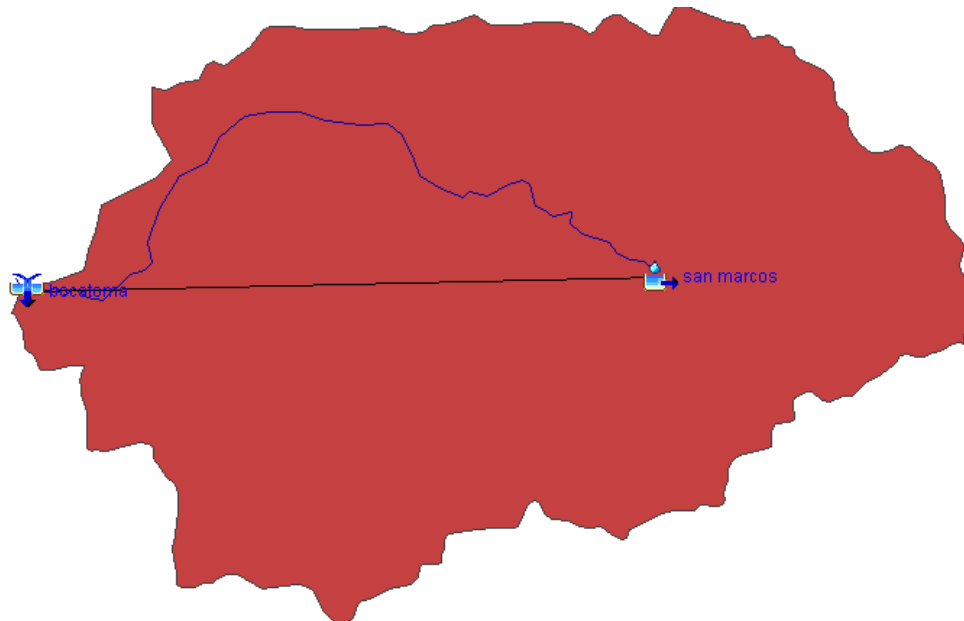
TIEMPO DE RETORNO (Años)	NOR	GUM	PEA	LOG-PEA	LOG-NOR	VE III	PROM.
200	120	158	125	131	137	153	137
500	126	175	132	140	149	170	149
X <sup>2</sup>	2.7	2.2	2.4	2.3	3.8	12.2	-

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

#### 4.6 MODELACIÓN HIDROLÓGICA

La determinación del caudal mínimo y medio en la fuente de abastecimiento se realiza mediante la simulación con el software HEC-HMS. Para la determinación del caudal medio se realizó el cálculo del promedio de los caudales diarios obtenidos mediante la simulación. El modelo usado para el corregimiento de Paila Arriba arroja los resultados mostrados más adelante para la cuenca del Río San Marcos hasta el punto de captación.

**Imagen 4-14. Cuenca del Río San Marcos Hasta el Punto de Captación**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Los parámetros morfológicos de la cuenca hasta el punto de captación son:

Cota Mayor = 2.290 msnm

Cota Menor = 1.050 msnm

$$\text{Área} = 47,75 \text{ Km}^2$$

$$\text{Diámetro Equivalente} = 7,80 \text{ Km}$$

$$\text{Longitud del Cauce Principal (Río San Marcos)} = 9,72 \text{ Km}$$

$$\text{Pendiente del Cauce Principal (Río San Marcos)} = 0,1276 \text{ m/m}$$

El tiempo de concentración en la cuenca puede calcularse por varios métodos. El primero de ellos es la ecuación de Kirpich que se muestra a continuación:

$$T = 0,02L^{0,77} \times S^{-0,385}$$

En donde:

T = Tiempo de Concentración en minutos

L = Longitud Máxima a la Salida en m

S = Pendiente Media del Lecho en m/m

$$T = 0,02(9.720 \text{ m})^{0,77} \times (0,1276 \text{ m/m})^{-0,385}$$

$$T = 87,70 \text{ min} = 1,46 \text{ horas}$$

La ecuación de la Dirección General de Carreteras arroja los siguientes resultados:

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

En donde:

$t_c$  = Tiempo de Concentración en horas

L = Longitud del Cauce Principal en Km

J = Pendiente Media del Cauce Principal en m/Km

$$t_c = 0,3 \left( \frac{(9,72 \text{ Km})}{(0,2244 \text{ m/Km})^{1/4}} \right)^{0,76}$$

$$t_c = 2,50 \text{ horas}$$

Por último la expresión dada por Bransby-Williams permite realizar el siguiente cálculo:

$$T = \frac{L}{1,5D} \sqrt[5]{\frac{M^2}{F}}$$

En donde:

T = Tiempo de Concentración en horas

L = Distancia Máxima a la Salida en Km

F = Pendiente Media del Cauce Principal en %

D = Diámetro Equivalente en Km

A = Área de la Cuenca en Km<sup>2</sup>

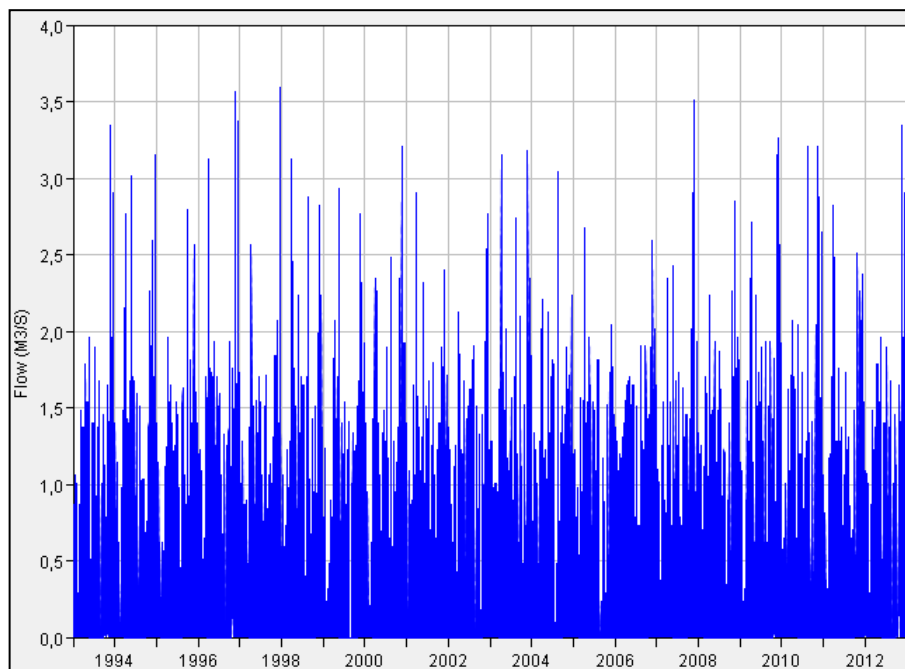
$$T = \frac{(9,72 \text{ Km})}{1,5(7,80 \text{ Km})} \sqrt[5]{\frac{47,75 \text{ Km}^2}{12,76\%}}$$

$$T = 2,37 \text{ horas}$$

Teniendo en cuenta los resultados hallados para el tiempo de concentración, se considera que el valor hallado por la expresión de Kirpich es anómalo y se adopta el promedio entre los valores hallados mediante las ecuaciones de la Dirección General de Carreteras y Bransby-Williams, es decir, 2,44 horas. La siguiente gráfica muestra la serie de tiempo de caudales generada por el modelo.

**Imagen 4-15. Serie de Tiempo de Caudales Cuenca del Río San Marcos**

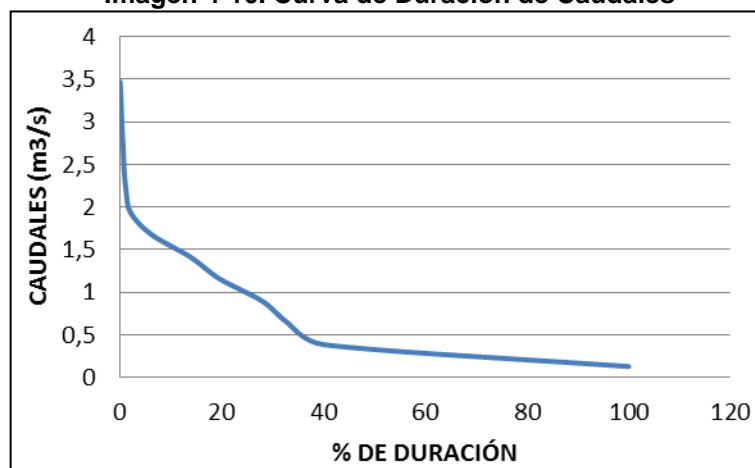




Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

En cuanto a los resultados de la estimación de los caudales en la fuente de abastecimiento, se obtuvo el caudal mínimo de la curva de duración de caudales como el correspondiente al 95% de duración, es decir, 105 L/s. El modelo lluvia de escorrentía aplicado permite obtener el valor promedio de caudal diario, que es igual a 0,431 m<sup>3</sup>/s. Del vector obtenido se extrae el valor máximo de cada mes para la serie de caudales máximos mensuales, con un tiempo de retorno de 20 años, para las fuentes superficiales. Así mismo, para el cálculo de caudales a un tiempo de retorno determinado, con la serie de los caudales máximos se obtienen los momentos de la muestra y luego se calculan los parámetros  $u$  y  $a$  del modelo de probabilidad mostrado a continuación:

**Imagen 4-16. Curva de Duración de Caudales**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

$$F(x) = \exp [-\exp (-y)]$$

En esta función el valor de la variable reducida ( $y$ ) corresponde a:

$$y = \frac{x-u}{a}$$

Los valores de  $u$  y  $a$  se pueden calcular como:

$$u = \bar{x} - (0,5772 a)$$

$$a = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times s$$

En donde:

$\bar{x}$  = Media

$s$  = Desviación Estándar

Para la fuente hídrica del río San Marcos se obtiene:

**Tabla 4-5. Tabla de Caudales en diferentes Tiempos de Retorno**

CAUDALES MÁXIMOS (m <sup>3</sup> /s)							
T(años)	2	3	5	10	20	50	100
y(T)	0,36651	0,90272	1,49994	2,25037	2,97020	3,90194	4,60015
x(T)	2,57822	3,86800	5,30453	7,10958	8,84103	11,0822	12,76170

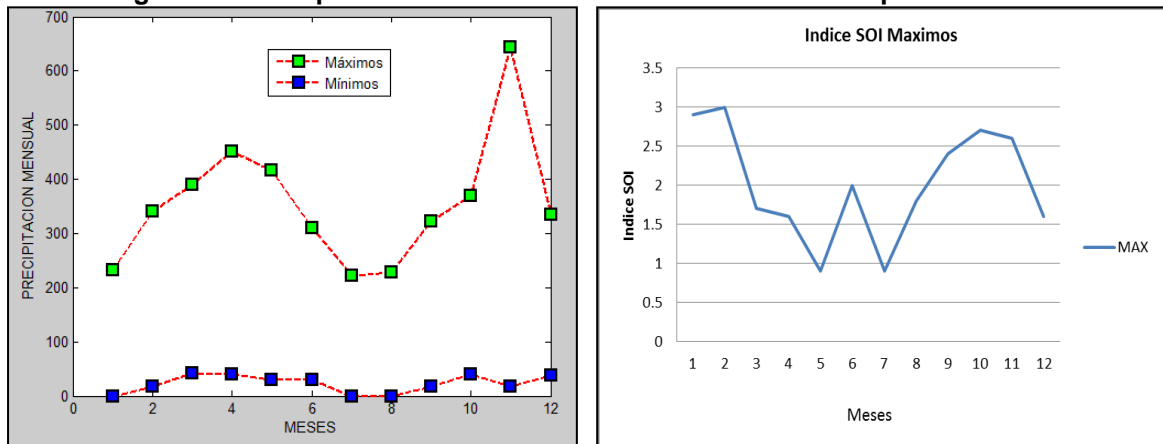
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

A continuación se realiza un análisis de la influencia de los fenómenos del Ciclo ENSO – Oscilación del Sur. Conforme al estudio de la Comisión Colombiana del Océano (CCO), el Fenómeno El Niño hace relación a la aparición de aguas superficiales relativamente más cálidas de lo normal desde los sectores del Océano Pacífico Central y Oriental, hasta las costas del norte de Perú, Ecuador y el sur de Colombia con un promedio de duración de 12 meses, debido al debilitamiento de los vientos alisios tanto del noreste como del sureste, ocasionando un aumento en la temperatura superficial del mar, aumento del nivel del mar de más de 10 cm y hundimiento de la termoclina en el Pacífico Occidental.

Estas aguas cálidas facilitan el aumento de los movimientos convectivos de humedad, generando un aumento de las precipitaciones en esta zona litoral caracterizada por ser de un clima seco y vegetación desértica, ocasionando situaciones de emergencia para los países ubicados en esta zona. Las precipitaciones están directamente relacionadas con aquellas áreas donde se sitúan los centros de baja presión, donde teóricamente se generan procesos convectivos, los cuales se favorecen por las condiciones térmicas que caracterizan al océano durante una fase cálida. En las zonas que se encuentran en el Pacífico Oriental como Ecuador, Perú y sur de Colombia se hacen frecuentes las precipitaciones intensas, sufriendo muchas veces inundaciones.

Adicionalmente, merece especial atención la anomalía de la interacción entre océano y atmósfera de la cual se derivan fuertes depresiones del régimen de lluvias, que se asocian estadísticamente con grandes inundaciones en algunos meses, crecidas inesperadas de los caudales de las quebradas y de los ríos, infiltraciones de agua en sitios propensos a deslizamientos y algunas avalanchas de poca magnitud. Las variaciones climáticas tales como las pronunciadas sequías en los episodios cálidos de El Niño o las avenidas en los fríos de La Niña, han tenido grandes consecuencias sociales y económicas, produciendo molestias a millones de personas, y ejerciendo profundo desgaste en la biosfera en general. Además, es evidente que el ser humano ha influido sobre el clima con sus actividades, por lo que se deben tomar nuevas acciones, y para esto es importante mejorar la comprensión del clima y el cambio climático.

**Imagen 4-17. Comportamiento de la Series Mensuales de Precipitación Máxima**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

En el caso de Colombia, y de acuerdo al CONPES 2985, sobre mitigación al Fenómeno El Niño y conforme a los estudios del Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), se identificó la ocurrencia en el país en los años 1992 y 1997. En este contexto la descripción regional del clima dada por la precipitación total mensual, varía desde un mínimo en enero hasta un máximo en noviembre en el periodo 1993 a 2012. La serie del índice SOI tiene una variación mínima desde -4,0 en septiembre, hasta un máximo de 2,7 en octubre en el periodo 1991 a 2010.

**Tabla 4-6. Variación del Índice SOI 1991 - 2010**

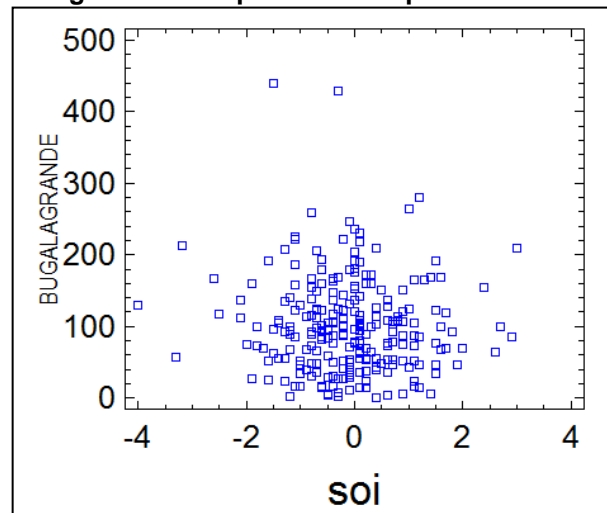
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1991	0,1	0,7	0,4	-1,0	0,3	2,0	0,2	0,3	1,2	-0,2	1,5	0,9
1992	2,9	1,5	1,7	0,8	0,0	-0,9	0,8	0,1	-4,0	-0,2	0,9	1,5
1993	0,7	1,4	1,2	1,0	0,6	0,6	0,1	1,6	1,0	1,3	-0,4	-0,4
1994	-0,5	-0,9	0,6	0,0	0,6	-0,3	0,0	0,7	1,1	1,1	0,6	1,2
1995	0,8	0,6	0,0	-0,2	0,1	-0,4	-0,8	-0,5	0,2	-1,1	-0,3	0,6

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1996	-1,0	-1,1	-1,1	-0,6	0,7	-0,1	-0,6	-0,1	-1,9	-0,7	-0,8	-0,8
1997	0,5	-1,2	1,5	1,6	0,9	1,5	0,9	1,8	2,4	2,7	2,6	1,6
1998	1,9	3,0	1,7	1,4	0,1	0,1	-0,2	0,1	-0,4	-0,7	-0,8	-0,7
1999	-2,6	-0,3	-3,2	-1,1	0,0	0,2	-0,5	0,4	-0,5	-0,8	-0,8	-1,4
2000	-1,5	-1,8	-1,6	-1,1	-0,4	-0,4	-1,1	-0,8	-0,5	-1,5	-2,0	-1,7
2001	-1,6	-2,5	-0,9	-0,6	-0,1	-0,7	-0,7	-0,6	-0,6	-0,7	-0,4	0,9
2002	0,1	1,1	-0,4	-0,8	0,1	-0,1	0,6	0,2	1,0	0,0	0,1	0,9
2003	1,1	-0,2	0,3	-0,1	-0,3	0,1	0,2	0,0	0,3	0,1	-0,1	0,0
2004	0,1	-0,2	-0,8	0,1	-0,2	1,1	0,1	0,4	0,4	0,7	0,2	-0,2
2005	0,0	1,2	0,9	1,1	0,1	-0,6	0,2	0,0	-0,2	-0,2	-0,3	-1,0
2006	-1,1	-0,6	-1,2	-0,6	0,4	-0,1	0,5	0,0	0,3	1,1	-0,1	-0,6
2007	0,2	-0,1	-0,6	0,1	0,2	-2,1	-0,4	-0,5	-1,2	-1,0	-1,2	-2,1
2008	-1,3	-1,3	-1,3	-1,3	-0,1	0,0	-0,3	-0,6	-0,4	-0,4	-1,3	-1,4
2009	-0,5	-1,8	-0,7	-0,7	-1,2	0,0	-0,4	-0,8	-0,9	-0,1	-1,2	-0,1
2010	0,4	0,7	0,4	0,4	-1,6	-0,2	-0,7	-1,0	-1,4	-1,9	-1,5	-3,3
Máx.	2,90	3,00	1,70	1,60	0,90	2,00	0,90	1,80	2,40	2,70	2,60	1,60
Mín.	-2,60	-2,50	-3,20	-1,30	-1,60	-2,10	-1,10	-1,00	-4,00	-1,90	-2,00	-3,30

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

A partir de estos resultados se puede observar que los valores máximos de precipitación se encuentran en febrero, marzo abril y noviembre, mientras que los máximos valores del índice SOI se ubican en febrero y noviembre. En la gráfica de correlación se puede observar que existe una correlación débil entre las dos variables, sin embargo al observar el patrón de comportamiento de valores máximos se puede apreciar una similitud, esto nos puede llevar a deducir una posible relación entre los valores máximos de las dos variables pero no en los demás valores de la serie de tiempo.

El análisis de correlación de la información meteorológica y el índice SOI se realiza mediante la utilización de dos pruebas: la gráfica de dispersión y el análisis de varianza multifactorial (ANOVA). En el diagrama de dispersión se puede observar que los valores reflejan una baja interdependencia entre el índice SOI y la precipitación total mensual de Bugalagrande. No se puede descartar que exista influencia del índice SOI en la precipitación total de Bugalagrande en el comportamiento de los valores máximos pero no se puede afirmar lo mismo en los demás valores de la serie de tiempo. De esta forma el marco conceptual de cambio climático podría llegar a explicar la posibilidad del incremento de la precipitación de la precipitación del 2%.

**Imagen 4-18. Diagrama de Dispersión Precipitación Máxima – Índice SOI**


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

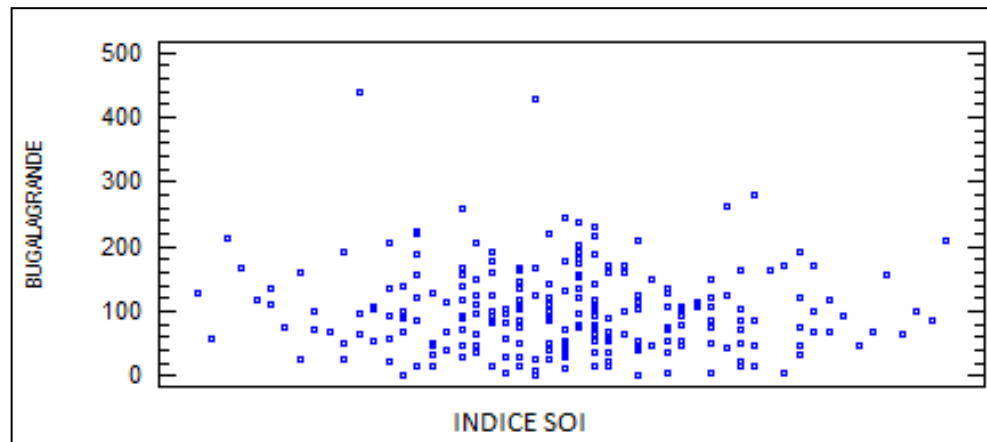
El cambio climático está definido como la modificación del clima con respecto al historial climático a una escala global o regional. Tales cambios se producen a muy diferentes escalas de tiempo y sobre todos los parámetros meteorológicos: temperatura, presión atmosférica, precipitaciones y nubosidad, en teoría son debidos a causas naturales como antropogénicas (Crowley y North, 1988). Por su parte el ANOVA descompone la variabilidad de la precipitación con la contribución de otros factores. La contribución de cada factor es medida habiendo removido los efectos de los demás factores. Para el análisis realizado se tienen los siguientes parámetros:

Coeficiente F = 0,86 < 1

P-valor = 0,73 > 0,05

El valor estadístico P prueba la significancia estadística de cada uno de los factores o variables. Como se obtiene existe un valor  $P=0,73$ , mayor que 0,05, no se acepta la hipótesis nula de que existe al menos un promedio fruto del azar que tiene significancia estadística en Bugalagrande. Dado que ninguno los valores de P son inferiores a 0,05, ninguno de los factores tienen un efecto estadísticamente significativo sobre Paila Arriba con un grado de confianza de 95%.

**Imagen 4-19. Análisis de Varianza Precipitación Máxima – Índice SOI**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Como las medias muestrales son distintas al factor F se presenta un mayor grado de variación por lo que se obtiene un valor mayor a 1. Esto permite concluir que la variación en la mayor parte de las medias de las muestras Bugalagrande y SOI son diferentes. Cabe resaltar que la prueba ANOVA es una prueba paramétrica que debe cumplir una serie de condiciones como que la variabilidad de los datos debe ser similar y deben seguir una distribución normal.

## 5. DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

### 5.1 PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros y criterios de diseño que se tendrán en cuenta para el diagnóstico y formulación de las obras de los estudios y diseños para la optimización del acueducto de Paila Arriba, tendrán en cuenta el Reglamento Técnico del Sector del Agua Potable y del Saneamiento Básico, Normas RAS 2000, aprobadas mediante Resolución 1096 del año 2000 del Ministerio de Desarrollo Económico y la Resolución 2320 del 27 de noviembre del año 2009 del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

#### 5.1.1 Nivel de Complejidad del Sistema

Los artículos 11 y 12 de la Resolución 1096 del año 2000, definen los criterios técnicos que se deben tener en cuenta para asignar el nivel de complejidad del proyecto, el cual básicamente depende del tamaño de la población beneficiada por el estudio, proyectada al período de diseño y de la capacidad económica de los usuarios del servicio. En el numeral 3.3.1 del presente estudio, se definió que el nivel de complejidad del sistema de acueducto para la localidad de Paila Arriba es Bajo, por tener una población proyectada para el año 2039 de 1.198 habitantes y una capacidad económica baja por parte de los usuarios del sistema.

#### 5.1.2 Período de Diseño

El artículo 2 de la Resolución 2320 del 2009, estableció que para los niveles de complejidad bajo, medio y medio alto, el período de diseño del proyecto es de 25 años. Debido a esta consideración, se ha adoptado en el numeral 3.3.2 del presente estudio, un período de diseño de 25 años. Dado que en el año 2013 se están elaborando los estudios de optimización y teniendo en cuenta que de acuerdo con las normas RAS en el Título B.1.2, el período de diseño se define como el tiempo para el cual se diseña un acueducto o los componentes de éste en el cual su capacidad permite atender la demanda de la población, se espera que a partir del año 2014, el acueducto de Paila Arriba estará en capacidad de atender la demanda en todos sus componentes y por lo tanto el período de diseño irá del año 2014 al año 2039.

#### 5.1.3 Caudal de Diseño

Los caudales de diseño para los componentes existentes, se presentarán para dos escenarios: año 2013 y año 2039. En el escenario 2013 se desea evaluar la situación sin

proyecto y corresponde a un diagnóstico de la situación actual y en el escenario 2039 se evalúa la situación con proyecto. Los componentes nuevos o los existentes que se optimicen, el diseño se realizará para las condiciones del año 2039. De acuerdo con las Normas RAS 2000, cada componente del sistema de acueducto tiene un correspondiente caudal de diseño tal como se describe a continuación.

### 5.1.3.1 Captación del Agua

El caudal de diseño para el sistema de captación será igual al caudal máximo diario más las pérdidas en la aducción y más el consumo de agua en la planta de tratamiento de agua (Título A.11.1.4 de las normas RAS) dado que el sistema cuenta con tanque de almacenamiento de agua. Considerando el título B.2.5.1 de las normas RAS, se adopta para la línea de aducción, unas pérdidas del 5%; el consumo de agua en la planta de tratamiento se adopta del 5% del caudal medio diario (título B.2.5.2 de las normas RAS).

Caudal Medio Diario Año 2013	= 5,33 L/s
Caudal Medio Diario Año 2039	= 1,66 L/s
Caudal Máximo Diario Año 2013	= 6,93 L/s
Caudal Máximo Diario Año 2039	= 2,16 L/s
Caudal de Diseño Año 2013	= 6,93 + 0,05 x 5,33 + 0,05 x 5,33 = 7,46 L/s
Caudal de Diseño Año 2039	= 2,16 + 0,05 x 1,66 + 0,05 x 1,66 = 2,33 L/s

### 5.1.3.2 Líneas de Aducción

El Título B.6.4.2 de las normas RAS, establece que el caudal de diseño para las líneas de aducción, existiendo tanque de almacenamiento será el caudal máximo diario más las pérdidas en la aducción y el consumo en la planta de tratamiento de agua. Se adopta para la línea de aducción, unas pérdidas del 5% y un consumo de agua en la planta de tratamiento se adopta del 5% del caudal medio diario.

$$Q_{d \text{ año } 2013} = 6,93 + 0,05 \times 5,33 + 0,05 \times 5,33 = 7,46 \text{ L/s}$$
$$Q_{d \text{ año } 2039} = 2,16 + 0,05 \times 1,66 + 0,05 \times 1,66 = 2,33 \text{ L/s}$$

### 5.1.3.3 Planta de Tratamiento de Agua Potable

Se considera el caudal máximo diario más el consumo en la planta de tratamiento.

$$Q_{d \text{ año } 2039} = 2,16 + 0,05 \times 1,66 = 2,25 \text{ L/s}$$

### 5.1.3.4 Redes de Distribución

De acuerdo con el Título B.7.4.2, en el nivel de complejidad bajo, el caudal de diseño debe ser el caudal máximo horario (QMH). El caudal máximo horario será calculado como



el caudal máximo diario multiplicado por un factor de mayoración  $K_2$  igual a 1,6 para redes menores de distribución de acuerdo con el Título B.2.7.5

$$Q_{d \text{ año } 2013} = 6,93 \times 1,6 = 11,09 \text{ L/s}$$

$$Q_{d \text{ año } 2039} = 2,16 \times 1,6 = 3,46 \text{ L/s}$$

#### 5.1.4 Calidad del Agua

La calidad del agua de abastecimiento deberá ser potable en concordancia con el Decreto 1575 de 2007 y la Resolución 2115 del mismo año. Desde el punto de vista físico-químico y microbiológico, el agua debe cumplir entre otros con los siguientes parámetros:

**Tabla 5-1. Parámetros de Calidad del Agua**

PARÁMETRO	UNIDADES	VALOR MÁXIMO
Color Aparente	UPC	15
Olor y Sabor		aceptable
Turbiedad	UNT	2
Conductividad	$\mu\text{S} / \text{cm}$	< 1000
pH	Unidades de pH	6,5 a 9,0
Dureza	$\text{mg CaCO}_3 / \text{L}$	300
Hierro	$\text{mg Fe} / \text{L}$	0,3
Nitratos	$\text{mg NO}_3^- / \text{L}$	10
Nitritos	$\text{mg NO}_2^- / \text{L}$	0,1
Cloruros	$\text{mg Cl}^- / \text{L}$	250
Fluoruros	$\text{mg F}^- / \text{L}$	1,2
Manganeso	$\text{mg Mn} / \text{L}$	0,1
Fenoles	$\text{mg} / \text{L}$	0,001
Sólidos Totales	$\text{mg} / \text{L}$	$\leq 500$
Coliformes Totales	UFC / 100 ml	0
Escherichia Coli	UFC / 100 ml	0

Fuente: Resolución 2125 / 2007 del MADVT

#### 5.1.5 Velocidades

La velocidad mínima en las tuberías de aducción y conducción será de 0,60 m/s para evitar la sedimentación en las tuberías (Norma RAS B.6.4.8.3). Igualmente la velocidad máxima en tuberías de aducción y conducción será de 6 m/s.

### 5.1.6 Presión de Trabajo

La presión mínima en la red de distribución serán de 10 mca (Título B.7.4.5.1) y la presión máxima será de 60 mca (Título B.7.4.5.2).

### 5.1.7 Alturas de relleno

La profundidad mínima a clave de las tuberías en la red de distribución será de 1,0 metro (Título B.7.5.10.1).

## 5.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

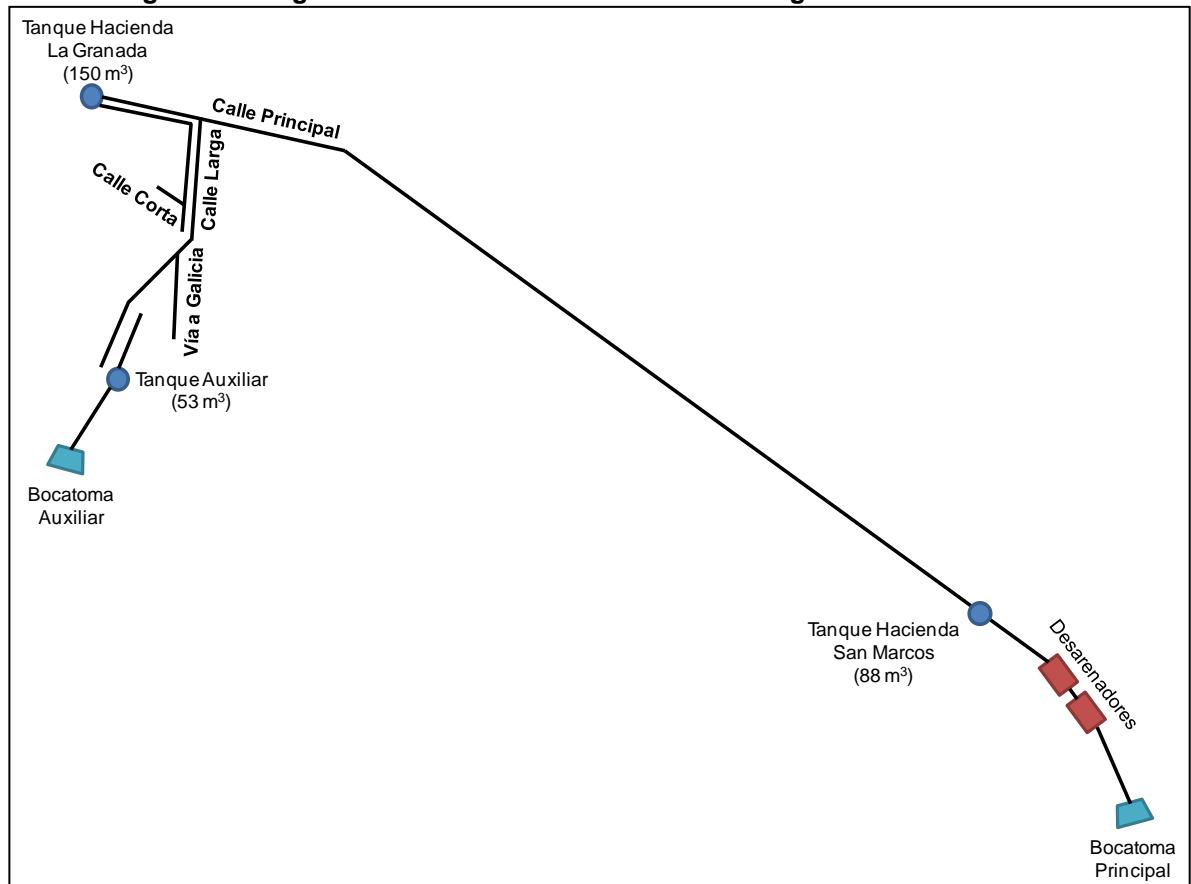
El acueducto rural del corregimiento de Paila Arriba es administrado por la Asociación de Usuarios de Acueducto y Alcantarillado de Paila Arriba. Actualmente la cobertura de acueducto en el corregimiento es total, prestando servicio a 168 usuarios. El sistema se abastece de dos fuentes, la fuente principal es el río San Marcos, al nororiente del municipio de Bugalagrande, donde se capta el agua mediante una bocatoma lateral, y la segunda fuente es un afluente del río La Paila sin identificación, que tiene una bocatoma tipo presa utilizada ocasionalmente por un pequeño grupo de usuarios como inyección adicional cuando se presentan problemas de abastecimiento en la fuente principal.

La línea de aducción desde el río San Marcos, de 4" de diámetro en PVC, conduce el agua hacia una estructura de desarenación antigua ubicada a 240 metros de la captación, en este mismo lugar se encuentra un desarenador de construcción reciente en desuso y un tanque de almacenamiento de 88 m<sup>3</sup> de capacidad. De allí el agua es llevada a través de una línea de más de 6 kilómetros en diámetros de 3" y 4", que recorre en paralelo la calle principal del corregimiento, hasta el tanque de almacenamiento principal ubicado en la Hacienda La Granada, de dos módulos con capacidad de 150 m<sup>3</sup>, donde se realiza un proceso de cloración para desinfección y se distribuye a la red de distribución que cuenta con varios ramales que siguen el patrón de las vías del corregimiento.

La línea de aducción auxiliar conduce el agua por 550 m desde la quebrada auxiliar en la captación hasta un tanque de almacenamiento de 53 m<sup>3</sup> de capacidad, a través de una tubería de 4" de diámetro en hierro galvanizado, para pasar posteriormente a una red de distribución pequeña que abastece a unos pocos usuarios.

Actualmente el sistema presenta problemas tales como la falta de un sistema para la potabilización del agua, el deterioro físico de las estructuras en la captación en el río San Marcos, problemas para la captación del agua en el río San Marcos en épocas de verano debido a la localización de la estructura de toma y los niveles del río y la conexión ilegal de usuarios en las líneas de aducción antes de la llegada al tanque de almacenamiento principal entre otras. El plano con la topología del sistema actual de acueducto en la localidad, incluyendo información de diámetros, materiales y longitudes de las tuberías y accesorios en la red de distribución se puede encontrar en el Anexo A.

**Imagen 5-1. Diagrama Sistema de Acueducto del Corregimiento de Paila Arriba**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

## 5.3 DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

### 5.3.1 Aspectos Institucionales

La administración del servicio de acueducto se realiza a través de una Junta Administradora nombrada por la comunidad y la cual no cuenta con personería jurídica. Las actividades de facturación, cobro y mantenimiento del sistema se realizan por parte de los mismos integrantes de la Junta Administradora. Se cuenta con una Tesorera, por días, y un fontanero tiempo completo para este fin, en coordinación con el Presidente y Vicepresidente de la Junta.

A nivel operativo no se manejan registros sistemáticos de eventos de mantenimiento y reparación ni de solicitudes, quejas o reclamos de la comunidad en el sistema. En cuanto a los usuarios del sistema y las tarifas del servicio la revisión directa de la información registrada en notas personales del fontanero permite establecer que existe un total de 168 usuarios actuales del sistema y una estructura tarifaria que aplica un cargo fijo mensual de \$5,000 para usuarios considerados como residenciales y cargos que varían entre los

\$9,000 y los \$15,000 para algunas haciendas. Se cobran además cargos adicionales por atraso en el pago o reconexión.

Se evidencia que para el cobro del servicio en la localidad no se establece formalmente ninguna relación de estratificación de los usuarios y no se realiza ninguna diferenciación de tipo residencial, comercial, oficial o mixto. Por medio de comunicación directa con el fontanero del corregimiento se estableció que el mantenimiento de las estructuras del sistema, que consiste principalmente en su limpieza y barrido, se realiza tres días a la semana y por lo menos una vez a la semana para cada estructura, Los eventos de reparación de daños se realizan según necesidad. Por último no se encontró registro de información de redes de otros servicios públicos en el corregimiento en las entidades oficiales, ya que solo se cuenta con redes de alcantarillado para un barrio en la localidad y se encuentra fuera de servicio.

Gran parte de los problemas físicos y operativos mostrados en la descripción de las estructuras del sistema en los numerales anteriores de diagnóstico técnico están basados en la comunicación directa con el fontanero. Los aspectos operativos y administrativos del sistema fueron discutidos por el Consultor en reunión con el señor Héctor Fabio Jaramillo, integrante del comité de obras de la Junta de Acción Comunal y la señora Dora Inés Vasco, Presidente de la Junta de Acción Comunal, donde se estableció la necesidad de dar solución a los problemas presentados en este tema y se establecieron compromisos para la entrega de información referente a la concesión de aguas con la cual opera el sistema de acueducto y los estatutos de la Junta para verificar la no existencia de organización administradora legalmente constituida. Hasta la fecha de entrega del presente informe no se ha recibido dicha información. El acta de la reunión mencionada se puede encontrar en el Anexo L.

### **5.3.2 Fuente de Abastecimiento**

El sistema de acueducto del corregimiento de Paila Arriba se abastece de dos fuentes. La fuente principal es el río San Marcos que sirve como límite al norte entre los municipios de Bugalagrande y Sevilla, nace en el municipio de Sevilla a una altura aproximada de 1,300 metros sobre el nivel del mar, y recorre 12,9 kilómetros hasta tributar sus aguas por la margen derecha del río La Paila que finalmente desemboca en el río Cauca.

Su cuenca de drenaje hace parte de la cuenca del Río La Paila, localizándose al nororiente del departamento del Valle del Cauca, vertiente occidental de la cordillera Central, en los municipios de Sevilla y Bugalagrande. Limita al norte con la sub cuencas del río Totoró, al sur con la sub cuenca de la quebrada San Pablo, al oriente con la zona media de la cuenca del río Bugalagrande y al occidente con la zona media de la cuenca del río La Paila.

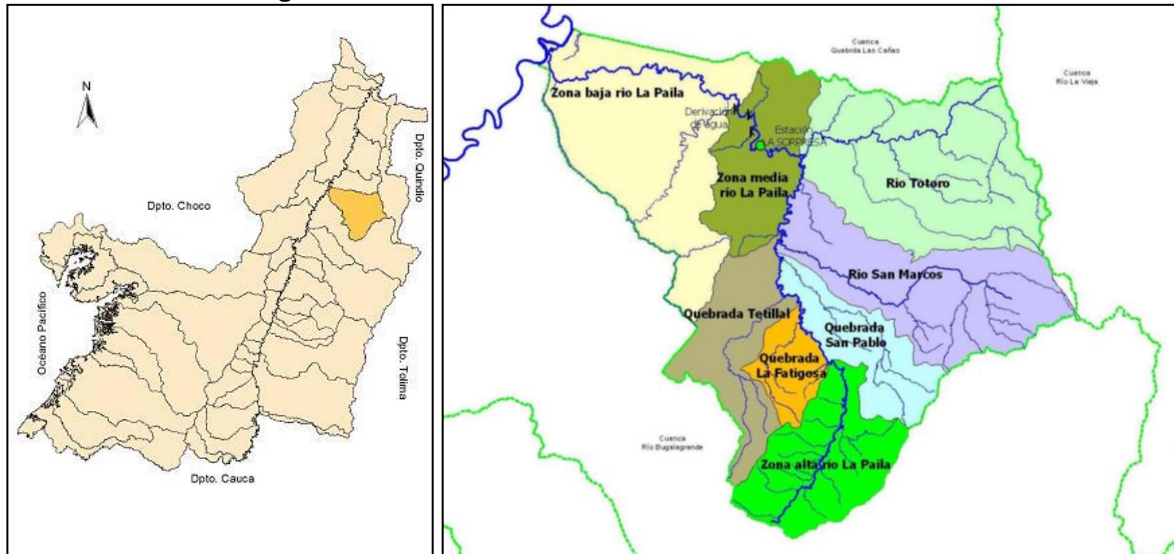
Debido a sus bajas altitudes, relieve predominante plano, ondulado y montañoso suave y bajos niveles de precipitación, el área de la sub cuenca del río San Marcos presenta un clima que varía de cálido a medio. En la franja oriental más alta de la sub cuenca se presentan asociaciones de vida vegetal propias de zonas secas.

**Imagen 5-2. Río San Marcos a la Altura del Punto de Captación**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 5-3. Localización Sub cuenca del Río San Marcos**



Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

En la subcuenca existen altos grados de contaminación hídrica, debido principalmente a su localización en la región más poblada e industrializada del departamento, Adicionalmente se presenta como consecuencia de la deforestación en las sub cuencas, el incremento de las descargas de aguas residuales y un alto grado de intervención antrópica (CVC y Universidad del Valle, 2008). Los análisis de parámetros microbiológicos y fisicoquímicos realizados por el Consultor para muestras de agua extraídas de la fuente de abastecimiento en el punto de captación fueron los siguientes:

**Tabla 5-2. Parámetros Fisicoquímicos Río San Marcos**

PARÁMETRO	MÉTODO	VALO MÁXIMO ADMISIBLE	RESULTADO
pH	Potenciómetro	6,5-8,5	8,18
Color	Fotométrico	20 U Pt-Co	3,0 U Pt-Co

PARÁMETRO	MÉTODO	VALO MÁXIMO ADMISIBLE	RESULTADO
Olor	Aceptable/No Aceptable	-	Aceptable
Cloro Residual Libre	D,P,D	-	0 mg/L Cl <sub>2</sub>
Turbiedad	Nefelométrico	10 UNT	1,2 UNT
Cloruros	Argentométrico	Hasta 250 mg/L Cl <sub>2</sub>	29 mg/L Cl <sub>2</sub>
Alcalinidad	Volumétrico	-	94 mg/L CaCO <sub>3</sub>
Dureza Total	Volumétrico	-	110 mg/L CaCO <sub>3</sub>
Sulfato	Turbidimétrico	Hasta 400 mg/L SO <sub>4</sub>	55 mg/L SO <sub>4</sub>
Hierro	Fotométrico	-	0,03 mg/L Fe <sup>+3</sup>
Nitratos	Fotométrico	Hasta 10 mg/L NO <sub>2</sub>	2,04 mg/L NO <sub>2</sub>
Sustancias Flotantes	Presentes y Ausentes	-	Presentes
Nitritos	Fotométrico	Hasta 1,0 mg/L NO <sub>3</sub>	1,8 mg/L NO <sub>3</sub>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 5-3. Parámetros Microbiológicos Río San Marcos**

ANÁLISIS	MÉTODO	PARÁMETROS	RESULTADO
Recuento Total de Aerobios Mesófilos	Filtración por Membrana	-	Incontables UFC / 100 mL
Coliformes Totales	Número Más Probable	20.000 / 100 mL	> 1.600 UFC / 100 mL
Coliformes Fecales	Número Más Probable	2.000 / 100 mL	2,0 UFC / 100 m L
Escherichae coli	ISO 7251:2005	-	Positiva

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Los análisis presentados muestran que la fuente de abastecimiento en el punto de captación cuenta con niveles moderados de contaminación por microorganismos patógenos. Los parámetros fisicoquímicos, teniendo en cuenta la resolución 1594 de 1984 del Ministerio de la Protección Social, se cumplen en su mayoría, sin embargo, se presentan valores de alcalinidad, dureza total y nitritos por encima del máximo permisible, se concluye entonces que el agua en la fuente de abastecimiento no es potable. Esta situación se explica debido a la presencia, aguas arriba del punto de muestreo, de usos del suelo asociados a la actividad agropecuaria del municipio de Bugalagrande, que vierten sus aguas residuales directamente al cuerpo de agua.

En época de invierno, los caudales del río San Marcos se elevan e igualmente los niveles de turbiedad son altos. Se observa que el río transporta altas concentraciones de sólidos suspendidos y turbiedad en épocas de invierno. Obsérvese en las siguientes fotografías, la turbiedad del agua del río san Marcos cerca al punto de captación del agua.

El estudio de caudales específicos para las cuencas en el departamento del Valle del Cauca (CVC, 2007) indica que el área total de la sub cuenca es de 7,500 hectáreas y que los rendimientos y caudales de la sub cuenca, según la información registrada por el

grupo de recursos hídricos de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca CVC, son los siguientes.

**Imagen 5-4. Río San Marcos en Época de Invierno**



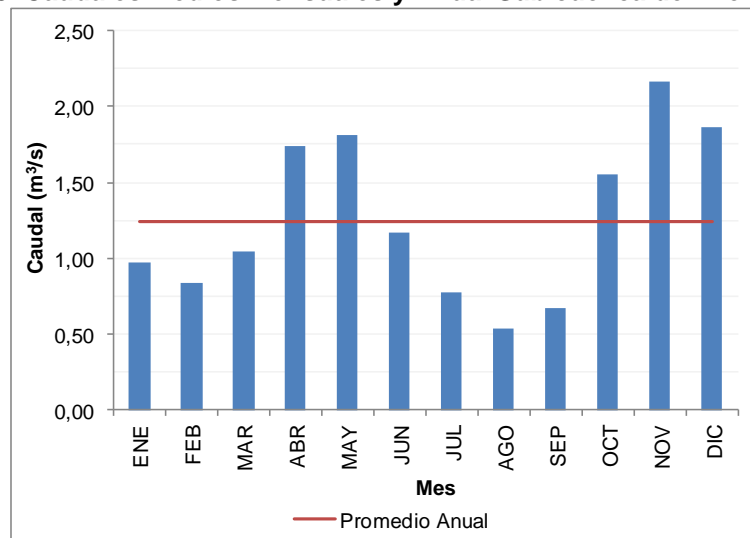
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 5-4. Rendimientos y Caudales Sub cuenca del Río San Marcos**

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
CAUDAL (L/s-ha)	0,130	0,112	0,139	0,232	0,242	0,156	0,103	0,072	0,089	0,207	0,288	0,248
CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)	0,97	0,84	1,04	1,73	1,81	1,16	0,77	0,54	0,66	1,55	2,15	1,85

Fuente: CVC, 2007

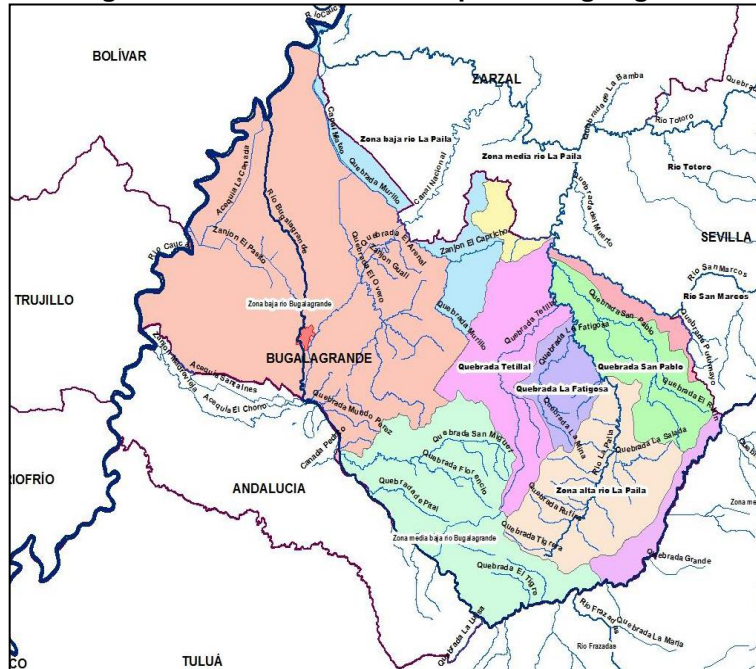
**Imagen 5-5. Caudales Medios Mensuales y Anual Sub cuenca del Río San Marcos**



Fuente: CVC, 2007

Existe además una fuente de abastecimiento auxiliar que corresponde a un afluente por la margen izquierda sin nombre del río La Paila, según información de los pobladores locales el agua de esta fuente se utiliza únicamente para a un grupo pequeño de usuarios del sistema cuando se dan problemas de abastecimiento con la fuente principal.

**Imagen 5-6. Subcuencas Municipio de Bugalagrande**



Fuente: Grupo de Recursos Hídricos CVC, 2006

Adicionalmente se sabe que esta fuente carece de caudal totalmente en épocas de verano, Los análisis de parámetros microbiológicos y fisicoquímicos realizados por el Consultor para muestras de agua extraídas de la fuente de abastecimiento en el punto de captación se muestran a continuación:

**Tabla 5-5. Parámetros Fisicoquímicos Afluente Río La Paila**

PARÁMETRO	MÉTODO	VALO MÁXIMO ADMISIBLE	RESULTADO
pH	Potenciómetro	6,5-8,5	8,16
Color	Fotométrico	20 U Pt-Co	5,0 U Pt-Co
Olor	Aceptable/No Aceptable	-	Aceptable
Cloro Residual Libre	D,P,D	-	0 mg/L Cl <sub>2</sub>
Turbiedad	Nefelométrico	10 UNT	1,3 UNT
Cloruros	Argentométrico	Hasta 250 mg/L Cl <sub>2</sub>	22 mg/L Cl <sub>2</sub>
Alcalinidad	Volumétrico	-	306 mg/L CaCO <sub>3</sub>
Dureza Total	Volumétrico	-	275 mg/L CaCO <sub>3</sub>
Sulfato	Turbidimétrico	Hasta 400 mg/L SO <sub>4</sub>	68 mg/L SO <sub>4</sub>
Hierro	Fotométrico	-	0,02 mg/L Fe <sup>+3</sup>



PARÁMETRO	MÉTODO	VALO MÁXIMO ADMISIBLE	RESULTADO
Nitratos	Fotométrico	Hasta 10 mg/L NO <sub>2</sub>	1,91 mg/L NO <sub>2</sub>
Sustancias Flotantes	Presentes y Ausentes	-	Presentes
Nitritos	Fotométrico	Hasta 1,0 mg/L NO <sub>3</sub>	1,5 mg/L NO <sub>3</sub>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 5-6. Parámetros Microbiológicos Afluente Río La Paila**

ANÁLISIS	MÉTODO	PARÁMETROS	RESULTADO
Recuento Total de Aerobios Mesófilos	Filtración por Membrana	-	Incontables UFC / 100 mL
Coliformes Totales	Número Más Probable	20.000 / 100 mL	> 1.600 UFC / 100 mL
Coliformes Fecales	Número Más Probable	2.000 / 100 mL	8,2 UFC / 100 mL
Escherichae coli	ISO 7251:2005	-	Positiva

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Los análisis presentados muestran que la fuente de abastecimiento auxiliar en el punto de captación cuenta con niveles moderados de contaminación por microorganismos patógenos. Los parámetros fisicoquímicos, teniendo en cuenta la resolución 1594 de 1984 del Ministerio de la Protección Social, se cumplen en su mayoría, sin embargo, se presentan valores de alcalinidad, dureza total y nitritos por encima del máximo permisible, se concluye igualmente que el agua en la fuente de abastecimiento auxiliar no es potable.

Por último la información de la concesión de aguas para las fuentes de abastecimiento del sistema fue solicitada a la Junta Administradora del sistema, sin embargo, no fue posible conseguir esta información.

### 5.3.3 Captación de Agua

El sistema de acueducto del municipio de Paila Arriba cuenta con dos estructuras de captación, la estructura principal localizada sobre el río San Marcos y una captación auxiliar localizada en un afluente sin identificación del río La Paila.

#### 5.3.3.1 Captación Principal

Consiste en una bocatoma lateral ubicada en el río San Marcos en las coordenadas 1.121.083 este y 958.626 norte a 1.056 msnm. En este punto el río San Marcos posee una dinámica fluvial muy variable, caracterizada principalmente por la ocurrencia periódica de grandes crecientes, que han causado el desgaste y destrucción de estructuras cercanas a la bocatoma. Las características geológicas de la zona hacen que el cauce del río sea muy ancho, de pendientes suaves y con presencia de playones e islotes generados por el paso del agua, facilitando el desborde del cauce del río en épocas de

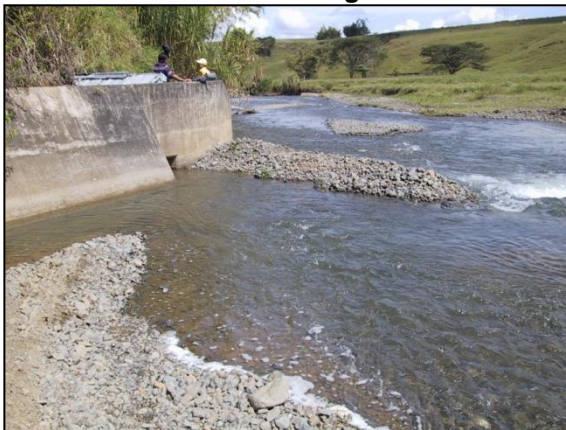
invierno, aumentando el arrastres de sedimentos y consecuentemente los niveles de turbiedad.

Por el contrario, en épocas de caudal mínimo, el río tiende a concentrar su caudal en el centro del cauce, lejos de la entrada a la rejilla de captación, por lo que se presentan problemas para el abastecimiento del sistema. Estas características han causado históricamente fenómenos de remoción en masa y socavación en las estructuras de la bocatoma. Anteriormente se llevaron a cabo programas de optimización del sistema (Gobernación del Valle del Cauca, CVC, Federación Nacional de Cafeteros y Alcaldía de Bugalagrande, 2004 y 2007) que incluían la construcción de muros de protección y diques de encauzamiento en el punto de captación para resguardar la bocatoma ante la posible ocurrencia de eventos extremos y asegurar la captación de agua en el sistema, sin embargo, debido a las características descritas, estas estructuras fueron destruidas por el río durante una creciente.

Por esta razón el encauzamiento del río en el sitio de captación, se realiza en la actualidad con la ayuda de un dique improvisado, construido de forma rudimentaria mediante la acumulación de material del lecho del río alrededor de la entrada a la rejilla.

Físicamente los muros con los que cuenta la estructura de toma hoy en día se encuentran en buen estado, sin embargo se evidencia la necesidad de contar con estructuras de protección y de un dique que permita canalizar de forma más adecuada el flujo a la entrada de la rejilla. La situación descrita lleva a pensar que las obras de protección construidas en años anteriores no tuvieron en cuenta las características reales de la dinámica hídrica de la fuente de abastecimiento y que el punto de captación y tipo de estructura actual no es el más adecuado para estas características. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de esta bocatoma se puede encontrar en el Anexo B.

**Imagen 5-7. Bocatoma Lateral Río San Marcos**

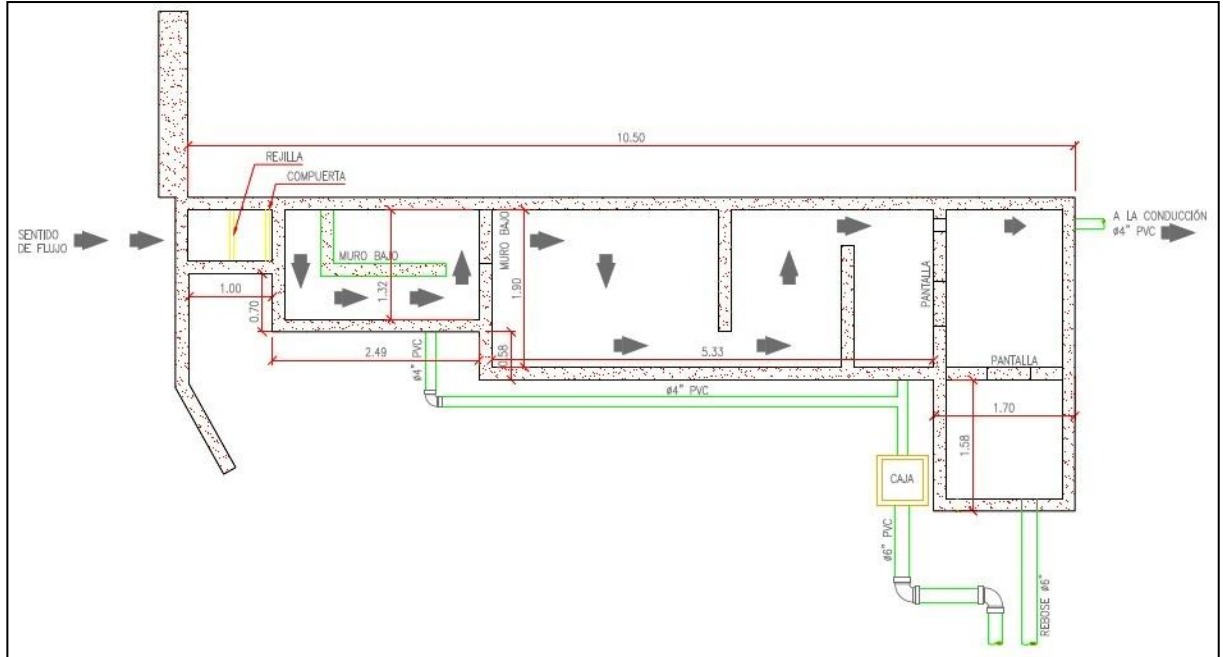


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

El funcionamiento de la estructura actual es el siguiente (ver imagen 5-7): en el punto de captación parte del caudal de la fuente de abastecimiento es desviado para ser direccionado hacia la rejilla de captación de la estructura. Una vez captada el agua, pasa a una estructura especial, que en época de invierno permite desarenar el agua y en época

de verano, también permite eliminar parte de los sólidos suspendidos que pueda transportar el agua.

**Imagen 5-8. Diagrama en Planta Bocatoma Lateral Río San Marcos**



Fuente: Programa de Abastecimiento de Agua Rural, 2004

La caja de entrada del desarenador presenta 2,49 m de longitud por 1,32 m de ancho con un muro bajo en “ele” que permite direccionar el flujo del agua. Posteriormente el agua pasa al desarenador de 5,33 m de largo por 1,90 m de ancho con dos muros en concreto que permiten direccionar el fluido hacia la estructura de salida, mediante un vertedero escalonado para diferentes caudales de salida. De la caja de salida, el agua sale mediante una tubería de 4” en PVC. Igualmente en la caja de salida del agua, existe un vertedero de rebose hacia una caja de 1,70 m de largo por 1,58 m de ancho. De la caja de rebose, el agua sale mediante una tubería de desagüe de 6” en PVC que conduce las aguas nuevamente hacia la fuente de abastecimiento. Existe adicionalmente un sistema de by pass en tuberías de 4” en PVC que se utiliza para efectos de limpieza y mantenimiento de la estructura.

La rejilla de captación en la toma lateral de la estructura de captación tiene las siguientes características:

Número de rejas = 1

Longitud de la reja = 0,62 m

Ancho de la reja = 0,50 m

Área total de la reja = 0,50 m x 0,62 m = 0,31 m<sup>2</sup>

Número de varillas = 20

Diámetro de cada varilla =  $\frac{1}{2}$ " = 1,27 cm

Marco de la reja = 1" = 2,54 cm

Descontando el espacio ocupado por el marco de la reja y las varillas se calcula área neta de la reja así:

Ancho Neto =  $0,50 \text{ m} - (0,0254\text{m} \times 2) = 0,45 \text{ m}$

Longitud de la Reja sin Marco =  $0,62 \text{ m} - (0,0254\text{m} \times 2) = 0,57 \text{ m}$

Espesor Total de las Varillas =  $0,0127 \text{ m} \times 20 = 0,25 \text{ m}$

Longitud Neta =  $0,57 \text{ m} - 0,25 \text{ m} = 0,32 \text{ m}$

La evaluación hidráulica de la estructura de captación lateral se realiza de acuerdo con el método presentado por Corcho y Duque (2005) en el libro Acueductos editado por la Universidad de Medellín.

**Imagen 5-9. Rejilla Bocatoma Lateral Río San Marcos**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La rejilla de captación se supone funciona como un vertedero lateral. Para su revisión hidráulica y de acuerdo con el método propuesto por Corcho, se calcula el caudal a través del vertedero como si fuese un vertedero frontal con descarga libre. El caudal a través del vertedero de acuerdo con la ecuación de Francis, viene dado por la siguiente expresión:

$$Q = 1,838 \times L_e \times H^{3/2}$$

En donde:

Q = Caudal en  $\text{m}^3/\text{s}$

$L_e$  = Longitud del vertedero en m

H = Altura sobre el vertedero en m

Considerando una carga hidráulica de 0,12 m, valor dado por el fontanero del acueducto para condiciones de verano, se tiene:

Nivel mínimo del agua sobre el vertedero = 0,12 m

Longitud del vertedero = 0,32 m

$$Q = 1,838 \times (0,32 \text{ m}) \times (0,12 \text{ m})^{3/2}$$

$$Q = 0,0241 \text{ m}^3/\text{s} = 24,08 \text{ L/s}$$

La condición real de funcionamiento de la estructura de captación, es la de un vertedero sumergido, en la que el caudal a través de la reja es el caudal captado o caudal sumergido. El cálculo del caudal captado viene dado por la expresión de Villemonte que se presenta a continuación:

$$Q_{\text{sumergido}} = Q_{\text{libre}} \left( 1 - \left( \frac{H - \text{pérdidas}}{H} \right)^{3/2} \right)^{0,385}$$

En donde:

$Q_{\text{sumergido}}$  = Caudal en condiciones sumergidas en  $\text{m}^3/\text{s}$   
 $Q_{\text{libre}}$  = Caudal en condiciones libres en  $\text{m}^3/\text{s}$   
 H = Altura sobre el Vertedero en m

Considerando un nivel de pérdidas a través de la rejilla de 0,01 m y una carga hidráulica sobre el vertedero de 0,12 m, el caudal captado será:

$$Q_{\text{sumergido}} = Q_{\text{libre}} \left( 1 - \left( \frac{H - \text{pérdidas}}{H} \right)^{3/2} \right)^{0,385}$$

$$Q_{\text{sumergido}} = 0,02408 \text{ m}^3/\text{s} \left( 1 - \left( \frac{0,12 \text{ m} - 0,01 \text{ m}}{0,12 \text{ m}} \right)^{3/2} \right)^{0,385}$$

$$Q_{\text{sumergido}} = 0,01073 \text{ m}^3/\text{s} = 10,73 \text{ L/s}$$

El caudal captado por la rejilla lateral supera la demanda de agua sobre este componente, la cual para el año 2013 (situación actual) es de 7,5 L/s y para el año 2039 es de 2,3 L/s.

La rejilla de captación, tanto en condiciones de funcionamiento hidráulico de vertedero frontal con descarga libre como en condiciones de descarga sumergida, presenta capacidad para captar el caudal demandado sobre este componente.

El cálculo del caudal captado, es consistente con el caudal aforado en el tanque de almacenamiento de agua del acueducto, que correspondió a un valor de 6,73 L/s y que nos demuestra mediante valores reales, que el sistema de captación y de conducción del agua cruda, es superior a la demanda de agua del año 2039.

### 5.3.3.2 Captación Auxiliar

La segunda estructura de captación es una bocatoma tipo presa ubicada en un afluente sin identificación del río La Paila. Se encuentra localizada en las coordenadas 1.114.717 m este y 959.622 m norte a 1.008 msnm, El muro de la presa se encuentra en regular estado, sin ningún tipo de estructura de protección o refuerzo y la tubería de salida se encuentra oxidada. En este punto de captación se represa totalmente el caudal de la quebrada, es decir, no existe caudal ecológico. El agua retenida en la presa es conducida directamente por una tubería de 4" en hierro galvanizado hacia la conducción.

Históricamente esta bocatoma carece de caudal en épocas de verano y es usada ocasionalmente solo por un pequeño grupo de usuarios, por lo que no se tendrá en cuenta como parte del sistema de acueducto del corregimiento ya que se pretende abastecer la totalidad de la localidad desde la fuente principal. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de esta bocatoma se puede encontrar en el Anexo C.

**Imagen 5-10. Bocatoma Quebrada Afluente del Río La Paila**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.4 Desarenación

El sistema de acueducto del corregimiento de Paila Arriba cuenta con tres estructuras de desarenación. La primera es la que existe a continuación de la bocatoma principal, la segunda es el denominado desarenador antiguo y la tercera es el llamado desarenador nuevo. Estas dos últimas estructuras se encuentran ubicadas en un mismo sitio localizado aproximadamente 240 metros de la captación en el río San Marcos.

### 5.3.4.1 Desarenador Localizado a Continuación de la Captación Lateral

Después de la rejilla de captación, existe una compuerta metálica oxidada y en mal estado, que controla el paso del agua a la caja de entrada del desarenador. A continuación se evalúa el funcionamiento hidráulico del desarenador existente:

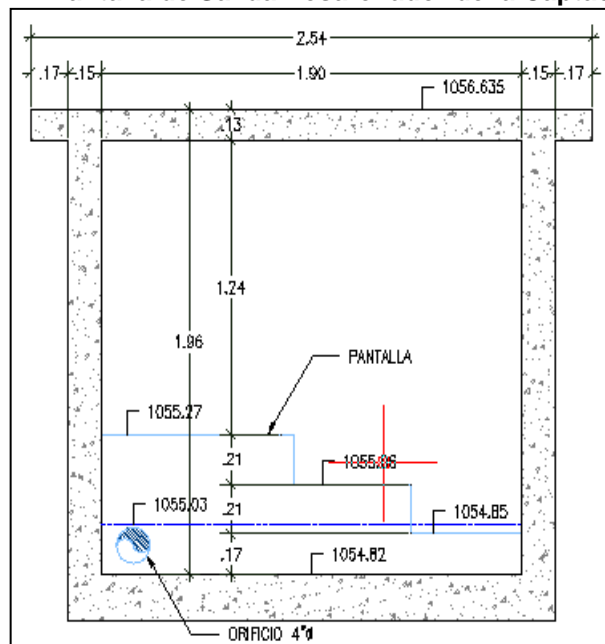
Longitud Total = 5,33 m  
Longitud Neta = 5,05 m  
Ancho = 1,90 m

**Imagen 5-11. Desarenador Localizado a Continuación de la Captación Lateral**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 5-12. Pantalla de Salida Desarenador de la Captación Lateral**



El desarenador existente, presenta ciertas particularidades especiales relacionadas con la forma como fue diseñada la estructura. Se trata de un desarenador cuyo funcionamiento hidráulico depende de los niveles del río San Marcos. La salida del desarenador se realiza mediante un vertedero que presenta tres alturas y longitudes diferentes, dependiendo de los niveles del agua en la estructura, que a su vez depende de los niveles del río San Marcos.

En condiciones de verano o niveles bajo del río San Marcos, el desarenador trabaja con su nivel inferior que se encuentra a 0,17 m del fondo de la estructura, a una cota de 1.054,85 msnm. La existencia de este vertedero hace inclusive que en condiciones de nivel bajo en el río, se presentan dificultades para que el agua ingrese a la estructura. El desarenador existente funciona en épocas de invierno, removiendo sólidos suspendidos del caudal captado. A continuación procederemos a evaluar la estructura para la siguiente consideración hidráulica:

$$\text{Profundidad del agua} = 1,40 \text{ m}$$

$$\text{Altura de lodos} = 0,20 \text{ m}$$

$$\text{Profundidad útil del agua} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Área Superficial} = 5,05 \text{ m} \times 1,90 \text{ m} = 9,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Volumen Útil} = 9,60 \text{ m}^2 \times 1,20 \text{ m} = 11,51 \text{ m}^3$$

Considerando el título A.11.2.4 del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, el tiempo de retención mínimo de una estructura de desarenación es de 20 minutos. Para esta condición, el caudal máximo que puede tratar la cámara será:

$$Q = V / t$$

En donde:

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

V = Volumen en m<sup>3</sup>

t = Tiempo de Retención en s

$$Q = 11,51 \text{ m}^3 / 1.200 \text{ s} = 0,0096 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 0,0096 \text{ m}^3/\text{s} = 9,6 \text{ L/s}$$

De acuerdo con el Título A de las normas RAS, el desarenador existente presenta capacidad para satisfacer la demanda de agua del proyecto.

De acuerdo con el título B.4.4.6.5 del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, un desarenador debe estar en capacidad de remover partículas desde 0,1 mm.



A continuación evaluaremos las partículas de arena que remueve la estructura considerando el caudal correspondiente a la demanda del año 2013 que es mucho mayor que la demanda d diseño.

$$\text{Caudal Medio Diario Año 2013} = 5,33 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal Máximo Diario Año 2013} = 6,93 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal de Diseño Año 2013} = 6,93 + 0,05 \times 5,33 + 0,05 \times 5,33 = 7,5 \text{ L/s}$$

$$Q = V_o \times A$$

En donde:

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

V<sub>o</sub> = Velocidad Teórica en m/s

A = Área Superficial en m<sup>2</sup>

$$V_o = Q / A$$

$$V_o = 0,0075 \text{ m}^3/\text{s} / 9,6 \text{ m}^2 = 0,0008 \text{ m/s}$$

$$V_o = 0,0008 \text{ m/s} = 0,08 \text{ cm/s}$$

$$\text{Carga Superficial} = 0,0008 \text{ m/s} \times 86,400 = 72,00 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Considerando un Número de Hazen de 3 para el caso de una eficiencia de la estructura del 75%, la Velocidad de Sedimentación de Stokes está dada por la siguiente ecuación:

$$V_s = V_o \times N$$

En donde:

V<sub>s</sub> = Velocidad de Sedimentación de Stokes en m/s

V<sub>o</sub> = Velocidad Teórica de Sedimentación en m/s

N = Número de Hazen

$$V_s = 0,08 \text{ cm/s} \times 3$$

$$V_s = 0,23 \text{ cm/s}$$

Con el caudal correspondiente a la demanda del año 2013 (7,5 L/s) y teniendo en cuenta una temperatura del agua en la estructura de 23 °C que corresponde a una viscosidad cinemática de 0,00934 cm<sup>2</sup>/s, el diámetro de partícula que remueve la estructura se calcula mediante la ecuación de Stokes de la siguiente forma:

$$V_s = \left( \frac{g \times (S_s - 1) \times d^2}{18 \times \mu} \right)$$

En donde:

$V_s$  = Velocidad de Sedimentación de la Partícula en cm/s

$g$  = Aceleración de la Gravedad en  $\text{cm/s}^2$

$S_s$  = Peso Específico de la Arena, igual a  $2,65 \text{ g/cm}^3$

$d$  = Diámetro de la Partícula de Arena en cm

$\mu$  = Viscosidad Cinemática en  $\text{cm}^2/\text{s}$

$$d = \left( \frac{V_s \times 18 \times \mu}{g \times (S_s - 1)} \right)^{1/2}$$

$$d = \left( \frac{0,23 \text{ cm/s} \times 18 \times 0,00934 \text{ cm}^2/\text{s}}{980 \text{ cm/s}^2 \times (2,65 \text{ g/cm}^3 - 1)} \right)^{1/2}$$

$$d = 0,005 \text{ cm} = 0,049 \text{ mm}$$

La estructura hidráulica para las condiciones evaluadas presenta una adecuada capacidad de remover arenas muy finas, con eficiencias mayores que las dadas en las normas RAS.

#### 5.3.4.2 Desarenador Antiguo

Consiste en un tanque rectangular, localizado en las coordenadas 1.120.951 este y 958.832 norte a 1.053 msnm, en buen estado estructural de sus muros y tapas, presentando deficiencias solamente en el estado de la pintura. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de este desarenador se puede encontrar en el Anexo G.

La entrada del agua a la estructura se realiza a través de una pantalla difusora de 12 orificios seguida de tres muros intercalados para reducir la velocidad del agua. En uno de los extremos de la estructura se encuentra una tubería de rebose ubicada en posición vertical paralela a una de las paredes que conduce a un tercer desarenador (nuevo), el cual se encuentra fuera de servicio. La conexión entre las dos estructuras se encuentra taponada y actualmente la salida del desarenador antiguo se realiza hacia a un tanque de almacenamiento de agua construido a orillas del río san Marcos.

Antes de llegar a la estructura, la línea de aducción llega a una caja con dos válvulas, una que controla la entrada a la estructura y otra que controla el by pass para el paso

directamente hacia el tanque de almacenamiento localizado a orillas del río San Marcos, cuando se realiza el mantenimiento de la estructura.

Las dimensiones libres del desarenador son las siguientes:

Largo = 5,00 m

Ancho = 1,53 m

Profundidad del agua = 1,80 m

Profundidad de lodos = 0,30 m

Profundidad útil = 1,50 m

Relación Largo/Ancho = 3,3

Área Superficial = 5,00 m x 1,53 m = 7,65 m<sup>2</sup>

Volumen Útil = 7,65 m<sup>2</sup> x 1,50 m = 11,48 m<sup>3</sup>

**Imagen 5-13. Desarenador Antiguo en Funcionamiento**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Considerando el título A.11.2.4 del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, el tiempo de retención mínimo del desarenador es de 20 minutos, Para esta condición, el caudal máximo que puede tratar la estructura será:

$$Q = V / t$$

En donde:

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

V = Volumen en m<sup>3</sup>

$t$  = Tiempo de Retención en s

$$Q = 11,48 \text{ m}^3 / 1,200 \text{ s}$$

$$Q = 0,00956 \text{ m}^3/\text{s} = 9,56 \text{ L/s} = 926,2 \text{ m}^3/\text{día}$$

La capacidad hidráulica de la estructura es mayor que la demanda de diseño y aún, supera la demanda del año 2013 que corresponde a 7,5 L/s.

De acuerdo con el título B.4.4.6.5 del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, el desarenador debe estar en capacidad de remover partículas desde 0,1 mm. Esta condición se evaluará considerando la demanda del año 2013 de 7,5 L/s.

Teniendo en cuenta las dimensiones del desarenador, la velocidad de teórica de sedimentación está dada por:

$$Q = V_o \times A$$

En donde:

$Q$  = Caudal en  $\text{m}^3/\text{s}$

$V_o$  = Velocidad Teórica en  $\text{m/s}$

$A$  = Área Superficial en  $\text{m}^2$

$$V_o = Q / A$$

$$V_o = 0,0075 \text{ m}^3/\text{s} / 7,65 \text{ m}^2$$

$$V_o = 0,0010 \text{ m/s} = 0,10 \text{ cm/s}$$

$$\text{Carga Superficial} = 0,0010 \text{ m/s} \times 86.400 = 84,70 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Considerando un Número de Hazen igual a 3 para el caso de una eficiencia de la estructura del 75%, la Velocidad de Sedimentación de Stokes está dada por la siguiente ecuación:

$$V_s = V_o \times N$$

En donde:

$V_s$  = Velocidad de Sedimentación de Stokes en  $\text{m/s}$

$V_o$  = Velocidad Teórica de Sedimentación en  $\text{m/s}$

N = Número de Hazen

$$V_s = 0,10 \text{ cm/s} \times 3$$

$$V_s = 0,29 \text{ cm/s}$$

Con el caudal correspondiente a la demanda del año 2013 (7,5 L/s) y teniendo en cuenta una temperatura del agua en la estructura de 23 °C que corresponde a una viscosidad cinemática de 0,00934 cm<sup>2</sup>/s, el diámetro de partícula que remueve la estructura se calcula mediante la ecuación de Stokes de la siguiente forma:

$$V_s = \left( \frac{g \times (S_s - 1) \times d^2}{18 \times \mu} \right)$$

En donde:

- V<sub>s</sub> = Velocidad de Sedimentación de la Partícula en cm/s
- g = Aceleración de la Gravedad en cm/s<sup>2</sup>
- S<sub>s</sub> = Peso Específico de la Arena, igual a 2,65 g/cm<sup>3</sup>
- d = Diámetro de la Partícula de Arena en cm
- μ = Viscosidad Cinemática en cm<sup>2</sup>/s

$$d = \left( \frac{V_s \times 18 \times \mu}{g \times (S_s - 1)} \right)^{1/2}$$

$$d = \left( \frac{0,29 \text{ cm/s} \times 18 \times 0,00934 \text{ cm}^2/\text{s}}{980 \text{ cm/s}^2 \times (2,65 \text{ g/cm}^3 - 1)} \right)^{1/2}$$

$$d = 0,006 \text{ cm} = 0,055 \text{ mm}$$

La estructura hidráulica para las condiciones evaluadas presenta una adecuada capacidad de remover arenas muy finas, con eficiencias mayores que las dadas en las normas RAS.

#### 5.3.4.3 Desarenador Nuevo

La tercer estructura de desarenación, de construcción más reciente y que se encuentra fuera de servicio, está construida en concreto y localizada a continuación del desarenador antiguo y es alimentada por la tubería que viene del desarenador antiguo. Se encuentra localizada en las coordenadas 1.120.943 este y 958.837 norte a 1.053 msnm, en buen estado estructural de sus muros y tapas. Antes de la entrada a la estructura se encuentra una caja con dos válvulas, una que controla el paso de agua al desarenador y otra que controla el by pass para el paso directamente hacia el tanque de almacenamiento que se encuentra a orillas del Río San Marcos cuando se realiza mantenimiento. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de este desarenador se puede encontrar en el Anexo H.

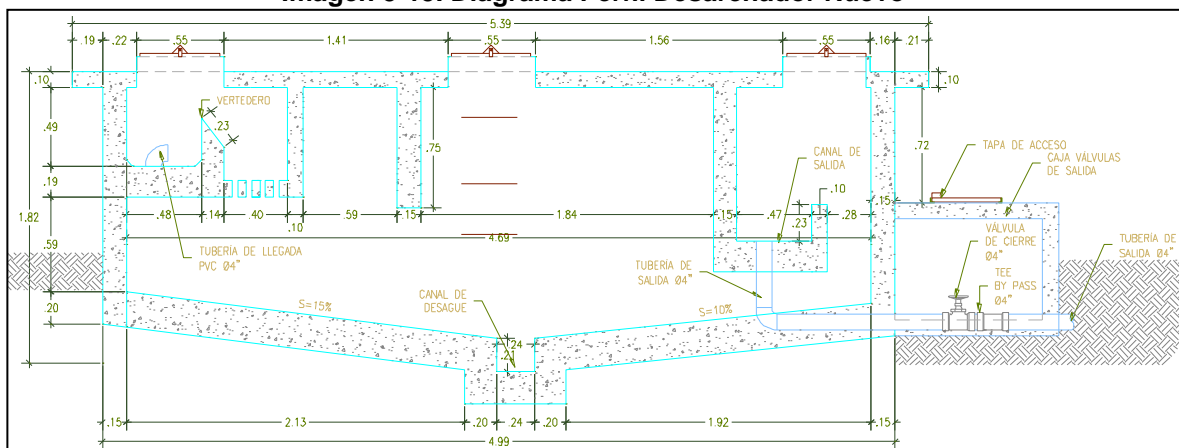
De allí, el agua pasa a la zona de entrada, la cual tiene un vertedero frontal que da paso a una pantalla deflectora ubicada en posición horizontal con 36 orificios para distribución del caudal, en esta misma cámara se encuentra el vertedero de excesos. En la zona de decantación se encuentra una tolva con pendientes en el piso del 10% y el 15% que desembocan en un canal central de 0,15 m de ancho conectado a una tubería de 3" para desagüe. La zona de salida la compone un vertedero frontal conectado a una tubería que lleva el agua hacia una caja con una válvula para cerrar la salida del líquido hacia la conducción. Actualmente esta estructura no es usada. La estructura cuenta en su parte superior con 4 tapas metálicas cuadradas que permiten el mantenimiento del desarenador. Las dimensiones libres del desarenador son las siguientes:

**Imagen 5-14. Desarenador Nuevo en Desuso**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 5-15. Diagrama Perfil Desarenador Nuevo**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Largo = 3,45 m

Ancho = 1,15 m

Revisado el levantamiento de la estructura, se observa que el canal de salida no se construyó en forma adecuada, quedando a un nivel muy bajo, cerca del fondo de la estructura, lo que no permite el funcionamiento adecuado de la estructura. En las condiciones en que está construido el desarenador, el flujo de agua no puede hidráulicamente pasar desde el desarenador nuevo al antiguo, por no existir una cabeza hidráulica suficiente para permitir el paso del agua. Y si se conectara el flujo del desarenador viejo al nuevo como está construido en la actualidad, no existiría cabeza hidráulica suficiente para que el agua llegue al tanque de almacenamiento de agua localizado a orillas del río San Marcos. Debido a lo anterior, se requiere modificar la estructura de salida del agua para poder realizar las conexiones hidráulicas en forma adecuada.

### 5.3.5 Aducción del Agua Cruda

#### 5.3.5.1 Aducción Desarenador en Bocatoma al Desarenador Antiguo

La línea de aducción de la bocatoma del río San Marcos al desarenador antiguo tiene una longitud de 238,71 metros en tubería de PVC de 4" de diámetro y se encuentra en buen estado, pero presenta tramos superficiales que la hacen muy vulnerable a roturas y golpes. La información topográfica de la línea es la siguiente:

**Imagen 5-16. Tubería Aducción desde Bocatoma al Desarenador Antiguo**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Cota nivel agua salida desarenador captación = 1.055,03 msnm

Cota nivel agua en el desarenador antiguo = 1.052,63 msnm

Carga hidráulica disponible = 1.055,03 m – 1.052,63 m = 2,40 m

Longitud = 238,71 m

Pendiente Hidráulica disponible = 2,40 m / 238,71 m = 0,0101 m/m

Coeficiente de Rugosidad de Manning = 0,010 (para tubería de PVC)

Diámetro de la Tubería = 4" = 0,1016 m

Considerando un caudal de 8,0 L/s y usando la ecuación de Hazen Williams para el cálculo de las pérdidas en las tuberías, se tiene:

$$Q = 0.2785 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54}$$

En donde:

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

C = Coeficiente de rugosidad

D = Diámetro de la tubería, en m

J = Pendiente hidráulica, en m/m

Las pérdidas (hf) en cada tramo, se calculan como:

**Tabla 5-7. Evaluación Hidráulica Aducción desde Bocatoma al Desarenador Antiguo**

TRAMO	D (")	C	D (m)	A (m <sup>2</sup> )	J (m/m)	L (m)	hf <sub>1</sub>	hf <sub>2</sub>	hf <sub>total</sub>
1	4	150	0,1016	0,0081	0,00895	238,71	2,14	0,21	2,35

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

$$hf: J \times L$$

$$h_f = 0,00895 \times 238,71 + 0,00895 \times 238,71 \times 0,10 = 2,35 \text{ m}$$

(incluye 10% de longitud equivalente por pérdidas secundarias)

De acuerdo con las pérdidas de carga obtenidas, se establece que la capacidad de la línea de aducción entre la bocatoma y el desarenador antiguo es de 8,0 L/s, el cual es un valor superior a la demanda de agua de los años 2013 y 2039.

La capacidad hidráulica calculada anteriormente, puede ser mayor dependiendo de los niveles de agua en la estructura de captación.

### 5.3.5.2 Aducción Desarenador Antiguo al Tanque de Almacenamiento 1

Del desarenador antiguo sale una tubería de 4" en PVC que conecta esta estructura con el tanque de almacenamiento localizado a orillas del río San Marcos. La información topográfica de la línea es la siguiente:

$$\text{Cota nivel agua salida desarenador} = 1.052,63 \text{ msnm}$$



Cota nivel agua tanque almacenamiento = 1.052,25 msnm

Carga hidráulica disponible = 1.055,63 m – 1.052,25 m = 0,38 m

Longitud = 21,75 m

Pendiente Hidráulica Disponible = 0,38 m / 21,75 m = 0,01747 m/m

Coefficiente de Rugosidad de Manning = 0,010 (para tubería de PVC)

Diámetro de la Tubería = 4" = 0,1016 m

De acuerdo con la pendiente hidráulica disponible y considerando una tubería de 4" de diámetro, la capacidad de la tubería de conducción será:

$$Q = 0,312 \cdot D^{8/3} \cdot S^{0.5} / n$$

En donde,

Q: Caudal, en m<sup>3</sup>/s

D: Diámetro de la tubería

S: Pendiente hidráulica, en m/m

n: coeficiente de rugosidad de Manning

$$Q = 0,312 \times (0,1016)^{8/3} \times 0,01747^{0.5} / 0,010 = 0,00927 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 9,27 \text{ L/s}$$

La velocidad a sección plena será:

$$V = Q / A$$

$$A = 3,1416 \times 0,1016^2 / 4 = 0,008107 \text{ m}^2$$

$$V = 0,00927 / 0,008107 = 1,14 \text{ m/s}$$

Para las pérdidas secundarias se tendrán en cuenta las pérdidas por entrada, por válvula de compuerta abierta y las pérdidas por creación de velocidad, en estas condiciones se tienen:

$$\begin{aligned} \text{Pérdidas por entrada} &= h_f = 0,5 \cdot V^2/2g \\ \text{Pérdidas válvula compuerta abierta} &= h_f = 0,2 \cdot V^2/2g \\ \text{Pérdidas por creación de velocidad} &= h_f = \underline{1,0 \cdot V^2/2g} \\ \text{Pérdidas secundarias} &= h_f = 1,7 \cdot V^2/2g \end{aligned}$$

$$\text{Carga hidráulica disponible} = 0,38 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas secundarias} = 1,7 \times 1,14^2 / 19,62 = 0,11 \text{ m}$$

$$\text{Carga disponible para pérdidas por fricción} = 0,38 - 0,11 = 0,27 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente hidráulica disponible} = 0,27 / 21,75 = 0,012264 \text{ m/m}$$

De acuerdo con la pendiente hidráulica disponible y considerando una tubería PVC de 4" de diámetro, la capacidad de la tubería de conducción será:

$$Q = 0,312 \cdot D^{8/3} \cdot S^{0.5} / n$$

En donde,

Q: Caudal, en m<sup>3</sup>/s

D: Diámetro de la tubería

S: Pendiente hidráulica, en m/m

n: coeficiente de rugosidad de Manning

$$Q = 0,312 \times (0,1016)^{8/3} \times 0,012264^{0.5} / 0,010 = 0,0077 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 7,7 \text{ L/s}$$

La velocidad a sección plena será:

$$V = Q / A$$

$$A = 3,1416 \times 0,1016^2 / 4 = 0,008107 \text{ m}^2$$

$$V = 0,0077 / 0,008107 = 0,96 \text{ m/s}$$

Después de varias iteraciones se tiene:

$$\text{Velocidad real del agua} = 1,0 \text{ m/s}$$

$$\text{Pérdidas secundarias} = 1,7 \times 1,0^2 / 19,62 = 0,087 \text{ m}$$

$$\text{Carga hidráulica disponible} = 0,38 - 0,087 = 0,293 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente hidráulica} = 0,293 / 21,75 = 0,01346 \text{ m/m}$$

De acuerdo con la pendiente hidráulica disponible y considerando una tubería de PVC de 4" de diámetro, la capacidad de la tubería de conducción será:

$$Q = 0,312 \cdot D^{8/3} \cdot S^{0.5} / n$$

En donde:

Q: Caudal, en m<sup>3</sup>/s

D: Diámetro de la tubería

S: Pendiente hidráulica, en m/m

n: coeficiente de rugosidad de Manning

$$Q = 0,312 \times (0,1016)^{8/3} \times 0,01346^{0.5} / 0,010 = 0,0081 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 8,1 \text{ L/s}$$

La velocidad a sección plena será:

$$V = Q / A$$

$$A = 3,1416 \times 0,1016^2 / 4 = 0,008107 \text{ m}^2$$

$$V = 0,0081 / 0,008107 = 1,0 \text{ m/s}$$

La línea de aducción tiene capacidad de transportar un caudal de 8,1 L/s con velocidad de 1,0 m/s. De acuerdo con lo planteado en el numeral 5.1.3.2, la línea de aducción debe tener capacidades para transportar los siguientes caudales:

$$Q_{d \text{ año } 2013} = 6,93 + 0,05 \times 5,33 + 0,05 \times 5,33 = 7,46 \text{ L/s}$$

$$Q_{d \text{ año } 2039} = 2,16 + 0,05 \times 1,66 + 0,05 \times 1,66 = 2,3 \text{ L/s}$$

La capacidad de conducción de la línea supera los caudales de diseño requeridos tanto para el año 2013 como para el año 2039.

### 5.3.5.3 Aducción Tanque 1 al Tanque Principal de Almacenamiento

La línea de aducción del Tanque de almacenamiento localizado a orillas del río San Marcos al tanque de almacenamiento principal ubicado en la Hacienda La Granada tiene una longitud de 6.617,87 metros en tuberías de PVC de 4" y 3" de diámetro. La información topográfica de la línea es la siguiente:

$$\text{Cota nivel agua tanque 1} = 1.052,25 \text{ msnm}$$

$$\text{Cota nivel agua Tanque de Almacenamiento Principal} = 1.009,41 \text{ msnm}$$

$$\text{Carga Hidráulica Disponible} = 1.052,25 \text{ m} - 1.009,41 \text{ m} = 42,84 \text{ m}$$

$$\text{Longitud Total} = 6.602,04 \text{ m}$$

Longitud en Diámetro de 4" = 5.992,21 m

Longitud en Diámetro de 3" = 609,83 m

Pendiente Hidráulica Disponible = 42,84 m / 6.602,04 m = 0,0065m/m

Considerando un caudal de 5,7 L/s y usando la ecuación de Hazen Williams para el cálculo de las pérdidas en las tuberías, se tiene:

$$Q = 0.2785 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54}$$

En donde:

Q : caudal en m<sup>3</sup>/s

C: coeficiente de rugosidad

D: Diámetro de la tubería, en m

J: Pendiente hidráulica, en m/m

Las pérdidas (hf) en cada tramo, se calculan como:

**Tabla 5-8. Evaluación Hidráulica Aducción al Tanque Principal**

TRAMO	D (")	C	D (m)	A (m <sup>2</sup> )	J (m/m)	L (m)	hf <sub>1</sub>	hf <sub>2</sub>	hf <sub>total</sub>
1	4	150	0,1016	0,0081	0,00478	5.992,21	28,64	0,86	29,49
2	3	150	0,0762	0,0046	0,0194	609,83	11,83	0,35	12,19
TOTAL						238,71	40,47	1,21	41,68

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

$$hf: J \cdot L$$

Para la tubería de 4" se tiene:

$$h_f = 0,00478 \times 5.992,21 + 0,00478 \times 5.992,21 \times 0,03 = 29,49 \text{ m}$$

(incluye 3% de longitud equivalente por pérdidas secundarias)

Para la tubería de 3" se tiene:

$$h_f = 0,01940 \times 5.992,21 + 0,01940 \times 5.992,21 \times 0,03 = 12,19 \text{ m}$$

(incluye 3% de longitud equivalente por pérdidas secundarias)

De acuerdo con las pérdidas de carga obtenidas, se establece que la capacidad de la línea de aducción entre el tanque de almacenamiento en orillas del río San Marcos y el Tanque de Almacenamiento en la hacienda La Granada es de 5,7 L/s, esta demanda es mayor que la requerida al año 2039.

### 5.3.6 Almacenamiento de Agua

El sistema de acueducto del corregimiento de Paila Arriba cuenta con tres tanques de almacenamiento con una capacidad total de 293 m<sup>3</sup>. El primer tanque de almacenamiento se encuentra localizado cerca de la captación a orillas del río San Marcos, en las coordenadas 1.120,911 este y 958.844 norte a 1.052 msnm, es un tanque semienterrado construido en concreto con dimensiones 7,22 m de ancho, 7,22 m de largo, 1,69 m de profundidad y una capacidad de 88,1 m<sup>3</sup>.

El tanque se encuentra en buen estado físico de sus muros y losas, sin embargo, al ubicarse por debajo de la cota de inundación del río San Marcos, es imposible su operación pues no cuenta con desagüe y no puede vaciarse para realizar mantenimiento por lo que actualmente se encuentra en desuso. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de este tanque se puede encontrar en el Anexo D.

**Imagen 5-17. Tanque de Almacenamiento Hacienda San Marcos**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

El segundo tanque de almacenamiento se encuentra localizado a aproximadamente 240 m de la captación auxiliar en la quebrada afluente del Río La Paila, en las coordenadas 1.114.975 este y 959.905 norte a 1.001 msnm, es un tanque semienterrado construido en mampostería con dimensiones 5,63 m de ancho, 5,54 m de largo, 1,70 m de profundidad y una capacidad de 53,0 m<sup>3</sup>.

La observación en campo de la estructura evidenció que físicamente presenta graves problemas estructurales y de permeabilidad, manifestados en filtraciones abundantes de agua. Esta situación provoca además problemas de erosión e inestabilidad del terreno en la zona. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de este tanque se puede encontrar en el Anexo E.

El tercer tanque de almacenamiento se encuentra localizado a aproximadamente 6 Km de la bocatoma principal en el río San Marcos en la Hacienda La Granada cerca al extremo occidental de la vía principal del corregimiento, en las coordenadas 1.114.828 este y

960.700 norte a 1.010 msnm, es un tanque semienterrado construido en concreto de dos módulos.

**Imagen 5-18. Tanque de Almacenamiento Captación Auxiliar**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

El primer módulo tiene como dimensiones 5,60 m de ancho, 5,60 m de largo, 2,37 m de profundidad y una capacidad de 74,3 m<sup>3</sup>. El segundo módulo tiene como dimensiones 5,60 m de ancho, 5,82 m de largo, 2,37 m de profundidad y una capacidad de 77,2 m<sup>3</sup>. La estructura se encuentra en condiciones físicas buenas, sin embargo se evidencia deterioro en la pintura y algunas fracturas y fugas muy pequeñas. El plano con la vista en planta, perfiles y detalles de este tanque se puede encontrar en el Anexo F.

**Imagen 5-19. Tanque de Almacenamiento Hacienda La Granada**

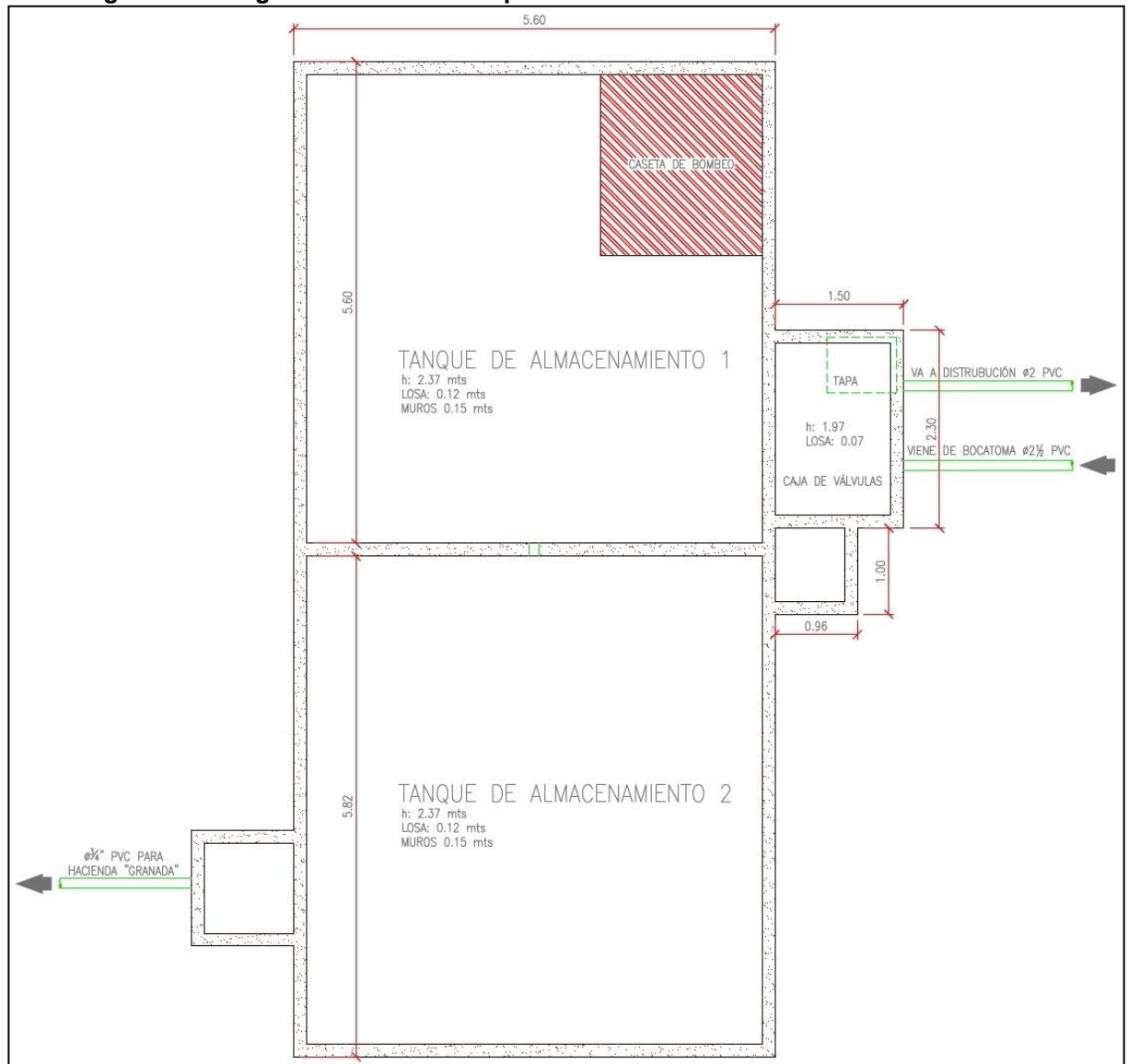


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

De acuerdo con el título B.9.4.6 del Reglamento Técnico del Sector Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, el volumen de almacenamiento requerido por un acueducto de un sistema con nivel bajo de complejidad, debe ser igual al volumen de regulación establecido en los literales B.9.4.4. Esta capacidad, según el numeral B.9.4.4 si no existen datos que describan las curvas de variación del consumo horario, será igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo

consumo. Para el caso del acueducto del corregimiento de Paila Arriba no se tienen en cuenta tiempos de discontinuidad en el suministro de energía, dado que el funcionamiento del sistema es hidráulico y a gravedad.

**Imagen 5-20. Diagrama en Planta Tanque de Almacenamiento Hacienda La Granada**



Fuente: Programa de Abastecimiento de Agua Rural, 2004

Teniendo en cuenta las capacidades de los tanques mostradas anteriormente, el volumen total de almacenamiento disponible en el sistema es de 292,7 m<sup>3</sup>. Sin embargo, teniendo en cuenta que el tanque ubicado en la línea de abastecimiento de la bocatoma auxiliar es usado solo como inyección adicional de agua cuando hay problemas en la línea de abastecimiento principal, y el mal estado estructural que este presenta, no se tendrá en cuenta su capacidad para la evaluación del componente almacenamiento. Por esta razón la capacidad considerada para el sistema es solo la suma de los tanques de San Marcos

y La Granada, es decir, 239,7 m<sup>3</sup>. Para esta capacidad de almacenamiento el caudal máximo diario, considerando una capacidad de regulación de 1/3 de la demanda, está dado por:

$$\text{Caudal Máximo Diario} = 239,7 \text{ m}^3 \times 3 \times \frac{1,000 \text{ L}}{\text{m}^3} \times \frac{1 \text{ día}}{86,400 \text{ s}} = 8,32 \text{ L/s}$$

Si tenemos en cuenta que el tanque de almacenamiento localizado cerca de la captación, presenta problemas hidráulicos en su operación, dado que no se puede desaguar ya que se construyó muy cerca al río y si tenemos en cuenta que está muy distante de la población, no se tendrá en cuenta su capacidad para calcular la oferta de este componente. En estas condiciones, sólo se considera el tanque de almacenamiento localizado en la finca La Granada con capacidad de 151,6 m<sup>3</sup>. Para esta capacidad de almacenamiento el caudal máximo diario, considerando una capacidad de regulación de 1/3 de la demanda, está dado por:

$$\text{Caudal Máximo Diario} = 151,6 \text{ m}^3 \times 3 \times \frac{1,000 \text{ L}}{\text{m}^3} \times \frac{1 \text{ día}}{86,400 \text{ s}} = 5,26 \text{ L/s}$$

Teniendo en cuenta estas consideraciones las necesidades de almacenamiento del sistema a lo largo del período de diseño son las siguientes:

**Tabla 5-9. Necesidades de Almacenamiento Sistema de Acueducto de Paila Arriba**

NECESIDADES DE ALMACENAMIENTO			
AÑO	Q MÁXIMO DIARIO (L/s)	REQUERIDO (m <sup>3</sup> )	DÉFICIT (m <sup>3</sup> )
2013	6,93	199,6	48,0
2014	7,00	201,6	50,0
2019	1,77	51,1	-100,5
2024	1,86	53,7	-97,9
2029	1,96	56,4	-95,2
2034	2,06	59,3	-92,3
2039	2,16	62,3	-89,3

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Considerando las demandas de agua actuales de la población, se presentarían déficits de almacenamiento para los años 2013 y 2014, años en los cuales por los niveles de consumos y pérdidas de agua, se presentan demandas de agua altas de la población. En los demás años del período de diseño, no se presentan déficits de almacenamiento de agua. La capacidad instalada supera el doble de la requerida para las condiciones de la demanda de agua del año 2039.

### 5.3.7 Desinfección

La desinfección de agua en el sistema de acueducto puede realizarse actualmente en una caseta ubicada sobre el tanque de almacenamiento ubicado en la Hacienda La Granada,



Es esta se encuentra un tanque con capacidad de 500 L de hipoclorito de sodio. Por comunicación directa con el fontanero encargado del sistema se estableció que a nivel operativo no está definida la dosificación del desinfectante ni su frecuencia de aplicación. Cabe resaltar que en la actualidad este proceso no se lleva a cabo en el sistema, es decir, no se tiene ningún tipo de tratamiento del agua actualmente.

**Imagen 5-21. Tanque de Cloración Hacienda La Granada**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.8 Válvulas, Hidrantes y Accesorios

A continuación se presenta el inventario de válvulas, hidrantes y accesorios presentes en la red del sistema de acueducto del corregimiento de Paila Arriba.

**Tabla 5-10. Válvulas Sistema de Acueducto Corregimiento Paila Arriba**

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	TIPO	UBICACIÓN
VAL 1	958.832,37	1.120.950,98	1.053,60	Corte	Desarenador 1 y 2
VAL 2	958.832,30	1.120.951,12	1.053,45	Corte	Desarenador 1 y 2
VAL 3	958.838,70	1.120.938,81	1.052,82	Corte	Desarenador 1 y 2
VAL 4	958.838,65	1.120.941,96	1.052,96	Corte	Desarenador 2
VAL 5	958.843,20	1.120.914,99	1.052,53	Corte	Tanque 1
VAL 6	958.843,19	1.120.915,03	1.052,54	Corte	Tanque 1
VAL 6A	958.845,11	1.120.906,86	1.052,08	Corte	Tanque 1
VAL 7	958.845,09	1.120.906,94	1.052,08	Corte	Tanque 1
VAL 8	959.902,53	1.114.972,04	1.001,79	Corte	Tanque 2
VAL 9	959.905,13	1.114.974,75	1.000,73	Corte	Tanque 2
VAL 10	959.902,70	1.114.974,83	1.000,76	Corte	Tanque 2
VAL 11	960.078,88	1.115.123,04	995,44	Corte	Calle Larga
VAL 12	960.233,75	1.115.355,46	983,55	Corte	Calle Larga
VAL 13	960.231,01	1.115.354,04	983,54	Corte	Vía a Galicia

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	TIPO	UBICACIÓN
VAL 14	960.237,34	1.115.359,81	983,48	Corte	Vía Principal
VAL 15	960.271,19	1.115.401,38	984,25	Purga	Calle Larga
VAL 16	960.354,03	1.115.434,23	983,51	Corte	Entrada al Jardín
VAL 17	960.354,96	1.115.434,32	983,55	Corte	Entrada al Jardín
VAL 18	960.673,79	1.115.408,54	982,32	Corte	Vía Principal con Calle Larga
VAL 19	960.679,26	1.115.417,71	982,59	Corte	Vía Principal con Calle Larga
VAL 20	960.679,62	1.115.416,98	982,62	Corte	Vía Principal con Calle Larga
VAL 21	960.658,54	1.115.211,99	983,37	Corte	Vía Principal
VAL 22	960.667,84	1.115.189,99	981,34	Corte	Vía Principal al lado del Puente
VAL 23	960.665,98	1.115.173,03	981,22	Purga	Vía Principal al lado del Puente
VAL 24	960.666,04	1.115.174,13	981,24	Corte	Vía Principal al lado del Puente
VAL 25	960.702,55	1.114.832,16	1.008,98	Corte	Tanque 3
VAL 26	960.702,72	1.114.832,16	1.009,02	Corte	Tanque 3
VAL 27	960.702,92	1.114.832,16	1.009,08	Corte	Tanque 3
VAL 28	960.703,12	1.114.832,16	1.009,13	Corte	Tanque 3
VAL 29	960.692,39	1.114.827,12	1.009,08	Corte	Tanque 3
VAL 30	960.695,40	1.114.824,80	1.009,54	Corte	Tanque 3
VAL 31	960.698,30	1.114.825,07	1.008,04	Corte	Tanque 3
VAL 32	960.702,40	1.114.830,76	1.009,80	Corte	Tanque 3

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 5-11. Hidrantes Sistema de Acueducto Corregimiento Paila Arriba**

LOCALIZACIÓN	FOTOGRAFÍA	ESTADO	COORDENADA NORTE	COORDENADA ESTE
Calle Principal		Bueno. Requiere Mantenimiento Preventivo	960.237,34	1.115.359,81
Calle Principal		Bueno. Requiere Mantenimiento Preventivo	960.658,54	1.115.211,99

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 5-12. Accesorios Sistema de Acueducto Corregimiento Paila Arriba**

NORTE	ESTE	Ø	CODO 11,25°	CODO 22,50°	CODO 45°	CODO 90°	TEE	TOTAL	MATERIAL
958.832,3	1.120.951,1	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
958.836,7	1.120.942,6	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.356,6	1.119.449,7	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
959.350,8	1.119.437,3	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
959.364,1	1.119.392,3	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.365,4	1.119.381,5	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.405,4	1.119.322,6	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.408,4	1.119.269,4	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
958.862,2	1.120.855,9	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.556,6	1.118.890,1	4"	0	1	1	0	1	3	PVC
959.807,0	1.118.242,6	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.814,4	1.118.218,1	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.819,5	1.118.208,4	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.878,1	1.120.843,9	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.861,7	1.118.099,7	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.896,9	1.117.983,7	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.925,2	1.117.951,0	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.941,2	1.117.913,7	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.970,1	1.117.810,1	4"	0	0	0	1	0	1	PVC
959.977,2	1.117.811,3	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
958.912,3	1.120.828,1	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
959.998,8	1.117.786,4	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.059,6	1.117.591,5	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.062,5	1.117.568,2	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.128,7	1.117.421,4	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.916,9	1.120.818,2	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.186,0	1.117.267,1	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.185,6	1.117.263,4	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.257,9	1.117.065,9	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.262,7	1.117.057,1	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.924,1	1.120.810,1	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.355,1	1.116.816,1	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.355,5	1.116.815,8	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.356,4	1.116.813,7	4"	1	0	1	0	0	2	PVC

NORTE	ESTE	Ø	CODO 11,25°	CODO 22,50°	CODO 45°	CODO 90°	TEE	TOTAL	MATERIAL
960.356,9	1.116.813,6	4"	0	1	1	0	0	2	PVC
960.501,1	1.116.447,1	4"	1	1	0	0	1	3	PVC
960.517,2	1.116.396,2	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.542,1	1.116.213,8	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.542,1	1.116.210,2	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.542,9	1.116.207,6	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.573,8	1.115.997,0	4"	0	1	0	0	2	3	PVC
958.936,9	1.120.768,7	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.638,7	1.115.563,0	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.646,0	1.115.556,6	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.652,3	1.115.548,5	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.941,9	1.120.760,7	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.654,6	1.115.546,4	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.658,4	1.115.530,1	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.655,4	1.115.526,0	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.679,6	1.115.417,0	4"	0	0	0	0	1	1	PVC
958.711,6	1.121.005,4	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.671,4	1.115.310,0	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.659,3	1.115.186,1	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.664,5	1.115.178,7	3"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.665,5	1.115.178,4	3"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.665,0	1.115.173,0	3"	1	1	1	0	0	3	PVC
960.674,3	1.115.012,7	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.688,4	1.114.913,0	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.943,7	1.120.758,9	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.541,6	1.118.687,4	1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.618,9	1.116.413,5	3/4"	0	1	0	0	0	1	PE
960.631,3	1.116.414,1	3/4"	1	0	0	0	0	1	PE
960.640,3	1.116.413,5	3/4"	1	0	1	0	0	2	PVC
960.538,4	1.115.989,6	1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.507,3	1.115.989,8	1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.354,0	1.115.434,2	3"	1	0	0	0	1	2	PVC
960.332,6	1.115.434,2	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.320,8	1.115.432,5	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.295,3	1.115.424,4	3"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.233,8	1.115.355,5	3"	0	2	2	0	1	5	PVC

NORTE	ESTE	Ø	CODO 11,25°	CODO 22,50°	CODO 45°	CODO 90°	TEE	TOTAL	MATERIAL
960.230,4	1.115.343,1	1/2"	1	2	0	0	1	4	PVC
960.215,7	1.115.331,1	2 1/2"	0	1	0	1	0	2	PVC
960.187,2	1.115.293,3	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.178,8	1.115.286,5	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.955,9	1.120.753,3	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.156,6	1.115.272,2	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.126,7	1.115.250,2	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.117,2	1.115.238,9	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.110,9	1.115.221,0	2 1/2"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.105,7	1.115.193,3	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.098,0	1.115.170,3	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.959,2	1.120.743,2	4"	1	1	1	0	0	3	PVC
960.080,8	1.115.128,2	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.068,0	1.115.074,0	2 1/2"	2	1	1	0	2	6	PVC
960.068,0	1.115.074,0	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.066,2	1.115.063,4	2 1/2"	1	1	0	1	0	3	PVC
960.062,7	1.115.054,1	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.048,8	1.115.026,5	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.041,1	1.115.020,2	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.980,2	1.120.746,8	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
960.033,7	1.115.016,3	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.026,5	1.115.014,6	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.948,9	1.114.990,8	2 1/2"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.936,7	1.114.984,1	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.991,5	1.120.733,3	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.220,0	1.115.352,2	2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.084,6	1.115.345,1	2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.021,6	1.115.348,2	2"	1	1	0	0	0	2	PVC
958.991,8	1.120.733,2	4"	0	0	0	1	0	1	PVC
959.994,7	1.115.026,5	2"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.924,4	1.114.995,4	2"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.905,2	1.114.974,7	2"	1	0	0	0	0	1	PE
960.076,6	1.115.067,2	1 1/2"	1	0	0	0	0	1	PE
958.985,6	1.120.715,1	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.701,2	1.114.836,9	1"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.697,3	1.114.871,7	3"	0	0	0	1	0	1	PVC

NORTE	ESTE	Ø	CODO 11,25°	CODO 22,50°	CODO 45°	CODO 90°	TEE	TOTAL	MATERIAL
960.675,3	1.115.012,6	3"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.667,6	1.115.188,0	2 1/2"	0	0	0	0	1	1	PVC
960.657,6	1.115.189,5	2 1/2"	0	0	0	1	1	2	PVC
958.751,4	1.120.981,6	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
958.986,7	1.120.708,7	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
960.676,5	1.115.355,9	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.677,9	1.115.406,7	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.677,6	1.115.408,3	2 1/2"	1	1	1	0	0	3	PVC
960.661,2	1.115.410,9	2 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.976,5	1.120.696,7	4"	1	1	1	0	0	3	PVC
960.337,4	1.115.430,2	2 1/2"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.309,3	1.115.423,0	2 1/2"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.692,3	1.114.831,7	1"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.696,4	1.114.798,1	1"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.989,1	1.120.678,1	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
960.696,9	1.114.760,7	1"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.675,3	1.114.665,7	1"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.384,7	1.115.380,4	1 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.395,8	1.115.358,1	1 1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.694,0	1.114.836,1	1"	1	1	0	0	0	2	PVC
960.656,7	1.114.847,2	1"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.608,5	1.114.844,1	1"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.605,8	1.114.843,1	1"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.984,4	1.120.664,6	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.589,3	1.114.840,2	1"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.606,1	1.114.841,0	1/2"	0	1	1	1	0	3	PVC
960.678,9	1.114.503,0	1/2"	0	1	0	0	0	1	HG
958.979,5	1.120.655,7	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
960.713,6	1.114.764,0	1"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.714,4	1.114.752,5	1"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.714,3	1.114.712,3	1"	1	0	0	0	0	1	HG
960.700,5	1.114.673,5	3/4"	1	0	0	0	0	1	HG
960.706,9	1.114.850,4	3/4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.739,5	1.114.931,7	3/4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.746,3	1.114.944,1	3/4"	1	0	0	0	0	1	PVC
960.842,4	1.115.183,4	3/4"	0	1	0	0	0	1	PVC

NORTE	ESTE	Ø	CODO 11,25°	CODO 22,50°	CODO 45°	CODO 90°	TEE	TOTAL	MATERIAL
958.982,2	1.120.646,6	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.844,6	1.115.211,6	3/4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.869,2	1.115.285,0	3/4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.989,5	1.120.636,7	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
960.694,2	1.115.468,7	1/2"	1	0	0	0	0	1	HG
960.693,5	1.115.475,9	1/2"	0	1	0	0	0	1	HG
960.709,7	1.115.496,2	1/2"	0	0	1	0	0	1	HG
960.715,8	1.115.507,5	1/2"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.996,2	1.120.632,4	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.763,3	1.120.978,8	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.002,1	1.120.626,3	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.052,4	1.120.593,3	4"	1	1	0	1	0	3	PVC
959.037,2	1.120.584,0	4"	1	1	1	0	0	3	PVC
958.769,5	1.120.976,0	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.053,2	1.120.542,4	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.053,9	1.120.491,5	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.061,6	1.120.448,7	4"	0	1	1	0	0	2	PVC
958.989,0	1.120.401,2	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
958.989,1	1.120.349,0	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.981,7	1.120.321,7	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.981,0	1.120.320,0	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
958.968,4	1.120.307,8	4"	0	1	1	1	0	3	PVC
958.982,6	1.120.312,2	4"	0	0	0	1	0	1	PVC
958.796,9	1.120.972,2	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
959.012,3	1.120.216,4	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.039,3	1.120.187,5	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.047,0	1.120.183,3	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.056,6	1.120.176,5	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.073,2	1.120.160,2	4"	1	0	1	0	0	2	PVC
959.093,6	1.120.164,8	4"	0	0	0	1	0	1	PVC
959.097,7	1.120.152,7	4"	0	0	1	0	0	1	PVC
959.102,3	1.120.150,8	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
958.797,2	1.120.971,9	4"	0	1	0	0	0	1	PVC
959.109,8	1.120.140,8	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.118,0	1.120.132,3	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.138,4	1.119.999,1	4"	1	0	0	0	0	1	PVC

NORTE	ESTE	Ø	CODO 11,25°	CODO 22,50°	CODO 45°	CODO 90°	TEE	TOTAL	MATERIAL
959.153,1	1.119.952,6	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.160,8	1.119.905,2	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.168,1	1.119.885,1	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
958.822,1	1.120.958,7	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.173,2	1.119.875,5	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.274,6	1.119.592,4	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.299,9	1.119.569,9	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.306,9	1.119.560,4	4"	1	1	0	0	0	2	PVC
959.310,3	1.119.524,8	4"	1	0	0	0	0	1	PVC
959.315,3	1.119.511,2	4"	1	0	0	0	0	1	PVC

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.9 Redes de Distribución

#### 5.3.9.1 Software de Modelación

Con el propósito de construir un modelo de buena calidad, se consideró la información de las redes de distribución suministrada por el Programa de Abastecimiento de Agua Rural (Gobernación del Valle del Cauca, CVC, Federación Nacional de Cafeteros y Alcaldía de Bugalagrande, 2004 y 2007), complementada mediante topografía levantada en campo, de forma que se integró y actualizó la información de las redes. Se debe tener en cuenta que el modelo generado constituye una red consolidada de la información contenida en las fuentes, la cual fue ajustada de acuerdo con el levantamiento topográfico. Aunque se logró un buen ajuste de la información se considera que las coordenadas de los nodos son aproximadas, esto debido a la dificultad para levantar los nodos, tener certeza de las profundidades y los lugares en los cuales se encuentran ubicadas las redes en los corredores actuales. El software de modelación empleado es el EPANET Versión 2.0 Build 2.00.12 de la Water Supply and Water Research Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, Ohio.

#### 5.3.9.2 Definición del Programa

EPANET es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad del agua en redes de distribución a presión. En general, una red consta de tuberías, nudos o conexiones entre tuberías, bombas, válvulas y tanques de almacenamiento o depósitos. EPANET determina el caudal que circula por cada una de las conducciones, la presión en cada uno de los nudos, el nivel de agua en cada tanque y la concentración de diferentes componentes químicos a través de la red durante un determinado periodo de simulación analizado en diferentes intervalos de tiempo. Además del conocimiento de la concentración de diferentes componentes



químicos, es posible determinar la edad de las tuberías, así como estudios de la procedencia del agua en cada punto de la red.

### 5.3.9.3 Capacidad de Simulación Hidráulica

Para la realización del modelo de calidad del agua es necesario disponer de un modelo hidráulico preciso y completo. EPANET es un motor de análisis hidráulico actual que incluye las siguientes características:

- No existe límite en el tamaño de la red que se desea analizar.
- Calcula las pérdidas por fricción en las conducciones mediante las expresiones de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning.
- Incluye pérdidas menores en conexiones tales como codos, acoplamientos, etc.
- Modeliza bombas funcionando tanto a velocidad de giro constante como a velocidades de giro variables.
- Calcula la energía consumida y el coste de bombeo de las estaciones.
- Modeliza diferentes tipos de válvulas, incluyendo válvulas de regulación, válvulas de retención, válvulas de aislamiento, válvulas reductoras de presión, válvulas de control de caudal, etc.
- Permite el almacenamiento de agua en tanques que presenten cualquier geometría (por ejemplo que la sección del tanque sea variable con la altura del mismo).
- Considera la posibilidad de establecer diferentes categorías de consumo en los Nudos, cada una de ellas con su propia curva de modulación.
- Modeliza consumos dependientes de la presión que salen al exterior del sistema a través de emisores (rociadores, aspersores).
- Puede determinar el funcionamiento del sistema simplemente con el nivel de agua en el tanque y controles de tiempo o utilizar un complicado sistema de regulación temporal.

### 5.3.9.4 Elementos del Sistema<sup>28</sup>

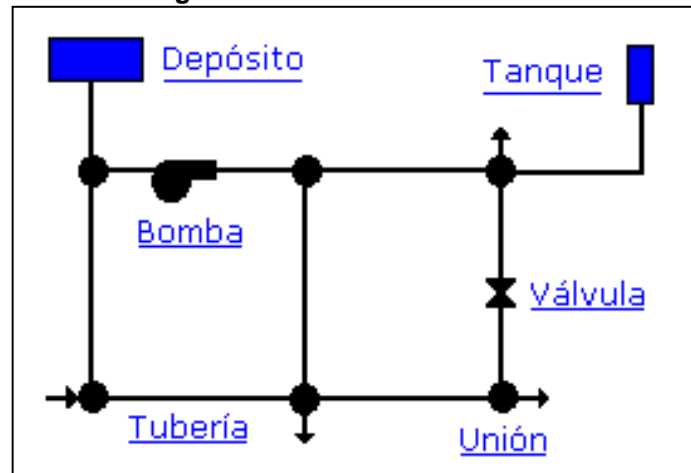
EPANET modeliza un sistema de distribución de agua cómo una serie de líneas conectadas a nudos. Las líneas representan tuberías, bombas y válvulas de control. Los

---

<sup>28</sup> Modificado de EPANET Version 2.0 Build 2.00.12 de la Water Supply and Water Research Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency. Cincinnati, Ohio

nudos representan conexiones, tanques y depósitos. La figura de abajo nos muestra cómo estos objetos pueden ser conectados para representar una red. Los parámetros de entrada al programa y su entorno se describen a continuación.

Imagen 5-22. Elementos de EPANET



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

- *Depósitos:*

Los depósitos son nudos que representan una fuente externa infinita o un sumidero para el sistema. Son utilizados para modelar lagos, ríos, acuíferos subterráneos y conexiones a otros sistemas. Los depósitos también pueden servir como fuente de calidad de agua. Las principales características de un depósito son su carga hidráulica o altura, que es igual a la altura por encima del nivel del mar si no se encuentra bajo presión. Ya que el depósito es un punto frontera de la red, su altura y calidad del agua no pueden verse afectadas por lo que ocurra en el resto del sistema. Por lo tanto no se ordenan características de salida. A pesar de todo, podemos hacer variar su altura con el tiempo si le asignamos un patrón de tiempo. Las propiedades de los depósitos son:

- ID Depósito: Etiqueta de identificación. Puede tener hasta 15 números o caracteres. No puede ser la misma que la etiqueta ID de otro Nudo.
- Coordenada X: Localización horizontal del depósito en el Plano, medida en las unidades del Plano.
- Coordenada Y: Localización vertical del depósito en el Plano, medida en las unidades del Plano.
- Descripción: Texto opcional donde escribir información significativa del depósito.
- Marca: Texto opcional (sin espacios en blanco) que se utiliza para asignar al depósito a una categoría, como una zona de presión.

- **Altura Total:** La altura hidráulica (elevación + presión) del agua en el depósito en pies (metros). Es una propiedad necesaria.
- **Patrón de Carga:** Etiqueta de ID del patrón de tiempos utilizada para modelar la variación de carga en el depósito con el tiempo. Ésta propiedad es útil si el depósito representa una conexión con otro sistema en el que varía la presión.
- **Calidad Inicial:** Nivel de calidad del agua en el depósito al iniciarse la simulación. Puede dejarse en blanco si no se va a realizar un análisis de calidad del agua o si el nivel es cero.
- **Fuente de Calidad:** Calidad del agua que entra en la red en éste punto, con el que puede especificar la calidad del agua entrante en la red en éste punto.
  
- *Tanques:*

Los tanques son nudos con capacidad de almacenamiento, donde el volumen de agua almacenada puede variar con el tiempo a lo largo de la simulación. Las características principales para los tanques son: cota del fondo, diámetro o geometría si no es cilíndrico, valores iniciales máximos y mínimos del nivel de agua y calidad del agua inicial. Los principales valores que se piden a lo largo del tiempo son altura de la superficie del agua, calidad del agua. Los tanques operan limitados por sus niveles máximos y mínimos. EPANET detiene el aporte de caudal si el nivel del tanque está al mínimo y detiene el consumo de caudal si el nivel del tanque se encuentra en su máximo. Los tanques también pueden servir como puntos fuente de calidad del agua. Las propiedades de los tanques son:

- **ID Tanque:** Etiqueta de identificación. Puede tener hasta 15 números o caracteres. No puede ser la misma que la etiqueta ID de otro nudo.
- **Coordenada X:** Localización horizontal del tanque en el plano, medida en las unidades del Plano.
- **Coordenada Y:** Localización vertical del tanque en el plano, medida en las unidades del plano.
- **Descripción:** Texto opcional donde escribir información significativa del tanque.
- **Marca:** Se utiliza para asignar el tanque a una categoría, como una zona de presión.
- **Elevación:** La elevación en pies (metros) del fondo del tanque respecto a una referencia.
- **Nivel Inicial:** Altura en pies (metros) del nivel de agua del tanque con respecto al fondo al inicio de la simulación.

- Nivel Mínimo: Altura mínima en pies (metros) de la superficie del agua desde el fondo que se ha de mantener. El tanque no suministrará por debajo de éste nivel mínimo. Es una propiedad necesaria.
- Nivel Máximo: Altura máxima en pies (metros) de la superficie del agua desde el fondo que se ha de mantener. Al tanque no se le permitirá superar éste nivel.
- Diámetro: Diámetro del tanque en pies (metros). Para tanques cilíndricos es el diámetro real. Para tanques cuadrados o rectangulares es el diámetro equivalente, igual a 1.128 veces la raíz cuadrada de la sección.
- Volumen Mínimo: Volumen de agua en el tanque cuando se encuentra a su nivel mínimo, en pies cúbicos (metros cúbicos). Muy útil para describir la geometría del fondo de tanques no cilíndricos de los que no conocemos la curva de volumen profundidad.
- Curva de Volumen: Etiqueta de ID de una curva utilizada para describir la relación entre el volumen del tanque y el nivel del agua. Si no se especifica un valor entonces el tanque se considera cilíndrico.
- Modelos de Mezclado: Tipo de mezclado que se produce en el tanque. Existen varios tipos de modelos como MIXED (mezclado completo), 2COMP (dos compartimentos), FIFO (el que primero entra, primero sale) y LIFO (los últimos serán los primeros).
- Fracción de Mezclado: Fracción del volumen total del tanque que se destina al compartimento de entrada/salida del modelo 2COMP. Se deja en blanco si el modelo de mezclado es otro.
- Coeficiente de Reacción: Coeficiente de reacción en el seno para las reacciones químicas en el tanque. Las unidades de tiempo son 1/días. Positivo para crecimiento de reacción y negativo en caso contrario. Dejar en blanco si el coeficiente de reacción Global en el Seno que se especifica en las opciones de reacción del proyecto se aplica.
- Calidad Inicial: Nivel de calidad del agua en el tanque al iniciarse la simulación. Puede dejarse en blanco si no se va a realizar un análisis de calidad del agua o si el nivel es cero.
- Fuente de Calidad: Calidad del agua que entra en la red en éste punto.
- *Conexiones:*

Las Conexiones son puntos en la red donde se unen las líneas o por donde entra o sale el agua de la red. La información básica que se requiere para las conexiones es: altura, normalmente sobre el nivel del mar, demanda de agua o régimen de evacuación desde la red y calidad del agua inicial. Los resultados que se obtienen de las conexiones son:

altura hidráulica o energía interna por unidad de masa del fluido, presión y calidad del agua. Las conexiones también pueden tener diferentes categorías de demanda asignadas, tener una demanda negativa indicando que el agua entra en la red, ser fuente de calidad del agua por donde los constituyentes entran en la red y contener emisores o aspersores haciendo que el caudal dependa de la presión. Las propiedades de las conexiones son:

- ID Conexión: Etiqueta de identificación. Puede tener hasta 15 números o caracteres.
- Coordenada X: Localización horizontal de la conexión en el Plano, medida en las unidades del Plano.
- Coordenada Y: Localización vertical de la conexión en el plano, medida en las unidades del Plano.
- Descripción: Texto opcional donde escribir información significativa de la conexión.
- Marca: Texto opcional (sin espacios en blanco) que se utiliza para asignar la conexión a una categoría, tal como una zona de presión.
- Elevación: La elevación en pies (metros) de la conexión respecto a una referencia. Se utiliza sólo para calcular la presión en la conexión.
- Demanda Base: La variación o la demanda nominal de agua es la categoría principal de consumo en la conexión, se mide en unidades de caudal. Un valor negativo significa una fuente externa de caudal en la conexión.
- Patrón de Demanda: Etiqueta de ID del patrón de tiempos utilizada para caracterizar la variación de demanda con el tiempo. El patrón nos da los factores que se aplican a la Demanda Base para determinar la demanda real en cada intervalo.
- Tipos de Demanda: Cuando el botón punteado es presionado aparece un Editor de Tipo de Demanda que le permitirá asignar demandas base y patrones de tiempo a los diferentes usuarios de la conexión.
- Coeficiente de Emisor: Coeficiente de descarga del Emisor (tobera o aspersor) situado en la conexión. El coeficiente representa el caudal (en unidades del caudal) que hay cuando la pérdida de carga es de 1 psi (o metro). En blanco o con valor 0 si no hay emisores.
- Calidad Inicial: Nivel de calidad del agua en la conexión al iniciarse la simulación.
- Fuente de Calidad: Cuando presiona el botón punteado aparecerá el Editor de Fuentes de Calidad en el que se puede especificar la calidad de cualquier entrada de agua en la red.

- *Tuberías:*

Las tuberías son líneas que llevan el agua de un punto de la red a otro. EPANET asume que todas las tuberías se encuentran completamente llenas en todo momento. La dirección de caudal va desde el final con la carga hidráulica mayor, energía interna por unidad de peso del agua, hacia el punto con menor carga hidráulica. Los parámetros hidráulicos más importantes para las tuberías son: diámetro, longitud, coeficiente de rugosidad y estado (abierta, cerrada o con una válvula). Los parámetros de estado de las tuberías son para implementar válvulas de corte o de control (válvulas de un sólo sentido). Las características de calidad del agua para las tuberías consisten en: coeficiente de reacción en el seno del flujo y coeficiente de reacción de pared. Los principales valores que podemos obtener son: caudal, velocidad, pérdidas, factor de fricción, variación de la velocidad de reacción y calidad del agua.

Las pérdidas de carga debido a la rugosidad de las paredes de la tubería pueden medirse utilizando tres métodos diferentes: método de Hazen-Williams, método de Darcy-Weisbach y método de Chezy-Manning. Las pérdidas menores causadas por la existencia de turbulencias en codos y conectores pueden contabilizarse asignando a la tubería un coeficiente de pérdidas menores. Las tuberías pueden abrirse o cerrarse en momentos predeterminados o cuando existan unas condiciones específicas, como por ejemplo cuando el nivel del tanque cae o llega a determinado punto, o cuando la presión en los nudos cae o llega a determinados valores con el uso de los controles. Las propiedades de las tuberías son:

- ID Tubería: Etiqueta de identificación. Puede tener hasta 15 números o caracteres.
- Nudo Inicio: La ID del Nudo donde empieza la tubería.
- Nudo Fin: La ID del Nudo donde termina la tubería. Es una propiedad necesaria.
- Descripción: Texto opcional donde escribir información significativa de la tubería.
- Marca: Texto opcional (sin espacios en blanco) que se utiliza para asignar la tubería a una categoría, tal vez en función de la edad o el material.
- Longitud: Longitud real de la tubería en pies (metros).
- Diámetro: Diámetro de la tubería en pulgadas (mm).
- Rugosidad: Coeficiente de rugosidad de la tubería. Es adimensional para Hazen-Williams y Chezy-Manning y tiene unidades de milipies (mm) para Darcy-Weisbach.
- Coeficiente de Pérdidas: Coeficiente adimensional de pérdidas menores asociado a codos, cambios de dirección, etc. En blanco se supone cero.
- Estado Inicial: Determina cuando la tubería se encuentra inicialmente abierta, cerrada o tiene una válvula reguladora. Si la válvula reguladora está especificada

entonces la dirección del caudal en la tubería siempre será desde el Nudo inicio al Nudo fin.

- Coeficiente de Reacción: Coeficiente de reacción en el seno de la tubería. Las unidades de tiempo son 1/días. Positivo para crecimiento de reacción y negativo en caso contrario.
- Coeficiente de Pared: Coeficiente de reacción en la pared de la tubería. Las unidades de tiempo son 1/días. Positivo para crecimiento de reacción y negativo en caso contrario.

### 5.3.9.5 Opciones de Análisis Hidráulico

Las opciones hidráulicas controlan cómo se llevan a cabo los cálculos hidráulicos. Consisten en las siguientes opciones

- *Unidades de Caudal:* Unidades en las que se expresan las demandas nodales y el caudal en los elementos, es decir, litros por segundo.
- *Ecuación de Pérdidas:* Ecuación utilizada para calcular las pérdidas en función del caudal en las tuberías. Las elecciones son:
- Hazen-Williams

$$H_L = 4,727 L \left( \frac{Q^{1,852}}{C^{1,852} d^{4,871}} \right)$$

En donde:

- $H_L$  = Pérdidas en Pies
- $C$  = Coeficiente de Rugosidad de Hazen-Williams
- $D$  = Diámetro de la Tubería en Pies
- $L$  = Longitud de la Tubería en Pies
- $Q$  = Caudal en Pies Cúbicos por Segundo

- Darcy-Weisbach

$$H_L = f \times \frac{L}{d} \times \frac{v^2}{2g}$$

En donde:

- $H_L$  = Pérdidas en Pies
- $g$  = Aceleración de la Gravedad en pies/s<sup>2</sup>
- $f$  = Factor de Fricción
- $L$  = Longitud de la Tubería en Pies

- d = Diámetro de la Tubería en Pies  
v = Velocidad de Caudal en pies/s

El factor de fricción es una función de la relación e/d y el número de Reynolds, donde e es el coeficiente de rugosidad con unidades de longitud. La fórmula anterior puede ser utilizada con cualquier conjunto coherente de unidades. Esta ecuación originalmente fue desarrollada para tuberías circulares, sin embargo, pueden obtenerse expresiones generales aplicables a cualquier geometría del conducto al reemplazar el diámetro por el radio hidráulico.

- Chezy-Manning:

$$H_L = 4,66 n^2 \times L \times \frac{Q^2}{d^{533}}$$

En donde:

- $H_L$  = Pérdidas en Pies  
n = Coeficiente de Rugosidad de Manning  
d = Diámetro de la Tubería en Pies  
L = Longitud de la Tubería en Pies  
Q = Caudal en Pies Cúbicos por Segundo

Como cada fórmula mide la rugosidad de la tubería de una forma, elegir alguna de ellas podría requerir que el coeficiente de rugosidad de la tubería se actualizase.

- *Peso Específico*: Es el radio de densidad del fluido de estudio con respecto al agua a 4°C (adimensional).
- *Viscosidad Relativa*: Es el radio de la viscosidad cinemática del fluido con respecto al agua a 20°C (1.0 centistoke o 0.94 pies<sup>2</sup>/día) (adimensional).
- *Máxima Iteración*: Es el máximo número de iteraciones realizadas para resolver las ecuaciones no lineales que gobiernan la hidráulica del sistema en un punto dado en el tiempo. Un valor sugerido es 40.
- *Precisión*: Criterio de convergencia utilizado para señalar que la solución a la ecuación no lineal se ha encontrado. Las iteraciones terminan cuando la suma de todos los caudales cambiantes dividido por la suma de todos los caudales de conexión es menor que éste número. Un valor recomendado es 0.001.
- *Indeterminación*: Acción a realizar si la solución hidráulica no ha sido encontrada en el número máximo de iteraciones. Las elecciones son DETENER, para detener la simulación en ése punto o CONTINUAR, para iterar 10 veces más, sin que el estado del elemento cambie, en un intento de lograr la convergencia.



- *Patrón Predeterminado*: Etiqueta ID del patrón de tiempo para asignar a las demandas de aquellas conexiones que no tienen un patrón de tiempo especificado. Si no existe ningún patrón entonces las demandas en esas conexiones no variarán.
- *Factores de Demanda*: Factores generales aplicados a todas las demandas para hacer que el consumo total del sistema varíe por encima y por debajo de un valor fijo. Ejemplo: 2,0 dobla todas las demandas, 0,5 las divide, y 1,0 las deja como están.
- *Exponente del Emisor*: Potencia a la cual es elevada la presión cuando se calcula el paso de caudal a través de un dispositivo emisor. El valor teórico para aspersores y toberas es 0,5.
- *Factor De Fricción Para Flujo Laminar*: En este caso la pérdida de energía producida depende únicamente del número de Reynolds, así:

$$f = \frac{64}{Re}$$

En donde:

f = Factor de Fricción para Flujo Laminar

Re = Número de Reynolds

- *Factor De Fricción Para Flujo Turbulento*: Este problema fue resuelto por los investigadores ingleses Colebrook y White a principios del siglo XX, desarrollando una expresión no implícita para el factor de fricción f, aplicable a todo tipo de flujo turbulento. A pesar de su precisión, el uso masivo de las ecuaciones descritas solo fue posible hasta hace relativamente poco tiempo, debido a que ésta requiere métodos iterativos para ser resuelta.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{K_s}{3,7 d} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

En donde:

f = Factor de Fricción para Flujo Laminar

Re = Número de Reynolds

### 5.3.9.6 Resumen de Datos de Entrada

En la siguiente tabla se muestra el resumen de datos de entrada al modelo hidráulico. La información presentada en su mayoría corresponde a datos de entrada estándar del modelo empleado.

**Tabla 5-13. Resumen de Datos de Entrada**

PARÁMETRO	ENTRADA	OBSERVACIÓN
Material de la Tubería	PVC	Base para determinar el coeficiente de fricción de las tuberías.
Ecuación de Pérdidas	Darcy-Weisbach	$H_L = f \times \frac{L}{d} \times \frac{v^2}{2g}$
Coeficiente de fricción de Darcy-Weisbach <sup>29</sup>	0,00152 / 0,007 / 0,15	Para PVC./ PE / HG
Curva de Demanda Horaria	Patrón	Acorde al numeral 3.3.3.6 del presente informe.
Entrada de Nodos de Acueducto	Norte Este	Con base a las coordenadas MAGNA-SIRGAS
Altura del Nodo	Cota Eje de Tubería	Con base a las coordenadas MAGNA-SIRGAS
Longitudes	Automáticas	Acorde con la topografía realizada y la información de apoyo.
Unidades de Caudal	LPS	Por defecto
Diámetros	En diámetro comercial interno	Con base en el material de la tubería. Detectado en campo o en información de apoyo
Tiempo de Corrida	24 horas	Con el propósito de evaluar la frecuencia y periodicidad del abastecimiento
Tiempo de Intercambios o Informes	Cada hora	Sin observaciones
Válvulas Empleadas	Limitadoras de caudal VCQ	Sin observaciones
Alimentación Red de Distribución	Río San Marcos	Altura de captación se asume una condición de carga libre. Presión de entrada 0.0 mca.
Caudal	Demanda Base	Calculado por nodo y distribuido por usuarios

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

<sup>29</sup> Valores tomados de las Normas RAS 2000 (Tabla B.6.10)

### 5.3.9.7 Distribución de Caudales

Luego de calcular y proyectar los caudales de diseño de 2013 a 2039, para el área de estudio, se procedió a realizar el cálculo de distribución de los caudales por puntos de demanda o nodos. Este cálculo se basa en la distribución del caudal máximo diario equivalente a cada usuario en la red. Los resultados para los nodos que cuentan con demanda de caudal se muestran a continuación:

**Tabla 5-14. Demandas por Nodo Acueducto Paila Arriba**

NODO	DEMANDA 2013	DEMANDA 2039	NODO	DEMANDA 2013	DEMANDA 2039
n110	0,0413	0,0129	n268	0,2888	0,0901
n161	0,0413	0,0129	n270	0,1650	0,0515
n177	0,0825	0,0258	n271	0,1650	0,0515
n193	0,0413	0,0129	n273	0,0825	0,0258
n227	0,0413	0,0129	n275	0,0825	0,0258
n230	0,0825	0,0258	n276	0,0825	0,0258
n231	0,0825	0,0258	n278	0,0413	0,0129
n232	0,0825	0,0258	n291	0,0413	0,0129
n237	0,0413	0,0129	n298	0,2476	0,0773
n238	0,0825	0,0258	n299	0,1238	0,0386
n239	0,0413	0,0129	n300	0,1650	0,0515
n240	0,0825	0,0258	n301	0,1650	0,0515
n241	0,0825	0,0258	n302	0,1650	0,0515
n242	0,1238	0,0386	n308	0,0825	0,0258
n243	0,0825	0,0258	n309	0,0413	0,0129
n244	0,1238	0,0386	n312	0,1650	0,0515
n245	0,2476	0,0773	n313	0,0413	0,0129
n246	0,1650	0,0515	n326	0,0207	0,0065
n247	0,1238	0,0386	n327	0,0413	0,0129
n248	0,1238	0,0386	n328	0,1650	0,0515
n249	0,0413	0,0129	n329	0,0825	0,0258

NODO	DEMANDA 2013	DEMANDA 2039	NODO	DEMANDA 2013	DEMANDA 2039
n250	0,0413	0,0129	n330	0,1238	0,0386
n251	0,0413	0,0129	n331	0,1650	0,0515
n252	0,0413	0,0129	n342	0,2063	0,0644
n254	0,0413	0,0129	n344	0,1650	0,0515
n255	0,0825	0,0258	n347	0,0413	0,0129
n256	0,0825	0,0258	n348	0,0413	0,0129
n257	0,0413	0,0129	n357	0,0207	0,0065
n258	0,0413	0,0129	n373	0,0413	0,0129
n259	0,0413	0,0129	n374	0,3713	0,1159
n260	0,0825	0,0258	n375	0,2476	0,0773
n261	0,0413	0,0129	n376	0,0825	0,0258
n263	0,0413	0,0129	n377	0,1238	0,0386
n264	0,0413	0,0129	n378	0,0413	0,0129
n265	0,0413	0,0129	n379	0,0413	0,0129
n266	0,0825	0,0258	n380	0,0413	0,0129
n267	0,0413	0,0129	n383	0,0413	0,0129

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.9.8 Presiones en la Red de Distribución

Para la delimitación de zonas de presión, para el diagnóstico de la red de distribución se tiene en cuenta los criterios de presión mínima establecidos por el RAS 2000 (Numeral B.7.4.5.1), donde se especifica que para el nivel de complejidad bajo las presiones mínimas son de 10 mca. Las presiones mínimas establecidas en este literal deben tenerse en cuenta cuando por la red de distribución esté circulando el caudal de diseño, específicamente en la hora pico de demanda. Por su parte el valor de la presión máxima tenida en cuenta para el diagnóstico realizado, para todos los niveles de complejidad del sistema, debe ser de 588,6 kPa o 60 mca. La presión máxima establecida en este literal corresponde a los niveles estáticos, es decir, cuando no haya flujo en movimiento a través de la red de distribución pero sobre ésta esté actuando la máxima cabeza producida por los tanques de abastecimiento o por estaciones elevadoras de presión. La presión máxima no debe superar la presión de trabajo máxima de las redes de distribución, establecidas en las normas técnicas correspondientes a cada material.

### 5.3.9.9 Diámetros Comerciales

En la siguiente tabla se establecen los diámetros comerciales e internos que se tienen en cuenta para el diagnóstico de la red de distribución.

**Tabla 5-15. Diámetros Comerciales e Internos**

DIÁMETRO COMERCIAL	DIÁMETRO INTERNO
1/2"	18,18 mm
3/4"	23,63 mm
1"	30,20 mm
1 1/2"	43,68 mm
2"	54,58 mm
2 1/2"	66,07 mm
3"	80,42 mm
4"	103,42 mm

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.9.10 Modelo Hidráulico

De acuerdo con los parámetros descritos en el presente numeral, se elaboró el modelo hidráulico de la red de distribución actual del sistema. La modelación hidráulica del sistema de distribución actual se realizó en dos escenarios teniendo en cuenta las demandas de agua actual y las proyectadas en el horizonte de diseño. En los anexos I y J se puede encontrar el modelo hidráulico de diagnóstico de las redes existentes con los caudales al año 2013 y 2039 respectivamente. Allí se incluyen los archivos del modelo de diagnóstico de las redes existentes y el informe completo de la simulación extendida en 24 horas. Los informes contienen los valores encontrados para cada una de las horas en un periodo de un día de modelación y se especializan por nodo y línea de distribución. Los parámetros reportados por el software corresponden a las presiones del sistema, velocidades de flujo y caudales a partir de las características topológicas de la red reportadas en el plano de catastro de acueducto. El modelo implementado cuenta con 359 nodos y 365 tuberías de las cuales 211,63 m son en Hierro Galvanizado, 686,11 m en Manguera de Polietileno y 11.923,73 m en PVC, para un total de 12.821,47 m de redes.

**Tabla 5-16. Nodos de la Red de Distribución**

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n1	958.678,3	1.121.035,3	1.055,8	n205	960.665,5	1.115.178,4	982,0
n2	958.711,6	1.121.005,4	1.054,6	n206	960.665,0	1.115.173,0	981,7
n3	958.751,4	1.120.981,6	1.053,9	n207	960.674,3	1.115.012,7	991,2
n4	958.763,3	1.120.978,8	1.053,1	n208	960.673,1	1.114.979,4	991,7

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n5	958.769,5	1.120.976,0	1.053,7	n209	960.688,4	1.114.913,0	996,2
n6	958.781,7	1.120.974,0	1.053,4	n210	960.696,3	1.114.871,5	1.002,2
n7	958.796,9	1.120.972,2	1.053,6	n211	959.541,6	1.118.687,4	1.027,8
n8	958.797,2	1.120.971,9	1.054,2	n212	959.510,4	1.118.593,8	1.025,3
n9	958.822,1	1.120.958,7	1.053,7	n213	959.466,9	1.118.473,6	1.022,9
n10	958.851,1	1.120.889,8	1.052,1	n214	959.409,3	1.118.325,1	1.036,4
n11	958.862,2	1.120.855,9	1.051,7	n215	960.515,0	1.116.443,1	990,5
n12	958.878,1	1.120.843,9	1.052,0	n216	960.544,4	1.116.434,4	988,6
n13	958.912,3	1.120.828,1	1.052,0	n217	960.597,1	1.116.419,7	988,5
n14	958.916,9	1.120.818,2	1.052,0	n218	960.618,9	1.116.413,5	988,6
n15	958.924,1	1.120.810,1	1.052,0	n219	960.631,3	1.116.414,1	988,7
n16	958.928,9	1.120.794,2	1.052,0	n220	960.640,3	1.116.413,5	988,7
n17	958.936,4	1.120.770,6	1.051,0	n221	960.743,3	1.116.568,1	993,9
n18	958.936,9	1.120.768,7	1.051,0	n222	960.614,1	1.116.019,8	982,4
n19	958.941,9	1.120.760,7	1.052,0	n223	960.538,4	1.115.989,6	985,9
n21	958.943,7	1.120.758,9	1.052,0	n224	960.507,3	1.115.989,8	987,5
n24	958.955,9	1.120.753,3	1.051,0	n225	960.412,9	1.115.978,2	999,2
n25	958.959,2	1.120.743,2	1.051,0	n226	960.671,1	1.115.416,7	981,9
n26	958.980,2	1.120.746,8	1.050,5	n227	960.630,7	1.115.419,4	981,5
n27	958.991,5	1.120.733,3	1.050,0	n228	960.383,9	1.115.431,8	982,9
n28	958.991,8	1.120.733,2	1.050,0	n229	960.354,0	1.115.434,2	983,8
n29	958.985,6	1.120.715,1	1.050,0	n230	960.332,6	1.115.434,2	983,9
n30	958.986,7	1.120.708,7	1.050,0	n231	960.320,8	1.115.432,5	983,8
n31	958.976,5	1.120.696,7	1.050,0	n232	960.295,3	1.115.424,4	983,7
n32	958.989,1	1.120.678,1	1.050,0	n233	960.279,7	1.115.413,8	984,2
n33	958.987,4	1.120.673,0	1.050,0	n234	960.271,2	1.115.401,4	984,3
n34	958.984,4	1.120.664,6	1.050,0	n235	960.233,8	1.115.355,5	985,1

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n35	958.979,5	1.120.655,7	1.050,0	n236	960.230,4	1.115.343,1	985,1
n36	958.981,8	1.120.648,0	1.050,0	n237	960.215,7	1.115.331,1	985,1
n37	958.982,2	1.120.646,6	1.050,0	n238	960.187,2	1.115.293,3	986,8
n38	958.989,5	1.120.636,7	1.050,0	n239	960.178,8	1.115.286,5	987,5
n39	958.996,2	1.120.632,4	1.050,0	n240	960.168,4	1.115.278,7	988,1
n41	959.002,1	1.120.626,3	1.050,0	n241	960.156,6	1.115.272,2	989,0
n43	959.019,3	1.120.613,3	1.050,0	n242	960.141,7	1.115.264,0	990,5
n46	959.052,4	1.120.593,3	1.049,7	n243	960.126,7	1.115.250,2	991,7
n48	959.037,2	1.120.584,0	1.049,6	n244	960.117,2	1.115.238,9	992,6
n50	959.053,2	1.120.542,4	1.049,6	n245	960.110,9	1.115.221,0	992,6
n51	959.053,9	1.120.491,5	1.049,5	n246	960.105,7	1.115.193,3	993,8
n56	959.061,6	1.120.448,7	1.049,5	n247	960.098,0	1.115.170,3	993,1
n59	958.989,0	1.120.401,2	1.050,0	n248	960.091,9	1.115.156,3	993,8
n61	958.990,2	1.120.357,6	1.050,0	n249	960.084,5	1.115.143,2	994,5
n63	958.990,1	1.120.356,1	1.050,0	n250	960.080,8	1.115.128,2	994,7
n64	958.989,1	1.120.349,0	1.050,0	n251	960.078,9	1.115.123,0	995,5
n65	958.985,6	1.120.335,9	1.050,0	n252	960.071,2	1.115.100,0	996,4
n66	958.981,7	1.120.321,7	1.050,0	n253	960.068,0	1.115.074,0	997,1
n67	958.981,0	1.120.320,0	1.050,0	n254	960.066,2	1.115.063,4	996,3
n68	958.968,4	1.120.307,8	1.050,0	n255	960.062,7	1.115.054,1	996,6
n69	958.982,6	1.120.312,2	1.049,4	n256	960.057,3	1.115.040,9	997,0
n70	959.005,9	1.120.237,1	1.049,0	n257	960.052,3	1.115.030,7	996,5
n71	959.008,3	1.120.229,2	1.049,0	n258	960.048,8	1.115.026,5	996,7
n72	959.012,3	1.120.216,4	1.050,0	n259	960.041,1	1.115.020,2	997,1
n73	959.039,3	1.120.187,5	1.051,0	n260	960.033,7	1.115.016,3	997,7
n74	959.047,0	1.120.183,3	1.050,0	n261	960.026,5	1.115.014,6	998,3
n75	959.056,6	1.120.176,5	1.050,0	n262	960.020,2	1.115.013,6	998,7

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n76	959.073,2	1.120.160,2	1.050,0	n263	960.007,2	1.115.011,7	998,6
n77	959.093,6	1.120.164,8	1.049,0	n264	959.995,7	1.115.009,3	999,3
n78	959.097,7	1.120.152,7	1.050,0	n265	959.974,0	1.115.003,2	1.000,3
n79	959.102,3	1.120.150,8	1.049,0	n266	959.958,0	1.114.999,0	1.000,5
n80	959.109,8	1.120.140,8	1.049,0	n267	959.948,9	1.114.990,8	1.002,0
n81	959.118,0	1.120.132,3	1.049,3	n268	959.936,7	1.114.984,1	1.002,9
n82	959.122,3	1.120.102,6	1.048,0	n269	960.231,0	1.115.354,0	984,4
n83	959.125,8	1.120.083,4	1.047,0	n270	960.220,0	1.115.352,2	984,9
n84	959.128,8	1.120.070,9	1.047,2	n271	960.177,7	1.115.350,7	985,4
n85	959.134,2	1.120.041,8	1.048,0	n272	960.139,6	1.115.349,5	984,9
n86	959.138,4	1.119.999,1	1.049,0	n273	960.110,6	1.115.347,7	987,3
n87	959.153,1	1.119.952,6	1.047,0	n274	960.084,6	1.115.345,1	986,2
n88	959.160,8	1.119.905,2	1.046,0	n275	960.068,6	1.115.346,4	988,7
n89	959.168,1	1.119.885,1	1.040,0	n276	960.021,6	1.115.348,2	989,8
n90	959.173,2	1.119.875,5	1.042,0	n277	960.019,5	1.115.349,8	989,9
n91	959.189,3	1.119.828,5	1.037,0	n278	960.241,2	1.115.316,8	985,1
n92	959.201,3	1.119.796,8	1.034,4	n279	960.030,9	1.115.038,5	995,8
n93	959.274,6	1.119.592,4	1.032,0	n280	960.018,9	1.115.030,5	996,8
n94	959.299,9	1.119.569,9	1.038,0	n281	959.994,7	1.115.026,5	998,6
n95	959.306,9	1.119.560,4	1.037,3	n282	959.984,9	1.115.024,6	998,9
n96	959.310,3	1.119.524,8	1.038,0	n283	959.955,7	1.115.020,6	999,3
n97	959.315,3	1.119.511,2	1.037,0	n284	959.924,4	1.114.995,4	997,5
n99	959.339,8	1.119.475,8	1.037,0	n285	959.905,2	1.114.974,7	999,5
n100	959.356,6	1.119.449,7	1.036,9	n286	960.073,5	1.115.069,8	995,7
n101	959.350,8	1.119.437,3	1.037,0	n287	960.076,6	1.115.067,2	998,2
n102	959.364,1	1.119.392,3	1.037,0	n288	960.090,2	1.115.058,1	1.001,2
n103	959.365,4	1.119.381,5	1.037,0	n289	960.100,3	1.115.050,6	1.005,9



ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n104	959.405,4	1.119.322,6	1.036,0	n290	960.129,0	1.115.027,9	1.013,5
n105	959.408,4	1.119.269,4	1.036,0	n291	960.138,7	1.115.021,4	1.015,4
n106	959.423,1	1.119.232,8	1.035,0	n292	960.701,2	1.114.836,9	1.007,5
n108	959.446,0	1.119.175,6	1.034,0	n293	960.697,3	1.114.871,7	1.002,1
n109	959.489,4	1.119.064,6	1.032,0	n294	960.689,4	1.114.913,2	996,2
n110	959.556,6	1.118.890,1	1.030,0	n295	960.674,2	1.114.979,5	991,4
n111	959.623,2	1.118.705,0	1.027,0	n296	960.675,3	1.115.012,6	990,8
n112	959.705,4	1.118.499,4	1.024,0	n297	960.666,0	1.115.173,0	981,0
n113	959.747,3	1.118.395,1	1.022,1	n298	960.667,6	1.115.188,0	982,3
n114	959.765,7	1.118.346,8	1.019,9	n299	960.657,6	1.115.189,5	982,5
n115	959.807,0	1.118.242,6	1.017,7	n300	960.660,1	1.115.252,7	982,6
n116	959.808,5	1.118.237,1	1.017,0	n301	960.669,5	1.115.310,3	983,3
n117	959.811,8	1.118.225,1	1.015,0	n302	960.676,5	1.115.355,9	983,9
n118	959.814,4	1.118.218,1	1.015,0	n303	960.677,9	1.115.406,7	982,5
n119	959.819,5	1.118.208,4	1.015,0	n304	960.677,6	1.115.408,3	982,8
n120	959.859,7	1.118.104,5	1.015,0	n305	960.673,8	1.115.408,5	982,6
n121	959.861,7	1.118.099,7	1.015,0	n306	960.661,2	1.115.410,9	981,8
n122	959.869,3	1.118.072,6	1.015,0	n307	960.634,2	1.115.410,8	981,8
n123	959.896,9	1.117.983,7	1.014,0	n308	960.552,4	1.115.414,3	982,0
n124	959.925,2	1.117.951,0	1.014,0	n309	960.483,2	1.115.418,9	982,4
n126	959.941,2	1.117.913,7	1.013,7	n310	960.420,0	1.115.423,3	982,6
n127	959.970,1	1.117.810,1	1.012,0	n311	960.360,4	1.115.427,0	983,2
n128	959.977,2	1.117.811,3	1.012,0	n312	960.355,4	1.115.427,7	983,6
n131	959.998,8	1.117.786,4	1.011,5	n313	960.337,4	1.115.430,2	982,9
n132	960.031,5	1.117.674,6	1.009,0	n314	960.309,3	1.115.423,0	982,9
n133	960.047,5	1.117.627,5	1.007,0	n315	960.280,9	1.115.405,2	983,1
n134	960.059,6	1.117.591,5	1.006,0	n316	960.692,9	1.114.836,6	1.006,9

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n135	960.062,5	1.117.568,2	1.007,0	n317	960.692,3	1.114.831,7	1.007,5
n136	960.098,0	1.117.494,3	1.005,0	n318	960.693,0	1.114.820,6	1.008,4
n137	960.124,0	1.117.435,4	1.003,0	n319	960.696,4	1.114.798,1	1.005,5
n138	960.128,7	1.117.421,4	1.003,0	n320	960.697,0	1.114.775,6	1.003,5
n139	960.138,2	1.117.401,4	1.004,0	n321	960.696,9	1.114.760,7	1.002,0
n140	960.164,8	1.117.328,8	1.002,0	n322	960.693,9	1.114.749,1	1.003,2
n141	960.186,0	1.117.267,1	1.000,0	n323	960.688,0	1.114.727,5	1.003,1
n142	960.185,6	1.117.263,4	1.000,5	n324	960.683,8	1.114.707,0	1.002,3
n143	960.208,3	1.117.193,0	1.000,4	n325	960.675,3	1.114.665,7	1.000,6
n144	960.225,8	1.117.147,9	1.001,0	n326	960.678,0	1.114.632,2	998,5
n145	960.249,2	1.117.088,6	1.000,0	n327	960.655,6	1.115.176,6	982,6
n146	960.257,9	1.117.065,9	1.000,0	n328	960.370,2	1.115.398,5	983,2
n148	960.262,7	1.117.057,1	999,0	n329	960.384,7	1.115.380,4	982,8
n149	960.295,1	1.116.973,0	998,0	n330	960.395,8	1.115.358,1	982,5
n150	960.310,8	1.116.932,5	997,0	n331	960.407,4	1.115.337,3	982,3
n151	960.339,6	1.116.857,0	995,0	n332	960.694,0	1.114.836,1	1.007,1
n153	960.355,1	1.116.816,1	993,0	n333	960.691,8	1.114.836,8	1.006,8
n154	960.355,5	1.116.815,8	993,0	n334	960.656,7	1.114.847,2	1.003,8
n155	960.356,4	1.116.813,7	993,0	n335	960.626,1	1.114.846,1	1.000,9
n156	960.356,9	1.116.813,6	992,9	n336	960.623,2	1.114.846,3	1.000,4
n157	960.360,4	1.116.804,2	994,0	n337	960.621,2	1.114.846,4	997,9
n158	960.372,0	1.116.772,2	995,0	n338	960.608,5	1.114.844,1	997,5
n159	960.415,4	1.116.655,6	993,0	n339	960.605,8	1.114.843,1	997,5
n160	960.453,2	1.116.564,7	992,2	n340	960.589,3	1.114.840,2	996,9
n161	960.501,1	1.116.447,1	991,0	n341	960.591,8	1.114.998,6	993,4
n162	960.509,8	1.116.420,6	988,8	n342	960.592,4	1.115.003,8	993,2
n163	960.514,2	1.116.406,5	986,3	n343	960.599,4	1.115.070,7	989,9

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n164	960.517,2	1.116.396,2	990,6	n344	960.604,0	1.115.112,9	985,3
n165	960.521,1	1.116.361,4	988,0	n345	960.606,1	1.114.841,0	998,0
n166	960.527,0	1.116.322,3	987,1	n346	960.681,0	1.114.533,0	1.007,9
n167	960.531,3	1.116.279,2	986,1	n347	960.678,9	1.114.503,0	1.007,7
n168	960.537,2	1.116.244,0	985,0	n348	960.609,3	1.114.772,0	997,6
n169	960.539,7	1.116.227,9	981,7	n349	960.703,1	1.114.799,2	1.006,0
n170	960.542,1	1.116.213,8	983,2	n350	960.709,8	1.114.772,9	1.004,3
n171	960.542,1	1.116.210,2	983,4	n351	960.713,6	1.114.764,0	1.006,6
n172	960.542,9	1.116.207,6	983,2	n352	960.714,4	1.114.752,5	1.006,2
n173	960.545,7	1.116.183,6	982,4	n353	960.714,7	1.114.739,3	1.007,0
n174	960.546,4	1.116.176,8	983,0	n354	960.715,7	1.114.719,4	1.006,5
n175	960.553,3	1.116.134,6	982,6	n355	960.714,3	1.114.712,3	1.009,0
n176	960.567,5	1.116.038,8	982,6	n356	960.700,5	1.114.673,5	1.003,5
n177	960.573,8	1.115.997,0	982,6	n357	960.686,7	1.114.634,7	1.000,3
n178	960.578,8	1.115.957,3	984,2	n358	960.706,9	1.114.850,4	1.006,3
n179	960.583,7	1.115.923,5	984,0	n359	960.720,6	1.114.880,7	1.004,6
n180	960.586,8	1.115.889,5	981,6	n360	960.739,5	1.114.931,7	996,8
n181	960.595,1	1.115.827,7	980,9	n361	960.746,3	1.114.944,1	998,1
n182	960.601,2	1.115.788,5	980,7	n362	960.750,8	1.114.962,1	997,3
n183	960.610,3	1.115.723,5	980,9	n363	960.772,4	1.115.022,1	1.004,5
n184	960.617,2	1.115.681,4	981,4	n364	960.778,1	1.115.036,7	1.002,1
n185	960.622,7	1.115.648,5	981,2	n365	960.791,1	1.115.069,6	995,4
n186	960.630,7	1.115.596,6	981,0	n366	960.796,3	1.115.080,2	1.011,2
n187	960.638,7	1.115.563,0	980,1	n367	960.801,2	1.115.092,0	993,1
n188	960.646,0	1.115.556,6	981,0	n368	960.819,5	1.115.130,5	988,6
n189	960.652,3	1.115.548,5	983,6	n369	960.842,4	1.115.183,4	1.010,6
n190	960.654,6	1.115.546,4	985,1	n370	960.844,6	1.115.211,6	993,4

ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	ID	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN
n191	960.658,4	1.115.530,1	984,9	n371	960.857,0	1.115.244,5	994,0
n192	960.655,4	1.115.526,0	983,3	n372	960.869,2	1.115.285,0	995,7
n193	960.656,6	1.115.520,6	983,1	n373	960.882,0	1.115.314,3	1.012,5
n194	960.661,6	1.115.501,7	982,2	n374	960.681,8	1.115.307,1	982,4
n195	960.666,4	1.115.484,4	982,1	n375	960.686,4	1.115.355,3	982,9
n196	960.671,7	1.115.459,6	981,5	n376	960.687,7	1.115.390,2	982,8
n197	960.675,6	1.115.440,1	981,9	n377	960.688,9	1.115.427,3	983,2
n198	960.679,6	1.115.417,0	981,9	n378	960.689,7	1.115.445,2	982,9
n199	960.679,9	1.115.407,1	982,5	n379	960.690,5	1.115.457,1	982,3
n200	960.678,5	1.115.355,7	983,6	n380	960.694,2	1.115.468,7	983,4
n201	960.671,4	1.115.310,0	983,0	n381	960.693,5	1.115.475,9	982,9
n202	960.662,1	1.115.252,3	982,9	n382	960.709,7	1.115.496,2	983,3
n203	960.659,3	1.115.186,1	981,5	n383	960.715,8	1.115.507,5	983,3
n204	960.664,5	1.115.178,7	980,7				

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 5-17. Tuberías de la Red de Distribución**

ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL	ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL
p1	70,20	4	PVC	p208	58,43	3	PVC
p2	44,81	4	PVC	p209	66,28	3	PVC
p3	46,35	4	PVC	p210	9,02	3	PVC
p4	12,15	4	PVC	p211	1,10	3	PVC
p5	6,88	4	PVC	p212	5,50	3	PVC
p6	12,32	4	PVC	p213	160,55	3	PVC
p7	15,34	4	PVC	p214	33,33	3	PVC
p8	0,45	4	PVC	p215	68,13	3	PVC
p9	28,13	4	PVC	p216	42,21	3	PVC
p10	12,73	4	PVC	p217	43,28	3	PVC
p11	9,60	4	PVC	p218	98,57	½	PVC
p12	32,78	4	PVC	p219	203,30	½	PVC
p13	22,01	4	PVC	p220	127,86	½	PVC
p14	35,66	4	PVC	p221	159,3	½	PVC

ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL	ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL
p15	19,86	4	PVC	p222	30,63	¾	PE
p16	37,75	4	PVC	p223	54,67	¾	PE
p17	10,97	4	PVC	p224	22,75	¾	PE
p18	10,75	4	PVC	p225	12,35	¾	PE
p19	16,65	4	PVC	p226	9,01	¾	PE
p20	24,74	4	PVC	p227	185,82	¾	PE
p21	2,02	4	PVC	p228	36,19	½	PVC
p22	9,39	4	PVC	p229	31,1	½	PVC
p23	2,56	4	PVC	p230	95,14	½	PVC
p25	13,44	4	PVC	p231	40,51	3	PVC
p28	10,68	4	PVC	p232	247,15	3	PVC
p29	21,23	4	PVC	p233	29,95	3	PVC
p30	17,65	4	PVC	p234	21,37	3	PVC
p31	0,28	4	PVC	p235	11,94	3	PVC
p32	19,14	4	PVC	p236	26,76	3	PVC
p33	6,46	4	PVC	p237	18,91	3	PVC
p34	15,76	4	PVC	p238	14,97	3	PVC
p35	22,44	4	PVC	p239	53,65	3	PVC
p36	5,4	4	PVC	p240	3,09	2	PVC
p37	8,95	4	PVC	p241	12,83	2½	PVC
p38	1HG	4	PVC	p242	28,41	½	PVC
p39	8,03	4	PVC	p243	18,97	2½	PVC
p40	1,46	4	PVC	p244	47,29	2½	PVC
p41	12,26	4	PVC	p245	10,86	2½	PVC
p42	7,98	4	PVC	p246	12,95	2½	PVC
p43	8,46	4	PVC	p247	13,52	2½	PVC
p45	21,57	4	PVC	p248	16,94	2½	PVC
p47	38,72	4	PVC	p249	20,43	2½	PVC
p50	17,87	4	PVC	p250	14,79	2½	PVC
p52	44,56	4	PVC	p251	18,96	2½	PVC
p54	50,89	4	PVC	p252	28,2	2½	PVC
p59	43,5	4	PVC	p253	24,25	2½	PVC
p62	86,68	4	PVC	p254	15,24	2½	PVC
p64	43,7	4	PVC	p255	15,07	2½	PVC
p66	1,50	4	PVC	p256	15,37	2½	PVC
p67	7,15	4	PVC	p257	5,28	2½	PVC
p68	13,52	4	PVC	p258	24,29	2½	PVC

ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL	ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL
p69	14,73	4	PVC	p259	26,24	2½	PVC
p70	1,88	4	PVC	p260	6,95	1½	PE
p71	17,46	4	PVC	p261	6,95	2½	PVC
p72	14,88	4	PVC	p262	10,68	2½	PVC
p73	78,68	4	PVC	p263	9,96	2½	PVC
p74	8,26	4	PVC	p264	14,25	2½	PVC
p75	13,36	4	PVC	p265	11,35	2½	PVC
p76	39,58	4	PVC	p266	5,46	2½	PVC
p77	8,76	4	PVC	p267	9,96	2½	PVC
p78	11,77	4	PVC	p268	8,42	2½	PVC
p79	23,26	4	PVC	p269	7,39	2½	PVC
p80	20,89	4	PVC	p270	6,39	2½	PVC
p81	12,80	4	PVC	p271	13,11	2½	PVC
p82	4,95	4	PVC	p272	11,77	2½	PVC
p83	12,53	4	PVC	p273	22,52	2½	PVC
p84	11,87	4	PVC	p274	16,49	2½	PVC
p85	29,96	4	PVC	p275	12,29	2½	PVC
p86	19,53	4	PVC	p276	13,91	2½	PVC
p87	12,85	4	PVC	p277	11,14	2	PVC
p88	29,55	4	PVC	p278	42,40	2	PVC
p89	42,98	4	PVC	p279	38,1	2	PVC
p90	48,75	4	PVC	p280	29,08	2	PVC
p91	48,03	4	PVC	p281	26,05	2	PVC
p92	21,35	4	PVC	p282	16,11	2	PVC
p93	10,84	4	PVC	p283	47,02	2	PVC
p94	49,70	4	PVC	p284	2,64	2	PVC
p95	33,90	4	PVC	p286	51,35	2	PVC
p96	217,09	4	PVC	p288	14,41	2	PVC
p97	33,94	4	PVC	p290	24,47	2	PVC
p98	11,75	4	PVC	p292	10,02	2	PVC
p99	35,79	4	PVC	p294	29,42	2	PVC
p100	14,53	4	PVC	p296	40,26	2	PVC
p101	43,02	4	PVC	p298	28,19	2	PVC
p103	31,04	4	PVC	p300	4,05	1½	PE
p104	13,74	4	PVC	p302	16,30	1½	PE
p105	46,87	4	PVC	p304	12,58	1½	PE
p106	10,90	4	PVC	p306	36,63	1½	PE

ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL	ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL
p107	71,16	4	PVC	p308	11,64	1½	PE
p108	53,31	4	PVC	p309	8,48	3	PVC
p109	39,46	4	PVC	p310	8,39	1	PVC
p110	61,57	4	PVC	p311	35,01	3	PVC
p112	119,21	4	PVC	p312	42,25	3	PVC
p113	186,98	4	PVC	p313	68,02	3	PVC
p114	196,72	4	PVC	p314	33,20	3	PVC
p115	221,41	4	PVC	p315	160,66	3	PVC
p116	112,4	4	PVC	p316	15,05	3	PVC
p117	51,73	4	PVC	p317	10,12	2½	PVC
p118	112,11	4	PVC	p318	22,45	2½	PVC
p119	5,69	4	PVC	p319	58,42	2½	PVC
p120	12,45	4	PVC	p320	46,07	2½	PVC
p121	7,48	4	PVC	p321	50,85	2½	PVC
p122	10,9	4	PVC	p322	1,64	2½	PVC
p123	111,45	4	PVC	p323	3,83	2½	PVC
p124	5,22	4	PVC	p324	12,86	2½	PVC
p125	28,15	4	PVC	p325	27,00	2½	PVC
p126	93,01	4	PVC	p326	81,83	2½	PVC
p127	43,27	4	PVC	p327	69,33	2½	PVC
p128	40,61	4	PVC	p328	63,41	2½	PVC
p130	107,57	4	PVC	p329	59,67	2½	PVC
p131	7,13	4	PVC	p330	23,24	2½	PVC
p132	33,05	4	PVC	p331	28,96	2½	PVC
p135	116,48	4	PVC	p332	33,52	2½	PVC
p136	49,71	4	PVC	p333	4,89	1	PVC
p137	38,01	4	PVC	p334	11,08	1	PVC
p138	23,42	4	PVC	p335	22,82	1	PVC
p139	82,02	4	PVC	p336	22,47	1	PVC
p140	64,39	4	PVC	p337	14,88	1	PVC
p141	14,73	4	PVC	p338	12,04	1	PVC
p142	22,15	4	PVC	p339	22,36	1	PVC
p143	77,35	4	PVC	p340	20,94	1	PVC
p144	65,15	4	PVC	p341	42,12	1	PVC
p145	3,72	4	PVC	p342	33,68	1	PVC
p146	74,04	4	PVC	p343	13,10	2	PVC
p147	48,33	4	PVC	p344	32,74	1½	PVC

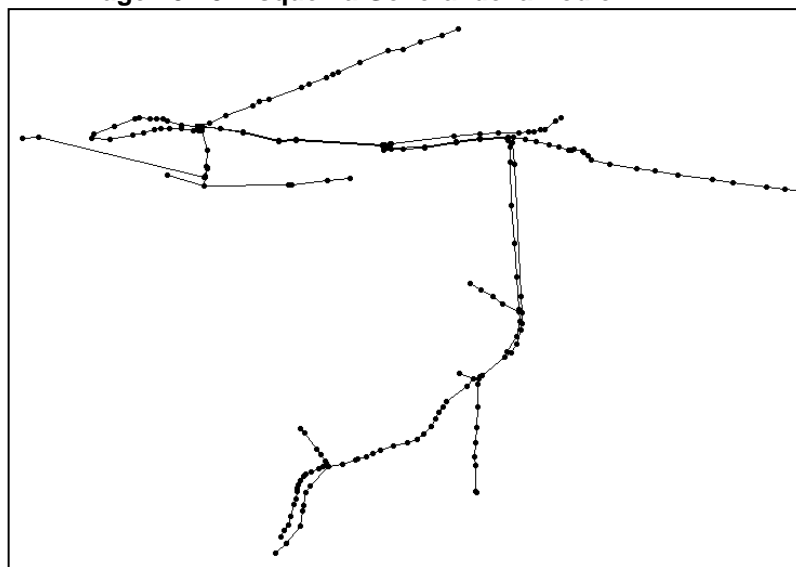
ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL	ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL
p148	63,81	4	PVC	p345	23,18	1½	PVC
p149	24,31	4	PVC	p346	24,93	1½	PVC
p150	10,00	4	PVC	p347	23,81	1½	PVC
p152	90,09	4	PVC	p348	2,32	1	PVC
p153	43,47	4	PVC	p349	10,06	1	PVC
p154	80,79	4	PVC	p350	36,58	1	PVC
p155	43,75	4	PVC	p351	30,71	1	PVC
p157	0,48	4	PVC	p352	2,84	1	PVC
p158	2,26	4	PVC	p353	1,99	1	PVC
p159	0,56	4	PVC	p354	17,89	½	PVC
p160	10,04	4	PVC	p355	12,93	1	PVC
p161	34,07	4	PVC	p356	2,85	1	PVC
p162	124,4	4	PVC	p357	16,80	1	PVC
p163	98,49	4	PVC	p358	158,42	1	PVC
p164	126,91	4	PVC	p359	5,22	1	PVC
p165	14,47	¾	PE	p360	67,34	½	PVC
p166	27,91	4	PVC	p361	42,44	½	PVC
p167	14,81	4	PVC	p362	316,96	½	PVC
p168	10,72	4	PVC	p363	30,11	½	PVC
p169	35,03	4	PVC	p364	71,06	1	HG
p170	39,48	4	PVC	p365	27,14	1	PVC
p171	43,39	4	PVC	p366	9,65	1	PVC
p172	35,64	4	PVC	p367	11,56	1	PVC
p173	16,31	4	PVC	p368	13,19	1	PVC
p174	14,32	4	PVC	p369	19,86	1	PVC
p175	3,61	4	PVC	p370	7,26	1	PVC
p176	2,66	4	PVC	p371	41,21	¾	HG
p177	24,16	4	PVC	p372	41,2	¾	HG
p178	6,91	4	PVC	p373	33,27	¾	PVC
p179	42,72	4	PVC	p374	22,89	¾	PVC
p180	96,84	4	PVC	p375	54,39	¾	PVC
p181	42,33	4	PVC	p376	14,08	¾	PVC
p182	39,95	4	PVC	p377	18,63	¾	PVC
p183	46,31	½	PVC	p378	63,73	¾	PVC
p184	34,2	4	PVC	p379	15,71	¾	PVC
p185	34,11	4	PVC	p380	35,34	¾	PVC
p186	62,38	4	PVC	p381	11,80	¾	PVC



ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL	ID	LONGITUD (m)	Ø (")	MATERIAL
p187	39,7	4	PVC	p382	12,79	¾	PVC
p188	65,61	4	PVC	p383	42,64	¾	PVC
p189	42,63	4	PVC	p384	57,63	¾	PVC
p190	33,33	4	PVC	p385	28,24	¾	PVC
p191	52,54	4	PVC	p386	35,18	¾	PVC
p192	34,51	4	PVC	p387	42,28	¾	PVC
p193	9,81	4	PVC	p388	32,04	¾	PVC
p194	10,23	4	PVC	p389	117,89	2½	PE
p195	3,11	4	PVC	p390	48,51	2½	PE
p196	16,74	4	PVC	p391	34,90	2½	PE
p197	5,08	4	PVC	p392	37,06	2½	PE
p198	5,50	4	PVC	p393	17,98	2½	PE
p199	19,55	4	PVC	p394	11,92	2½	PE
p200	17,94	4	PVC	p395	12,15	½	HG
p201	25,41	4	PVC	p396	7,25	½	HG
p202	19,83	4	PVC	p397	25,88	½	HG
p203	23,50	4	PVC	p398	12,88	½	HG
p204	8,44	3	PVC	p399	29,37	1	PVC
p205	9,87	3	PVC	p400	5,61	3	PVC
p206	51,40	3	PVC	p401	40,69	2½	PVC
p207	46,24	3	PVC				

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 5-23. Esquema General de la Red en EPANET**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.9.11 Simulación Hidráulica Escenario Actual 2013

La simulación hidráulica de las redes de distribución del sistema se hace en periodo extendido, es decir, los nodos se cargan con el caudal máximo horario que corresponde al caudal diagnóstico del sistema según el numeral B.7.4.2 de RAS 2000 para el nivel de complejidad bajo, y se simula en forma horaria con la curva de consumo. En algunas horas del día se obtendrá el caudal máximo horario, punto en el cual se evalúan las presiones mínimas y en otra una hora valle se presentará un caudal horario más bajo, punto en el cual se evalúan las presiones máximas, de tal modo que la evaluación del modelo es dinámica y no estática.

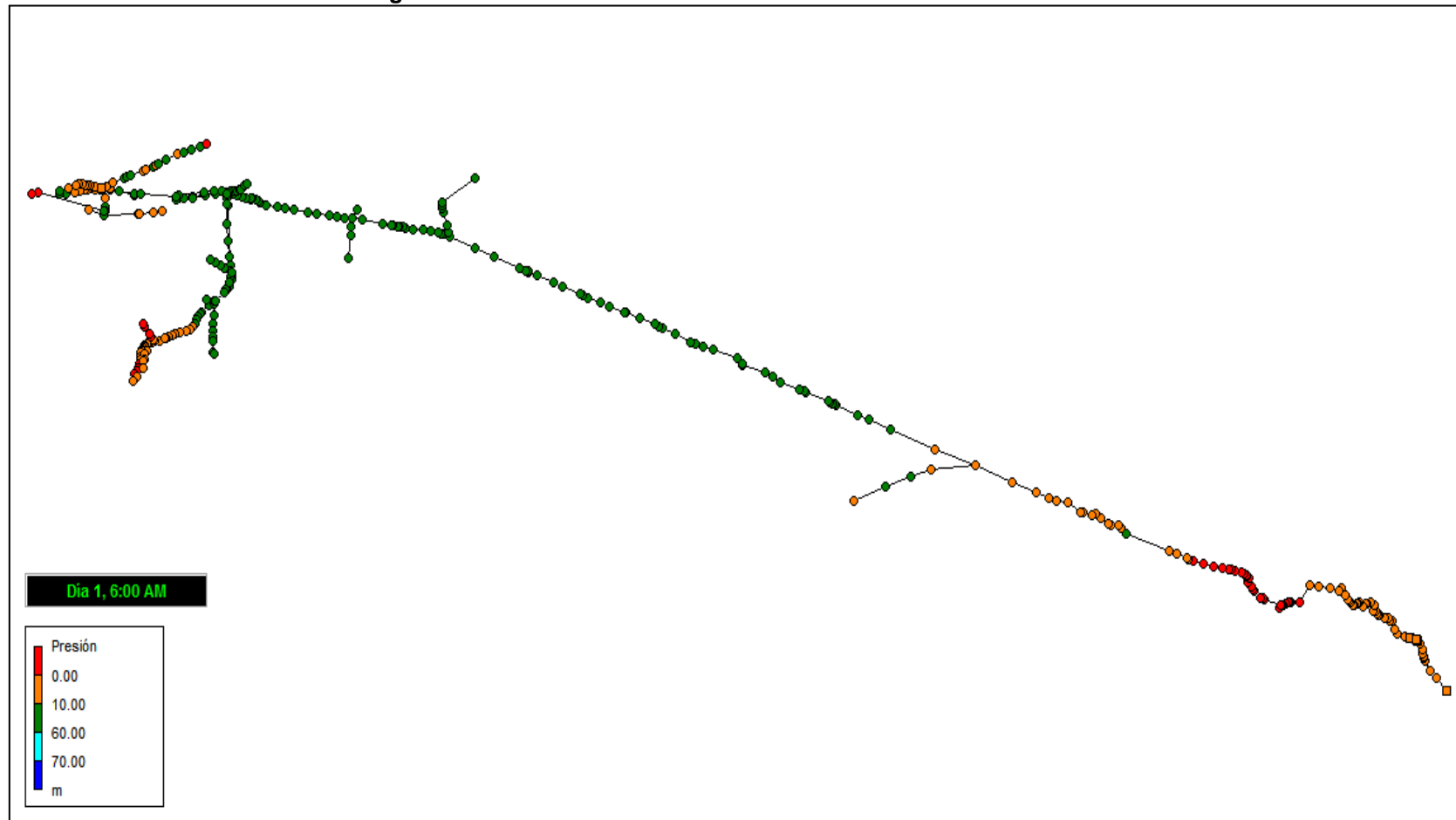
El caudal máximo diario para el 2013 es de 6,93 L/s, el archivo de modelación hidráulica para esta situación se presenta en el Anexo I. Modelación Hidráulica 2013. El escenario modelado indica que para el intervalo en el que se presenta el caudal máximo de consumo, entre las 6:00 am y las 7:00 am, se presentan presiones bajas, menores a 10 mca, en la parte baja de la conducción al tanque de almacenamiento ubicado en la Hacienda La Granada, la parte sur de la red de distribución en Calle Larga y algunas viviendas ubicadas en los alrededores del depósito mencionado, presentándose incluso presiones negativas en algunos tramos.

Esta situación se relaciona con la pendiente baja en el tramo de la tubería de conducción hacia el tanque que atraviesa los cañaduzales, que hace que la línea piezométrica se ubique por debajo del nivel del agua, sin embargo el aumento de la pendiente en el tramo posterior nivela las presiones en la red. La presiones negativas en los demás puntos son causadas principalmente porque los usuarios en estos nodos se encuentran en una cota por encima del nivel del agua en el tanque en la hora de máximo consumo. Estos usuarios entonces no tienen continuidad en el abastecimiento del recurso.

Este escenario se muestra en las siguientes figuras, en donde los nodos resaltados con color rojo, corresponden a los puntos con presiones negativas en el sistema, los nodos en color naranja muestran presiones bajas entre los 0 y los 10 mca y los nodos verdes se encuentran dentro del rango de presión recomendado por el RAS 2000. Se encuentra que los valores más críticos se localizan en la zona de los cañaduzales, con valores de hasta 3,88 mca por debajo de la piezométrica, mientras que el valor más alto de presión no supera los 60 mca.

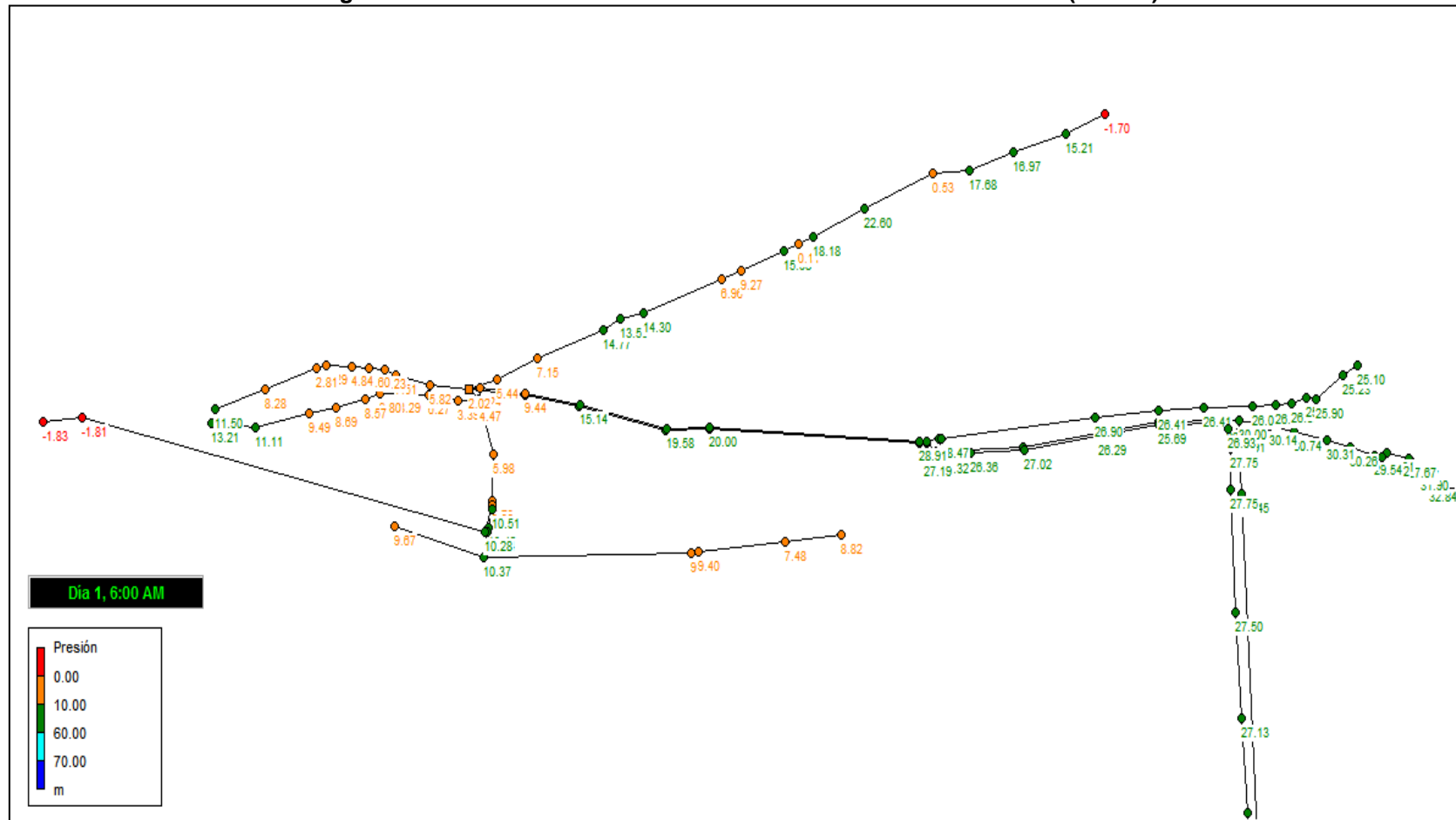
Este comportamiento de presiones de la red no varía mucho para el periodo horario donde se presentan demandas de agua más bajas, entre las 3:00 pm y las 4:00 pm. En efecto, los nodos que presentan problemas de presiones bajas o negativas, siguen siendo los mismos del sector de la conducción ubicado en los cañaduzales al oriente, la parte sur de la red en Calle Larga y algunos nodos que corresponden a usuarios localizados en cercanías al tanque de almacenamiento principal. No obstante en este escenario se presentan valores menos críticos, ya que el valor más bajo es de 1,84 mca por debajo de la línea piezométrica, mientras que el valor más alto de presión no supera los 50 mca. El mapa de contorno de presiones en este escenario se encuentra a continuación.

Imagen 5-24. Presiones en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am



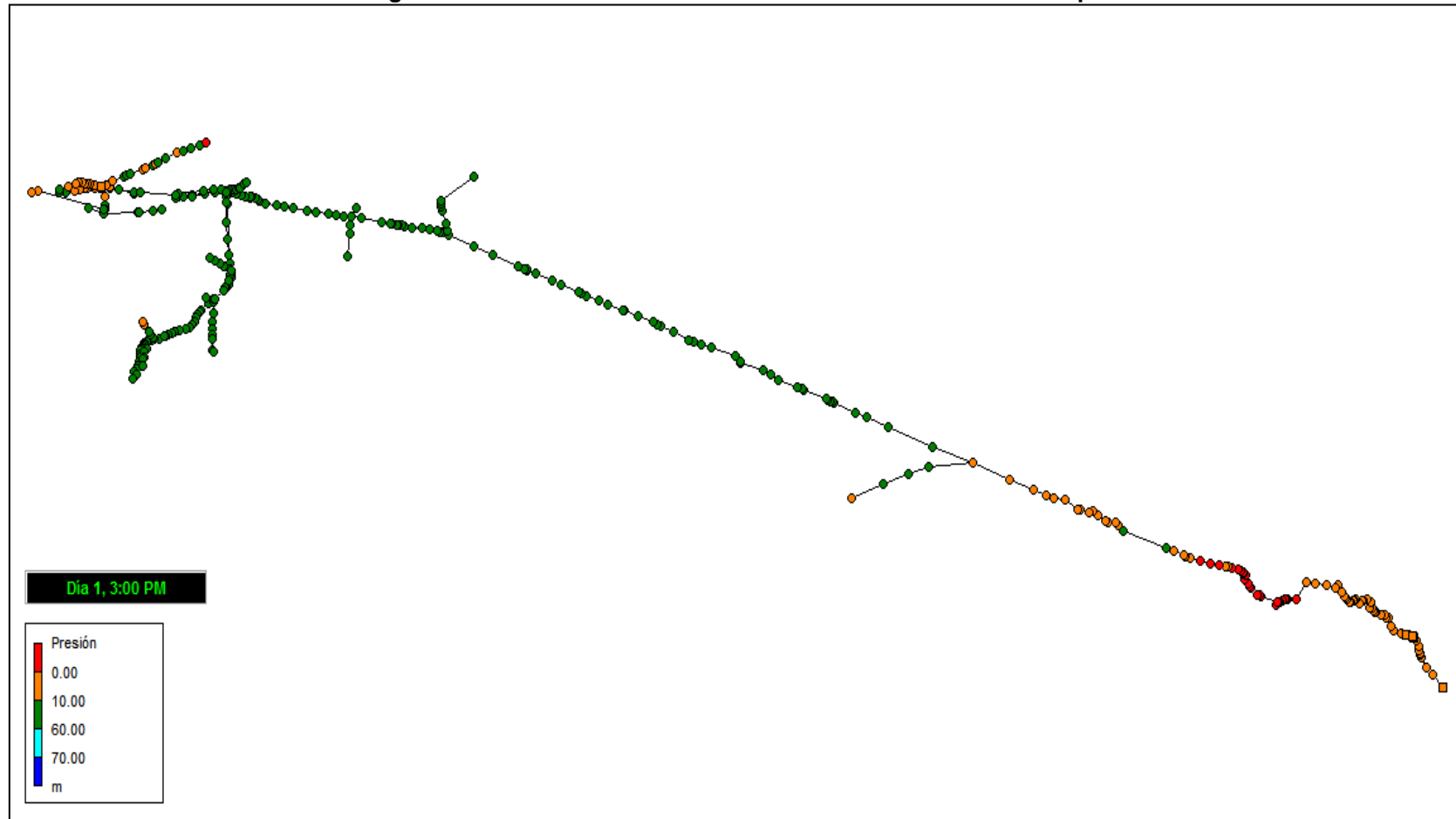
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 5-25. Presiones en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)



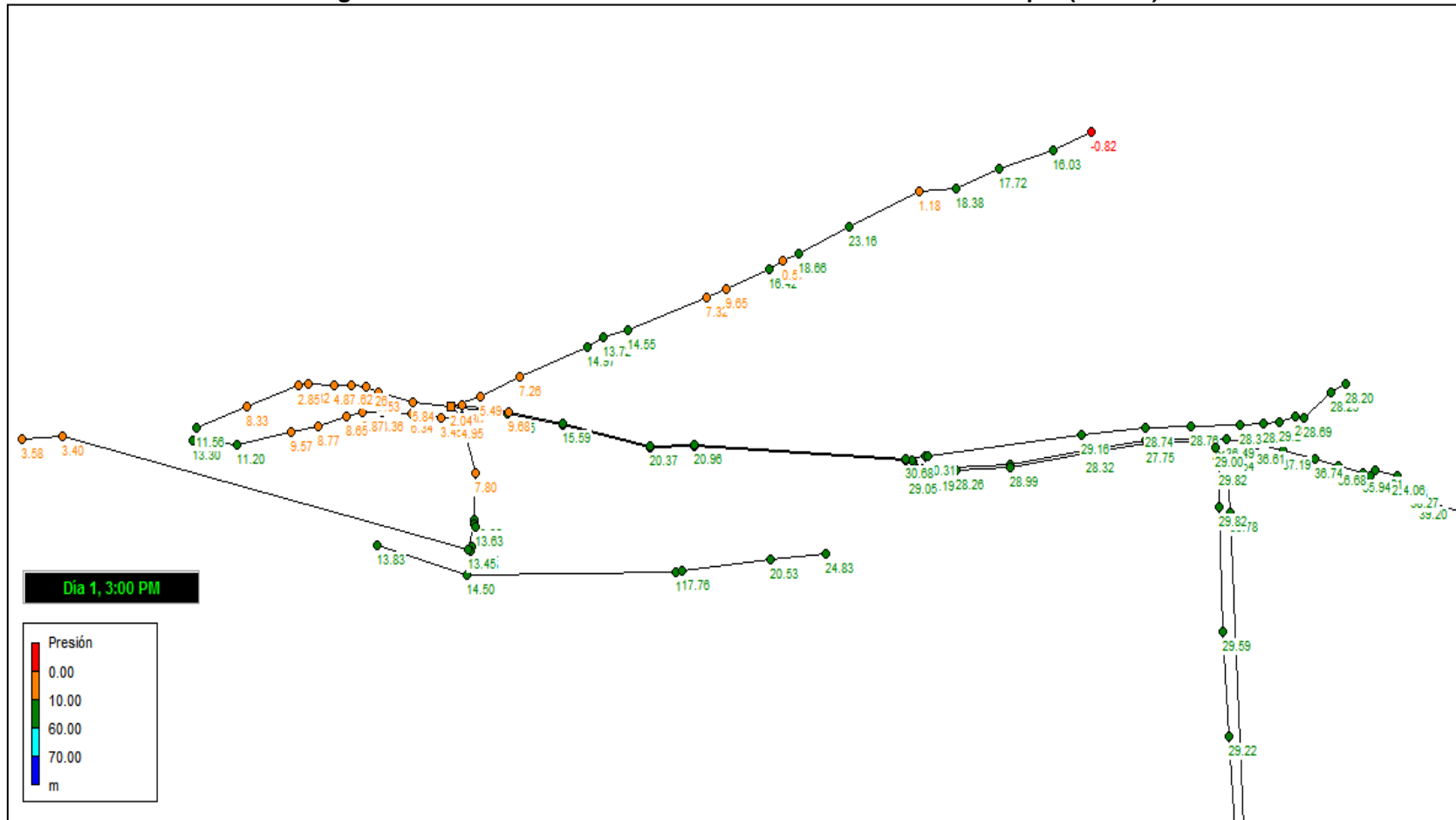
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 5-26. Presiones en la Red Escenario Actual de 3:00 a 4:00 pm



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 5-27. Presiones en la Red Escenario Actual de 3:00 a 4:00 pm (Detalle)



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

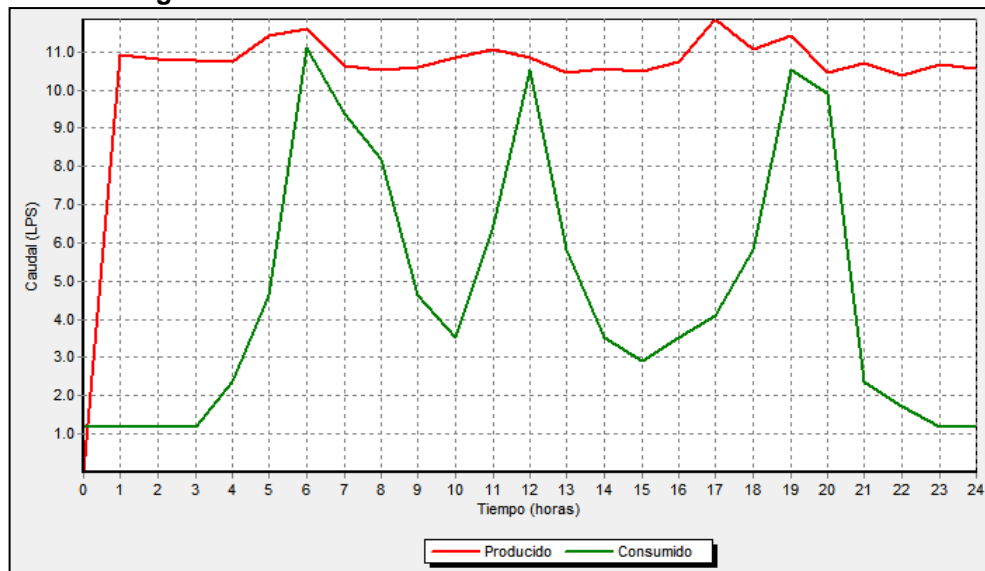
**Imagen 5-28. Mapa de Contorno de Presiones Escenario Actual de 6:00 a 8:00 am**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

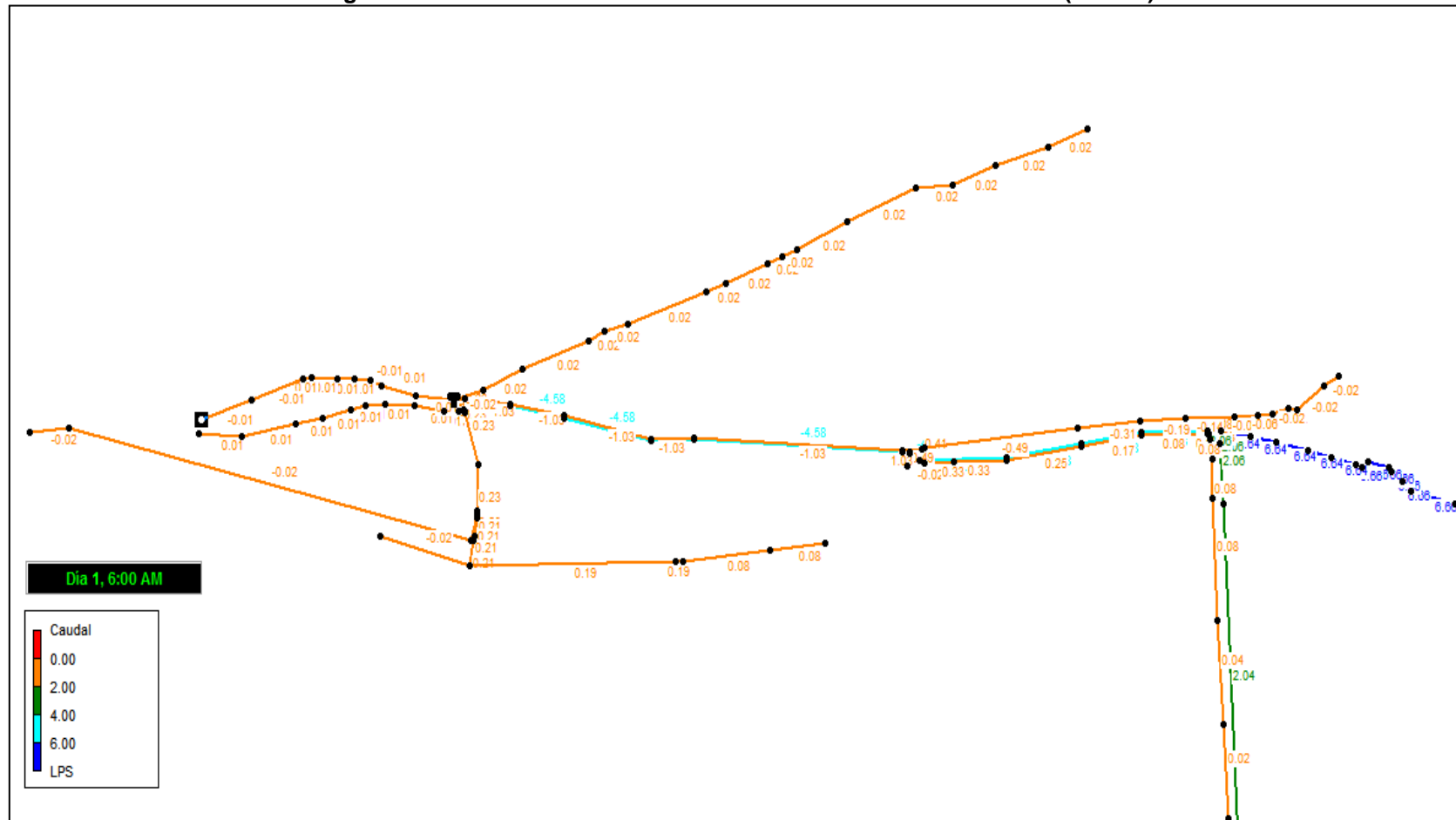
Se evalúa a continuación también el comportamiento de los caudales y la velocidad del agua en la red en el periodo horario de mayor demanda. La modelación indica que para el intervalo horario con mayor demanda los valores de caudal se encuentran entre los 0 y los 6,93 L/s y son distribuidos en forma proporcional a los usuarios por nodo en la red. Los resultados de modelación de las velocidades del sistema muestran valores entre los 0 m/s y los 2,00 m/s, donde los datos más altos se presentan en el ramal de Calle Larga. Es importante señalar que para evaluar las velocidades se toman como límites de referencia una velocidad mínima de 0,3m/s y una máxima de 2,5 m/s. Se resalta el hecho de que la para todos los intervalos de tiempo se presentan velocidades inferiores a 0,3 m/s, incluso en el momento de máxima demanda, y un gran número de tramos presenta valores cercanos a cero. Esta situación muestra la necesidad de contar con sistemas de purga que permitan realizar lavado de las tuberías con el fin de garantizar la eliminación de sedimentos que puedan afectar de forma negativa la calidad del agua.

**Imagen 5-29. Balance de Caudales de la Red Escenario Actual**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

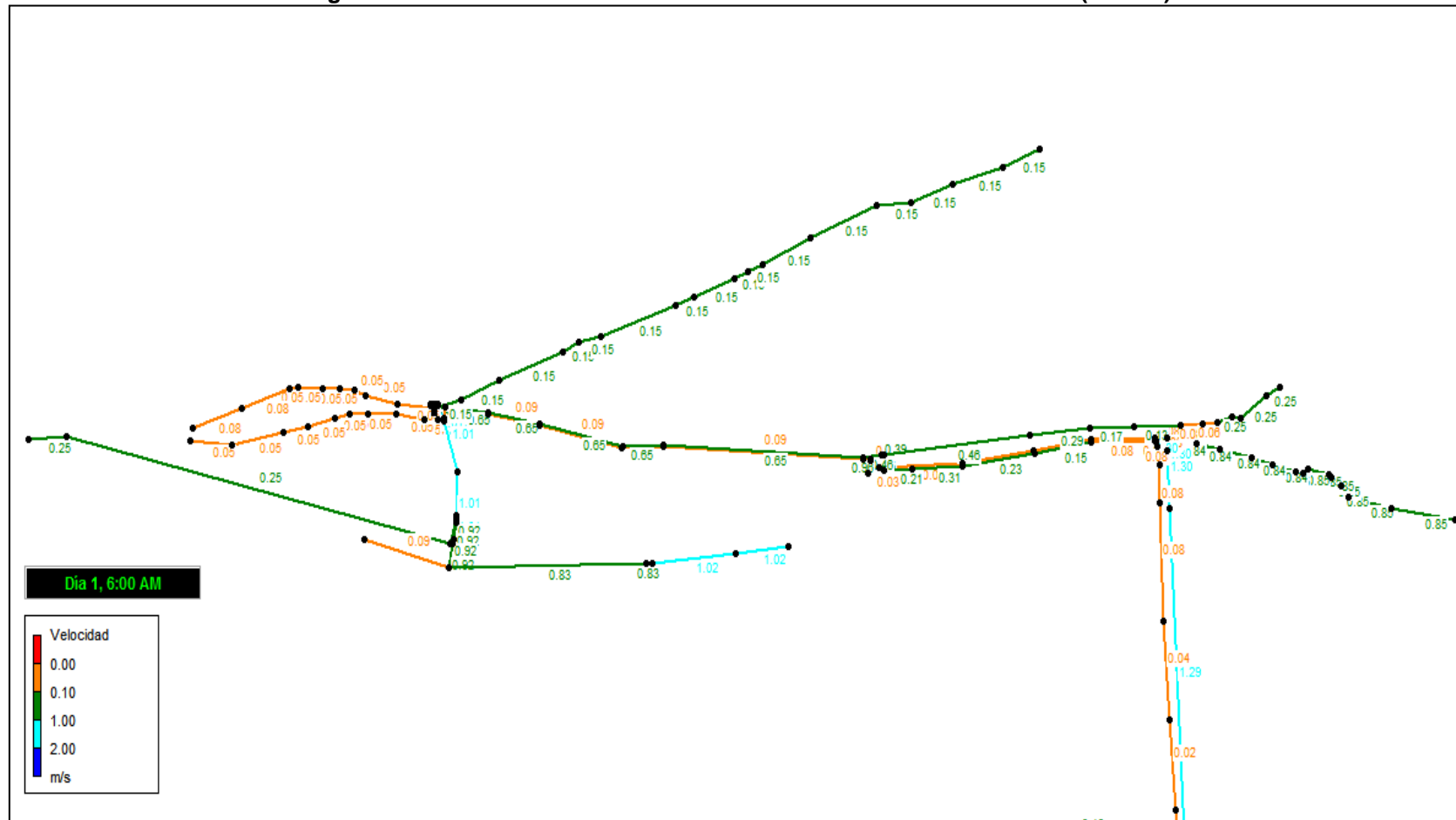
Imagen 5-30. Caudales en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013



Imagen 5-31. Velocidades en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

### 5.3.9.12 Simulación Hidráulica Escenario Futuro 2039

La simulación hidráulica de las redes de distribución del sistema se hace en periodo extendido, es decir, los nodos se cargan con el caudal máximo horario que corresponde al caudal diagnóstico del sistema según el numeral B.7.4.2 de RAS 2000 para el nivel de complejidad bajo, y se simula en forma horaria con la curva de consumo. En algunas horas del día se obtendrá el caudal máximo horario, punto en el cual se evalúan las presiones mínimas y en otra una hora valle se presentará un caudal horario más bajo, punto en el cual se evalúan las presiones máximas, de tal modo que la evaluación del modelo es dinámica y no estática.

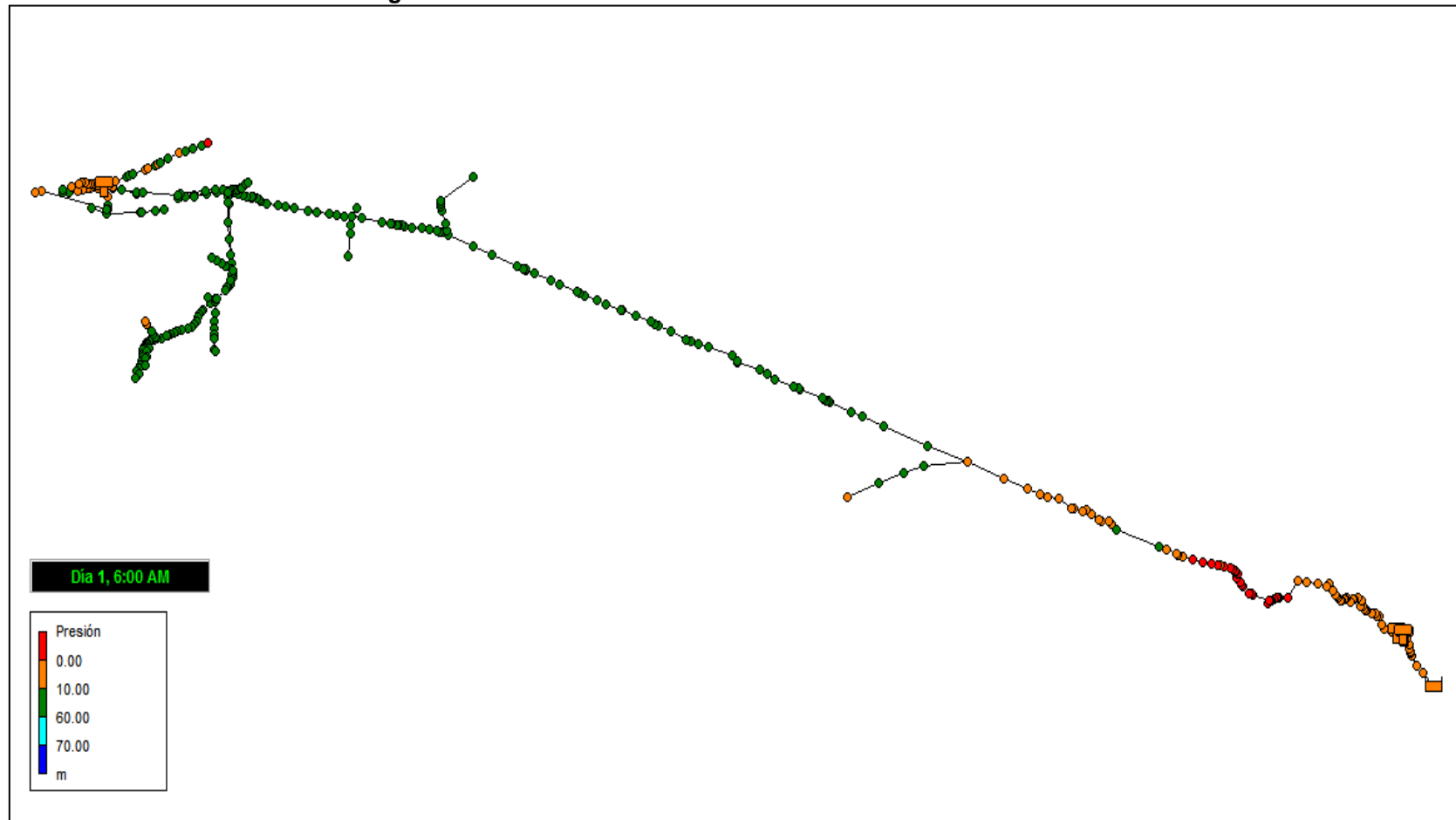
El caudal máximo diario para el 2039 es de 2,16 L/s, el archivo de modelación hidráulica para esta situación se presenta en el Anexo J. Modelación Hidráulica 2039. El escenario modelado indica que para el intervalo en el que se presenta el caudal máximo de consumo, entre las 6:00 am y las 7:00 am, se presentan presiones bajas, menores a 10 mca, en la parte baja de la conducción al tanque de almacenamiento ubicado en la Hacienda La Granada, la parte sur de la red de distribución en Calle Larga y algunas viviendas ubicadas en los alrededores del depósito mencionado, presentándose incluso presiones negativas en algunos tramos.

Esta situación se relaciona con la pendiente baja en el tramo de la tubería de conducción hacia el tanque que atraviesa los cañaduzales, que hace que la línea piezométrica se ubique por debajo del nivel del agua, sin embargo el aumento de la pendiente en el tramo posterior nivela las presiones en la red. La presiones negativas en los demás puntos son causadas principalmente porque los usuarios en estos nodos se encuentran en una cota por encima del nivel del agua en el tanque en la hora de máximo consumo. Estos usuarios entonces no tienen continuidad en el abastecimiento del recurso.

Este escenario se muestra en las siguientes figuras, en donde los nodos resaltados con color rojo, corresponden a los puntos con presiones negativas en el sistema, los nodos en color naranja muestran presiones bajas entre los 0 y los 10 mca y los nodos verdes se encuentran dentro del rango de presión recomendado por el RAS 2000. Se encuentra que los valores más críticos se localizan en la zona de los cañaduzales, con valores de hasta 1,87 mca por debajo de la piezométrica, mientras que el valor más alto de presión no supera los 60 mca.

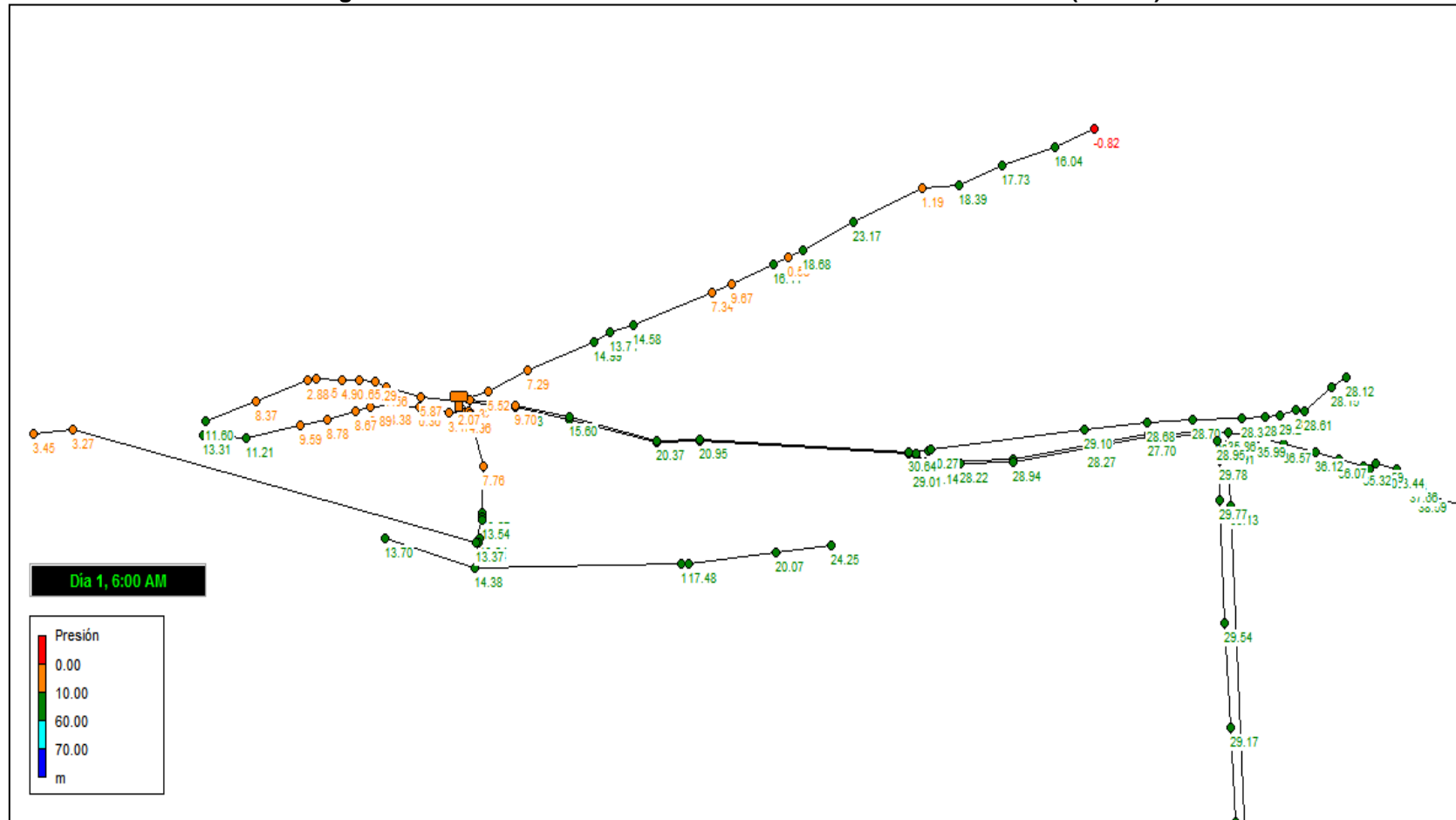
Este comportamiento de presiones de la red no varía mucho para el periodo horario donde se presentan demandas de agua más bajas, entre las 3:00 pm y las 4:00 pm. En efecto, los nodos que presentan problemas de presiones bajas o negativas, siguen siendo los mismos del sector de la conducción ubicado en los cañaduzales al oriente, la parte sur de la red en Calle Larga y algunos nodos que corresponden a usuarios localizados en cercanías al tanque de almacenamiento principal. No obstante en este escenario se presentan valores menos críticos, ya que el valor más bajo es de 0,82 mca por debajo de la línea piezométrica, mientras que el valor más alto de presión no supera los 40 mca. El mapa de contorno de presiones en este escenario se encuentra a continuación.

Imagen 5-32. Presiones en la Red Escenario Futuro de 6:00 a 7:00 am



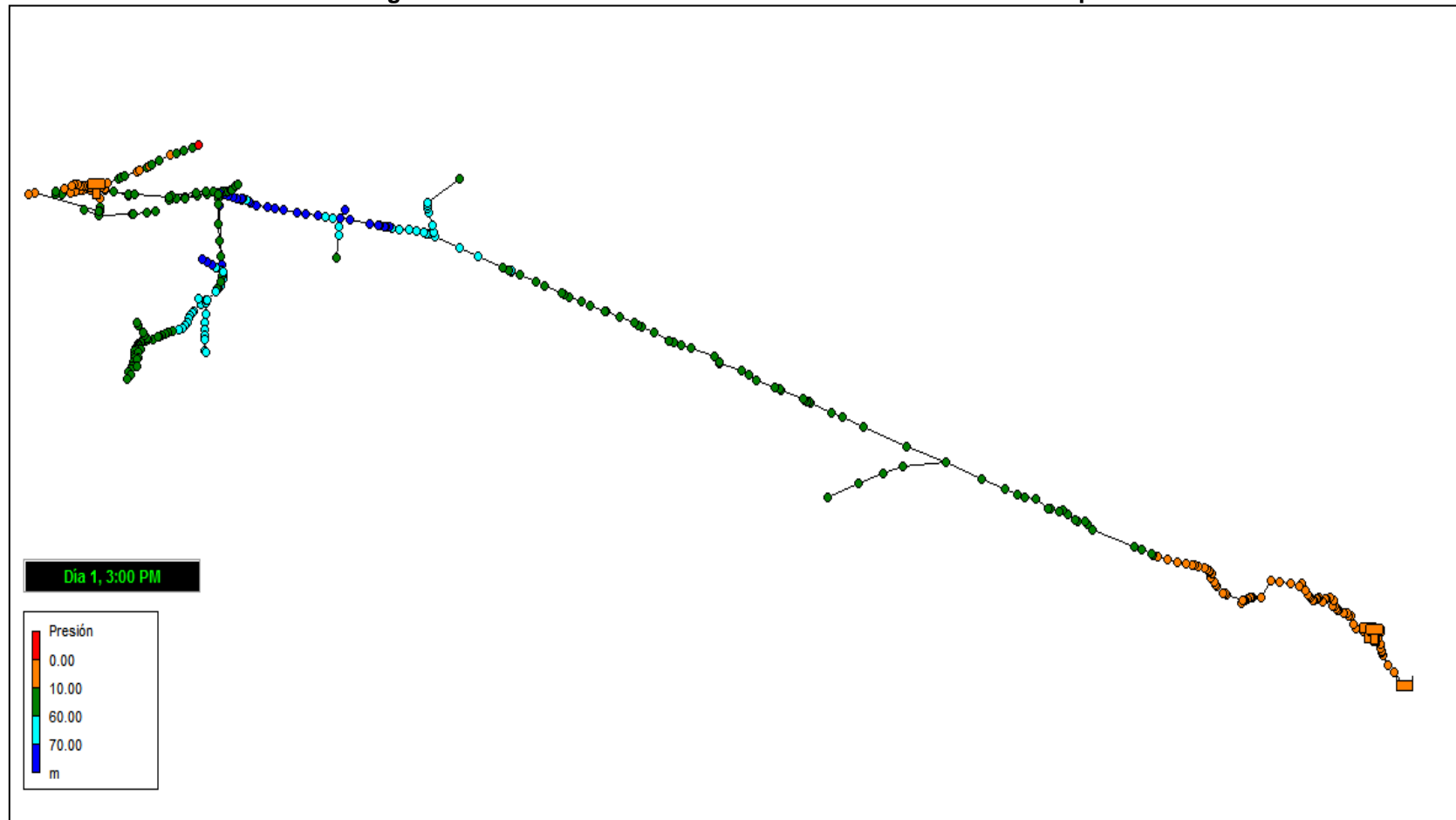
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 5-33. Presiones en la Red Escenario Futuro de 6:00 a 7:00 am (Detalle)



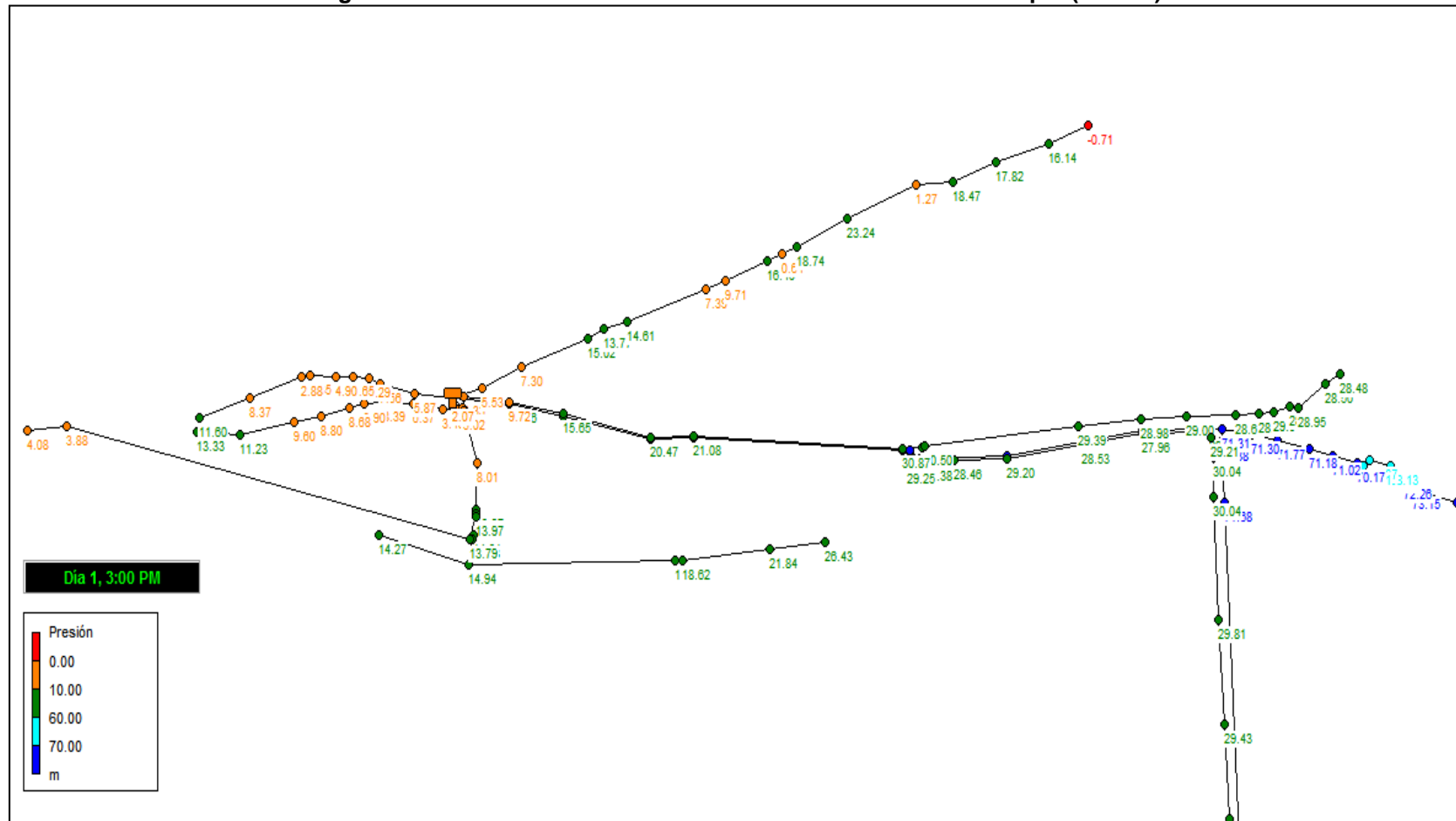
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 5-34. Presiones en la Red Escenario Futuro de 3:00 a 4:00 pm



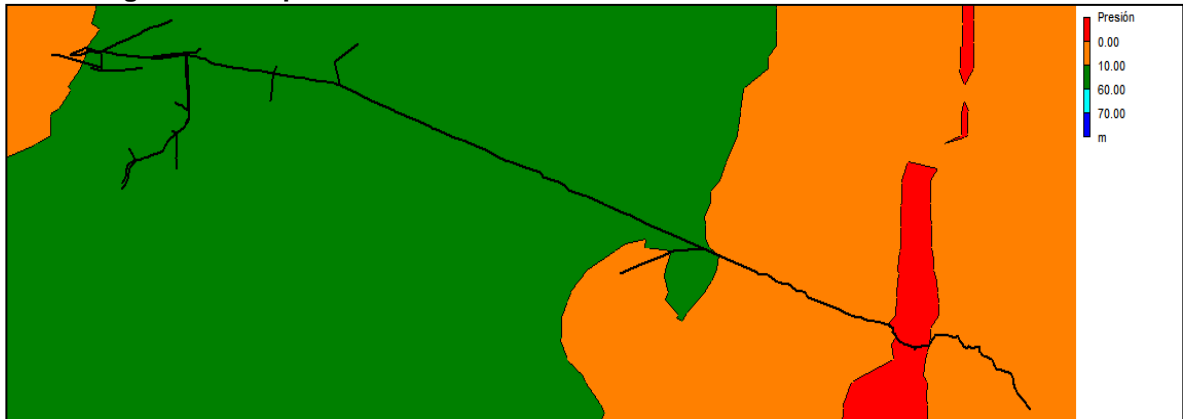
Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Imagen 5-35. Presiones en la Red Escenario Futuro de 3:00 a 4:00 pm (Detalle)



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

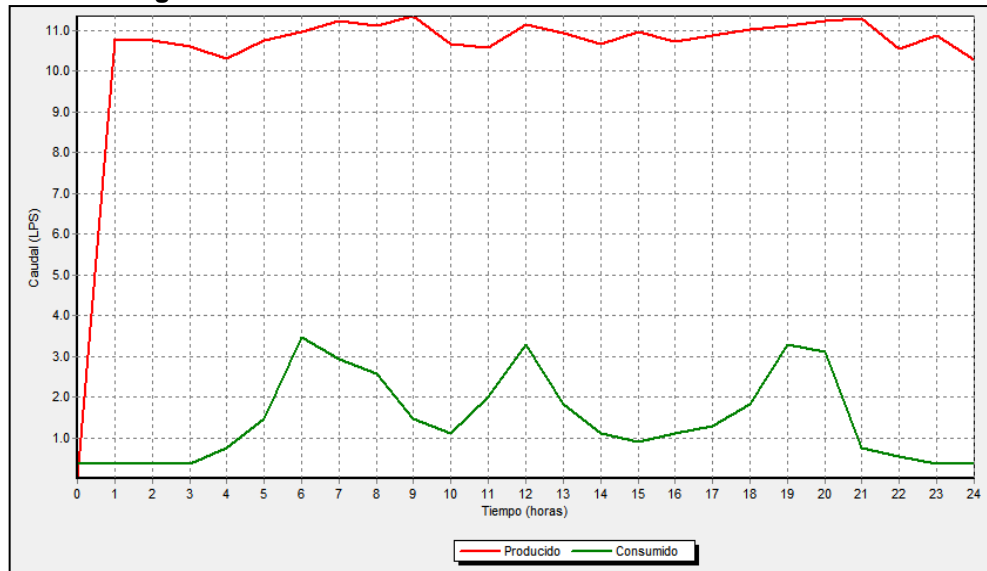
**Imagen 5-36. Mapa de Contorno de Presiones Escenario Futuro de 6:00 a 8:00 am**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Se evalúa a continuación también el comportamiento de los caudales y la velocidad del agua en la red en el periodo horario de mayor demanda. La modelación indica que para el intervalo horario con mayor demanda los valores de caudal se encuentran entre los 0 y los 6,93 L/s y son distribuidos en forma proporcional a los usuarios por nodo en la red. Los resultados de modelación de las velocidades del sistema muestran valores entre los 0 m/s y los 2,00 m/s, donde los datos más altos se presentan en el ramal de Calle Larga. Es importante señalar que para evaluar las velocidades se toman como límites de referencia una velocidad mínima de 0,3m/s y una máxima de 2,5 m/s. Se resalta el hecho de que la para todos los intervalos de tiempo se presentan velocidades inferiores a 0,3 m/s, incluso en el momento de máxima demanda, y un gran número de tramos presenta valores cercanos a cero. Esta situación muestra la necesidad de contar con sistemas de purga que permitan realizar lavado de las tuberías con el fin de garantizar la eliminación de sedimentos que puedan afectar de forma negativa la calidad del agua.

**Imagen 5-37. Balance de Caudales de la Red Escenario Futuro**

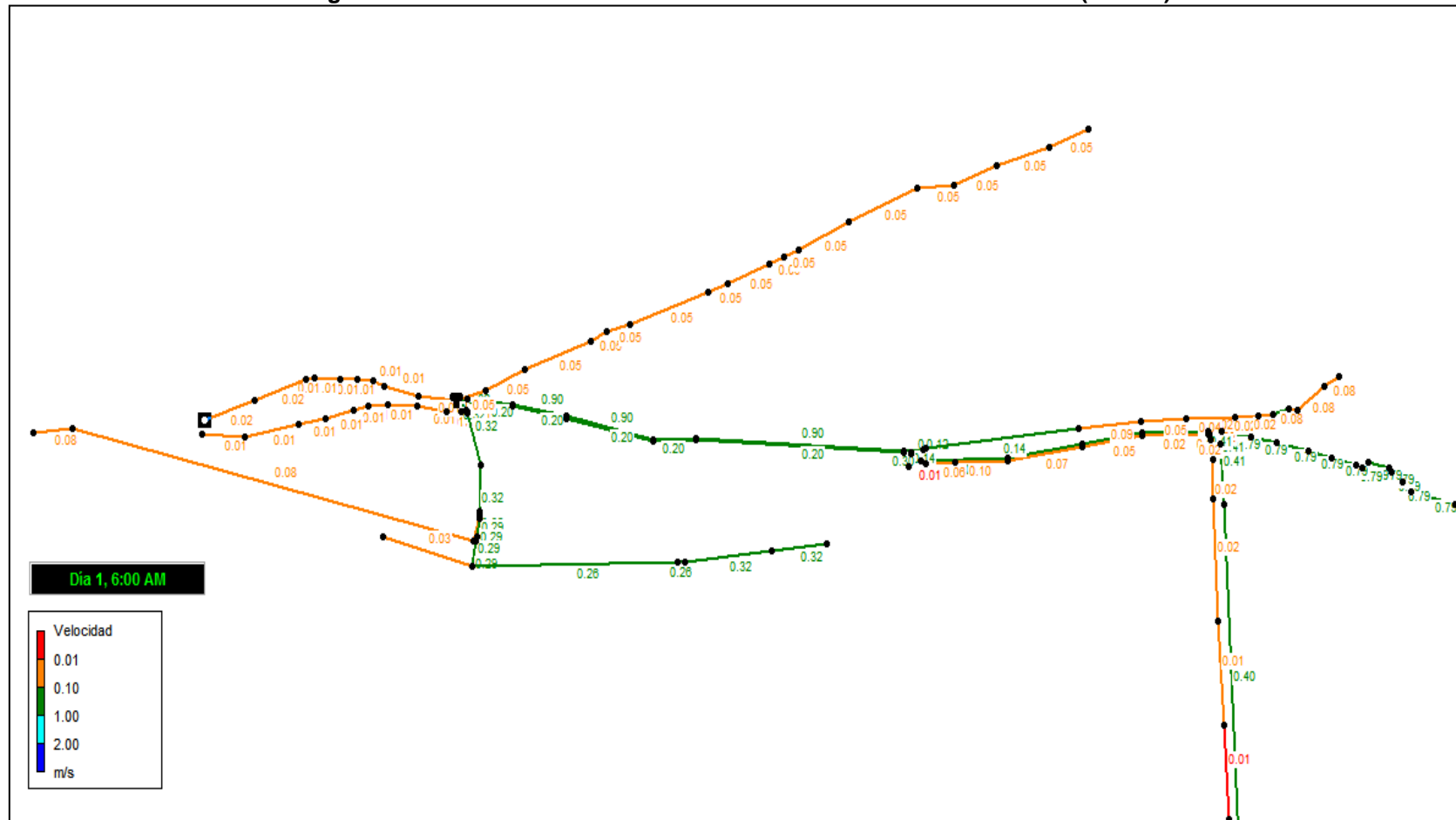


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013





Imagen 5-39. Velocidades en la Red Escenario Actual de 6:00 a 7:00 am (Detalle)



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Con base en el diagnóstico realizado se concluye que es necesario incluir dentro del sistema válvulas de purga para evitar subpresiones en la red y garantizar el correcto funcionamiento del sistema, ya que se evidencia que el principal problema de la red está relacionado con la distribución desigual de presiones. Es necesario la inclusión de sistemas de expulsión y entrada de aire a las tuberías según lo requiera el sistema. Se deberá en lo posible también cerrar circuitos en las redes de distribución, con el propósito de equilibrar las presiones y permitir la recirculación del agua en las tuberías. Se evidencia que la red se ha desarrollado a partir de la línea de conducción principal sin planeación ni bajo una concepción técnica siguiendo el patrón de vías de la localidad.

Un aspecto que afecta considerablemente el funcionamiento adecuado de la red es la falta de regulación de la cantidad de agua en el sistema, manifestada en la falta de programas de uso racional del recurso, tarifas muy bajas y falta de control del consumo mediante micro y macro medición, que ocasionan que los pobladores de la localidad en general malgasten el agua. Una posible mejora de la red de distribución estaría relacionada con la sectorización de los ramales de la red, ya que en caso de avería en alguna zona de la misma, no se cuenta con válvulas que permitan su sectorización apropiada, lo que dificulta las labores de mantenimiento y produce que parte de los usuarios se quede sin el servicio.

## 6. ALTERNATIVAS DE OPTIMIZACIÓN

A continuación se presenta el resumen de las problemáticas encontradas y las la recomendaciones o alternativas de optimización propuestas para el sistema de acueducto de corregimiento de Paila Arriba con base en el diagnóstico realizado.

### 6.1 FUENTE DE ABASTECIMIENTO

#### 6.1.1 Problema Identificado

El acueducto no cuenta con concesión de aguas de su fuente de abastecimiento en el río San Marcos. El trámite de la concesión ante la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca -CVC- no se ha podido realizar debido a que la Junta Administradora del Acueducto, no cuenta con personería jurídica.

#### 6.1.2 Recomendación

Se requiere el fortalecimiento Institucional de la Junta Administradora del Acueducto y la obtención de la Personería Jurídica que le permita mejorar su organización administrativa y la obtención ante la CVS de la merced o concesión del agua. De acuerdo con el caudal demandado al año 2039, la solicitud de la concesión de agua debe hacerse para un caudal de 2,33 L/s.

### 6.2 CAPTACIÓN DEL AGUA

#### 6.2.1 Problema Identificado

El sistema de acueducto del municipio de Paila Arriba cuenta con una bocatoma lateral ubicada en el río San Marcos. En el punto de captación la fuente de abastecimiento posee una dinámica hídrica muy variable, caracterizada principalmente por la ocurrencia periódica de grandes crecientes, que han causado el desgaste y destrucción de estructuras cercanas a la bocatoma. Las características geológicas de la zona hacen que el lecho del río sea muy ancho, de pendientes suaves y con presencia de playones e islotes generados por el paso del agua, facilitando el desborde del cauce del río en épocas de invierno, aumentando el arrastres de sedimentos y consecuentemente la turbiedad.

Por el contrario, en épocas de caudal mínimo, el río tiende a concentrar su caudal en el centro del lecho, lejos de la entrada a la rejilla de captación, por lo que se presentan problemas de abastecimiento del sistema. Estas características han causado históricamente fenómenos de remoción en masa y socavación en las estructuras de la bocatoma. En años anteriores y debido a las crecientes del río fueron destruidas las obras de captación que se habían construido y se deterioraron partes de las estructuras de protección de la bocatoma antigua que es la que permanece en funcionamiento. La situación descrita lleva a pensar que el punto de captación y tipo de estructura actual de captación no es la más adecuada para las características del río.

Igualmente el acueducto cuenta con una segunda estructura de captación que le permite funcionar con una fuente alterna para suplir las emergencias cuando la estructura principal tiene problemas en época de verano y de esta manera distribuir el agua a un sector del acueducto veredal.

### **6.2.2 Recomendación**

Con el fin de estudiar la alternativa de localización de una nueva estructura de captación para el acueducto, se realizó un reconocimiento de campo de las condiciones de la fuente de abastecimiento aguas arriba del sitio actual y se encontró un sitio apropiado a una distancia aproximada de 1500 metros aguas arriba de la bocatoma existente en un punto cercano al puente de la Chorrera. En este punto es factible la construcción de una bocatoma lateral. Se recomienda igualmente, suprimir la bocatoma auxiliar con que cuenta el acueducto, dado que se requiere concentrar en un solo punto la totalidad del caudal a tratar en la nueva Planta de Tratamiento de agua que se construirá en los predios del Señor Pino.

## **6.3 DESARENADOR**

### **6.3.1 Problema Identificado**

El acueducto tiene tres estructuras de desarenación. La más reciente a la que se le denominó desarenador nuevo, se encuentra fuera de servicio por los problemas identificados en la zona de salida.

### **6.3.2 Recomendación**

Considerando la calidad del agua del río San Marcos y con el objeto de aprovechar la infraestructura existente, se recomienda recuperar el desarenador nuevo e integrarlo al sistema de producción de agua. De esta manera, en el funcionamiento hidráulico del sistema existente, se contaría con tres desarenadores para el pretratamiento del agua. A las otras dos estructuras, se les realizarían reparaciones menores.

## 6.4 LÍNEAS DE ADUCCIÓN

### 6.4.1 Problema Identificado

La línea de aducción existente entre la captación y el desarenador antiguo presenta tramos de muy poca profundidad y tramos superficiales que hacen que la tubería quede expuesta a roturas y a eventuales desconexiones y pérdida de la tubería por movimientos del río San Marcos. La línea de aducción que va al tanque de almacenamiento principal carece de un adecuado número de ventosas y válvulas de purga para un adecuado funcionamiento hidráulico.

### 6.4.2 Recomendación

La línea de aducción principal entre la bocatoma y el desarenador antiguo, debe reinstalarse en una longitud aproximada a los 150 metros. Dotar de un adecuado número de válvulas de sectorización, ventosas y purga a la línea de aducción al tanque de almacenamiento principal, para facilitar las labores de reparación, mantenimiento y mejorar su funcionamiento hidráulico.

## 6.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

### 6.5.1 Problema Identificado

El sistema carece de un sistema adecuado para la potabilización del agua. Los niveles de turbiedad alta en el río San Marcos, demandan la necesidad de implementar una planta para el tratamiento del agua.

### 6.5.2 Alternativas Para el Tratamiento del agua

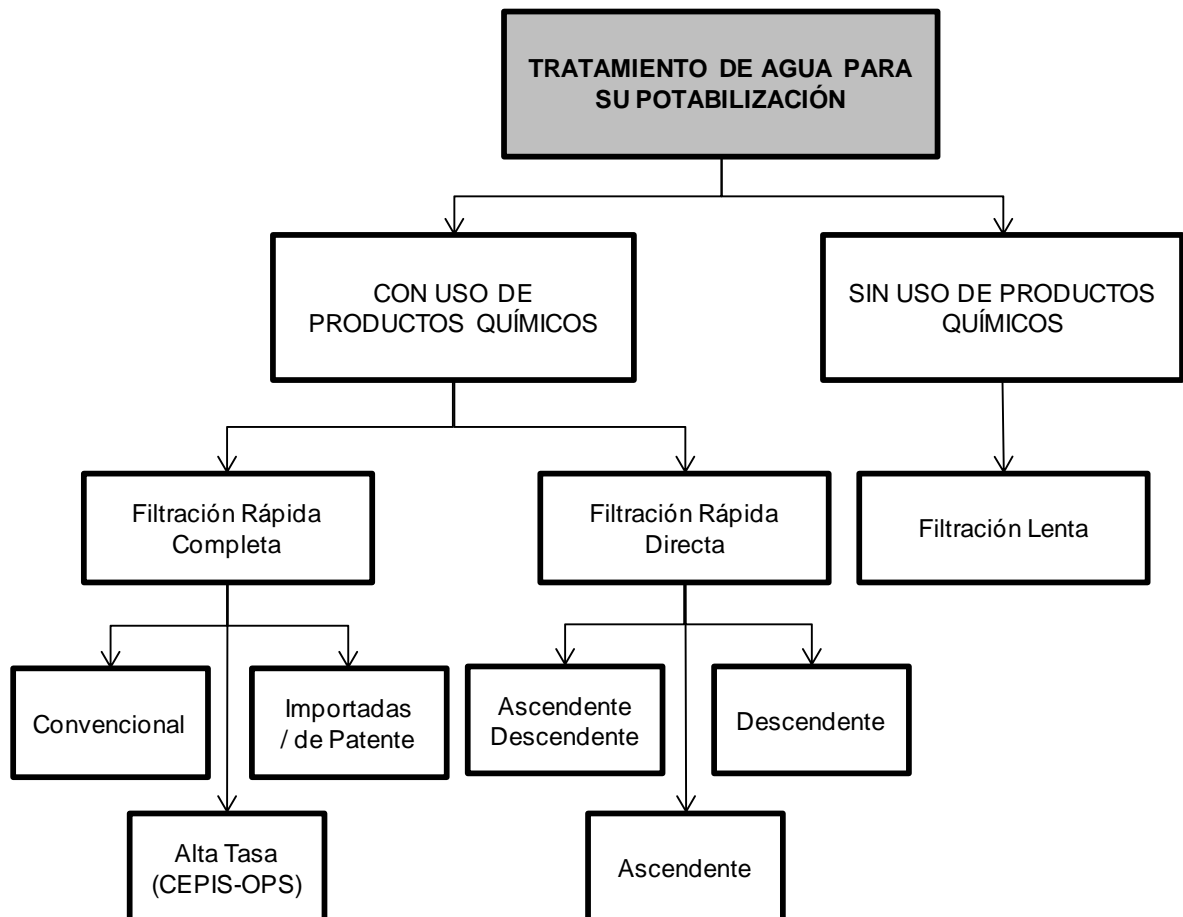
Teniendo en cuenta la calidad del agua en la fuente de abastecimiento en el punto de captación, principalmente su turbiedad y características microbiológicas, se postulan dos alternativas para el tratamiento del agua: un sistema de tratamiento convencional y un sistema de tratamiento de filtración lenta. Para la primera opción se tiene una estructura de tratamiento convencional que incluye procesos de coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección, que requiere del uso de productos químicos. Para la segunda opción se presenta un sistema de filtración en múltiples etapas (FIME) sin el uso de productos químicos.

Tradicionalmente los sistemas de tratamiento del agua, comprenden dos grandes tecnologías: en el primer grupo, están alternativas que para el tratamiento del agua utilizan productos químicos y entre ellos, la utilización del alumbre. En el segundo grupo de tecnologías, están aquellas que no utilizan productos químicos y en este grupo encontramos las tecnologías llamadas FIME o de filtración lenta en múltiples etapas.

- La selección de la tecnología que se recomienda para un sistema de potabilización del agua, debe considerar los siguientes aspectos:
- La calidad del agua cruda, en especial los valores de la turbiedad, color y carga bacteriana
- La capacidad de operación por parte de la Empresa Administradora muchas veces medido como el nivel de complejidad del sistema
- El grado de desarrollo de la comunidad o si se trata de una población urbana o rural.

Básicamente las dos primeras variables son las más importantes y entre las dos, pudiéramos decir que la calidad del agua es la variable más importante dado que dependiendo de ella es la garantía de un suministro de agua potable a una comunidad. Las tecnologías para el tratamiento del agua, las podemos resumir así:

**Imagen 6-1. Tecnologías para el Tratamiento del Agua Potable**



Fuente: Adaptado de CEPIS-OPS, 2004

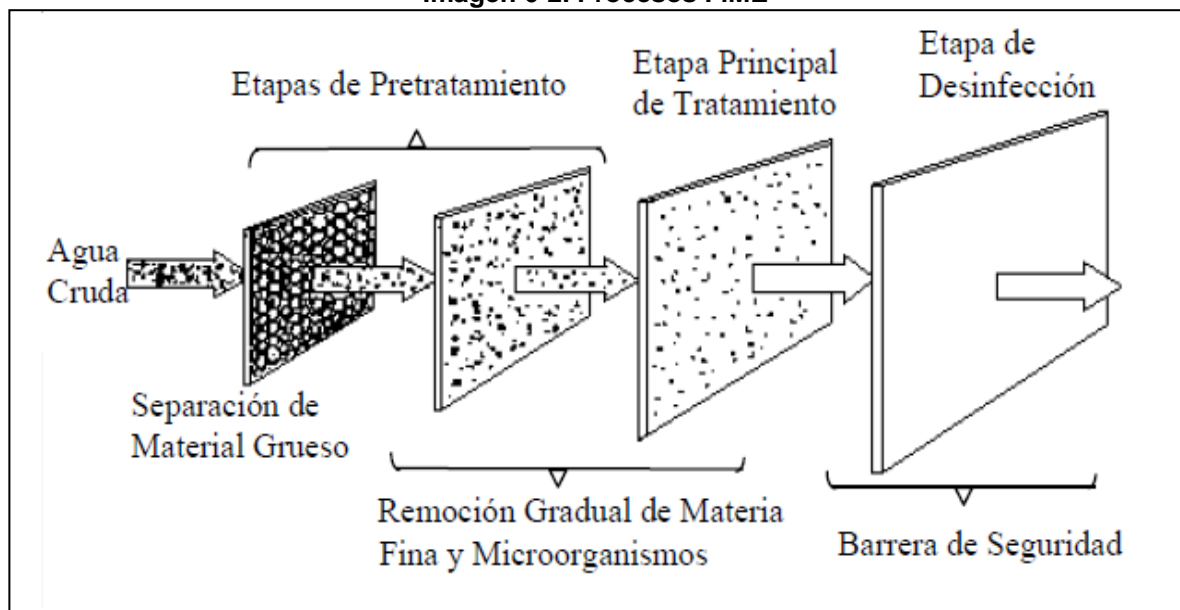
### 6.5.3 Diseño Preliminar de las Alternativas

#### 6.5.3.1 Prediseño de una Planta FIME

La tecnología de Filtración Lenta en Múltiples Etapas (FiME) consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. Podríamos decir, que consiste en una planta de tratamiento para aguas crudas de regular calidad fisicoquímica, que involucra dependiendo de la calidad del agua, procesos de pretratamiento del agua como son el Filtro Grueso Dinámico (FGD<sub>i</sub>) y los sistemas de prefiltración gruesa ascendente ya sea en capas o en serie, seguidos del proceso de tratamiento que se realiza en el Filtro Lento de Arena (FLA).

La filtración en múltiples etapas (FiME) es la combinación de unidades de pretratamiento y tratamiento que buscan obtener un efluente de buena calidad sin necesidad de la utilización reactivos químicos durante el proceso. Dado que esta tecnología no requiere del uso de productos químicos, su implementación es dependiente de la calidad del agua cruda, siendo recomendada para aguas crudas con turbiedades menores de 80 unidades de turbiedad.

Imagen 6-2. Procesos FiME



Fuente: CEPIS-OPS, 2005

Para la escogencia de los criterios de diseño para esta tecnología, el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiental (CEPIS), recomienda en la Guía Para Diseño de Sistemas de Tratamiento de Filtración en Múltiples Etapas, utilizar los siguientes criterios de diseño:

**Tabla 6-1. Modelo Para la Selección de un Sistema de Tratamiento de Agua FIME**

Coliformes Fecales (UFC/100 ml)	Turbiedad (UNT)	< 10	10-20	20-50	50-70 (*)
	Color Real (UC)	< 20	20-30	30-40	30-40 (*)
< 500	Sin FGA		FGAC <sub>0,6</sub>	FGAC <sub>0,45</sub>	FGAS <sub>3,0,3</sub>
500 - 10000	FGAC <sub>0,6</sub>		FGAC <sub>0,6</sub>	FGAC <sub>0,45</sub>	FGAS <sub>3,0,3</sub>
10000 - 20000 (*)	FGAC <sub>0,45</sub>		FGAC <sub>0,45</sub>	FGAC <sub>0,45</sub>	FGAS <sub>3,0,3</sub>

\*Todas las opciones incluyen FGD<sub>i</sub> 2.0 y FLA 0.15 m/h

Fuente: CEPIS-OPS, 2005

Como puede observarse, de acuerdo con el CEPIS, la tecnología FIME se puede implementar con aguas crudas que presenten turbiedades hasta de 70 UNT y color real hasta 40 UC utilizando para estos casos, un Filtro Grueso Dinámico que trabaje con velocidad de filtración de 2 m/hora, de un sistema de tres Prefiltros Gruesos ascendentes en serie con velocidades de filtración de 0,3 m/hora y de un sistema de Filtración Lenta en Arena con velocidad de filtración de 0,15 m/hora

Las normas RAS por su parte, en el Título C.7.3.1.2 numeral 2 recomienda esta tecnología de tratamiento para aguas que presenten un color menor a 30 UPC y una turbiedad menor de 80 UNT. Para el caso del acueducto de Paila Arriba, considerando los niveles de turbiedad del río San Marcos, no es recomendable la utilización de esta tecnología debido a que los niveles de turbiedad son mayores de 500 UNT en épocas de invierno. Implementar esta tecnología, solamente la harían viable para épocas de verano, cuando los niveles de turbiedad de la fuente de abastecimiento sean bajos o menores de 70 UNT.

Considerando los elementos técnicos anteriores, procederemos al prediseño hidráulico de una Planta FIME. La planta consistirá de: un Filtro Grueso Dinámico que trabaje con velocidad de filtración de 2 m/hora, de un sistema de tres Prefiltros Gruesos ascendentes en serie con velocidades de filtración de 0,3 m/hora y de un sistema de Filtración Lenta en Arena con velocidad de filtración de 0,15 m/hora.

El caudal de diseño para una planta FIME es el caudal máximo diario:

$$\text{Caudal Máximo Diario Año 2039} = 2,16 \text{ L/s}$$



### a. Diseño Hidráulico Filtros Gruesos Dinámicos

De acuerdo con la Tabla C.3.1 de las normas RAS, se proyectan dos prefiltros con velocidad de filtración de 2 m/h.

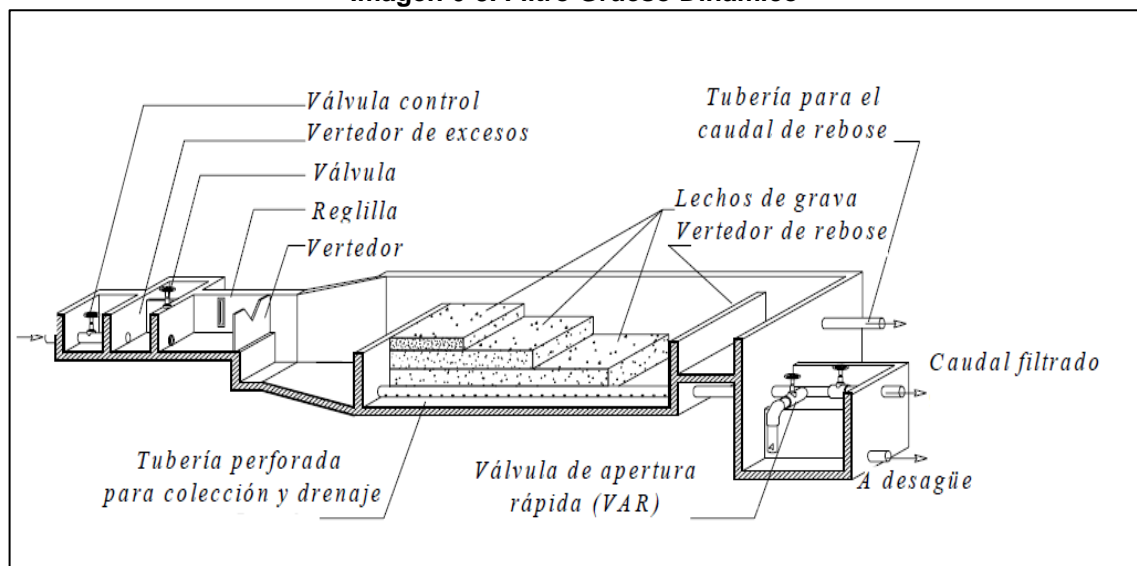
$$\text{Área del prefiltro} = \text{Caudal de filtración} / \text{Velocidad de filtración}$$

$$\text{Caudal de filtración} = 2,16 \text{ L/s} \times 3.600 \text{ s/hora} \times 1 \text{ m}^3/1000 \text{ L} = 7,78 \text{ m}^3/\text{hora}$$

$$\text{Área del prefiltro} = 7,78 / 2 = 3,89 \text{ m}^2$$

Se proyectan dos prefiltros gruesos dinámicos de 1,94 m<sup>2</sup> cada uno. Para una relación largo ancho de 4 a 1 se tiene un ancho de 0,70 m y una longitud útil de 2,80 m. Adicional a esta longitud, se debe dejar 1 m adicional para la caja de recuperación de la arena. La estructura igualmente contará con una caja de entrada, sistema de medición de caudal, vertedero de salida, ver ilustración siguiente:

**Imagen 6-3. Filtro Grueso Dinámico**



Fuente: CEPIS-OPS, 2005

El Filtro Grueso Dinámico tendrá un lecho filtrante de 0,60 m de altura que irá sobre un lecho de soporte de grava y arena gruesa de 0,30 m de espesor, un borde libre de 0,20 m para una altura total de 1,10 m.

### b. Prediseño Hidráulico Filtros Gruesos Ascendentes en Serie

Se tendrán tres prefiltros gruesos ascendentes en serie diseñados con velocidad de filtración de 0,3 m/hora. Las normas RAS en la Tabla C.3.1 recomiendan un valor entre 0,3 y 0,7 m/h.

Área del prefiltro = Caudal de filtración / Velocidad de filtración

Caudal de filtración = 2,16 L/s x 3.600 s/hora x 1 m<sup>3</sup>/1000 L = 7,78 m<sup>3</sup>/hora

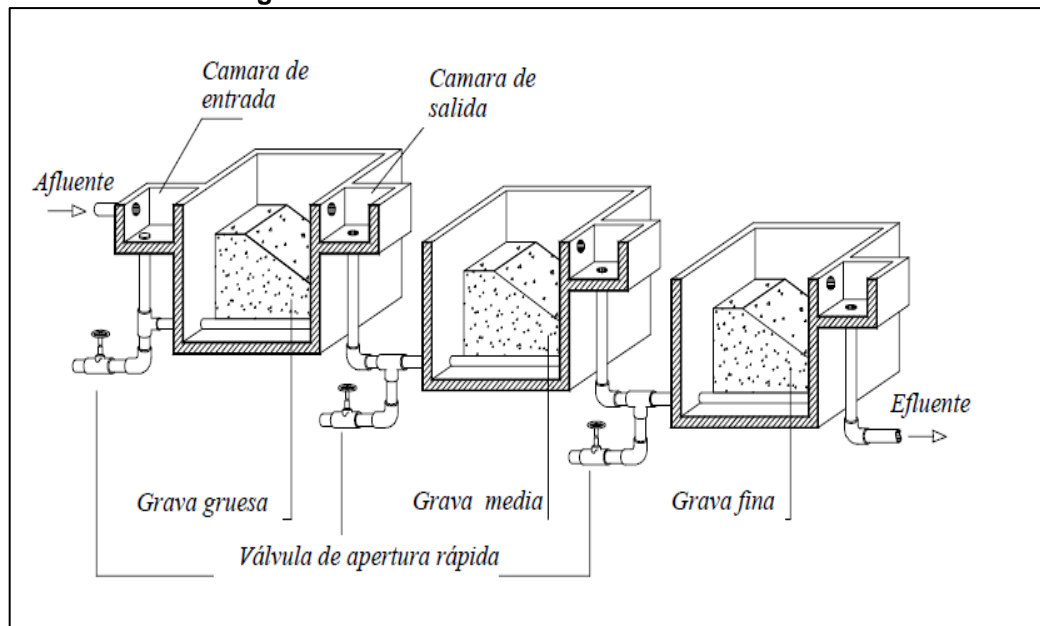
Área de prefiltros = 7,78 / 0,3 = 25,92 m<sup>2</sup>

Área del prefiltro = 25,92 / 2 = 12,96 m<sup>2</sup>

Los prefiltros serán de sección cuadrada de 3,60 m de lado

Se proyectan dos unidades de prefiltración gruesa y cada unidad de prefiltros gruesos la conformarán tres unidades en serie, en forma similar a la presentada en la siguiente ilustración:

**Imagen 6-4. Filtros Gruesos Ascendentes en Serie**



Fuente: CEPIS-OPS, 2005

De acuerdo con la Tabla C.3.2 de las normas RAS, cada Prefiltro Grueso tendrá un lecho filtrante de 1,10 m de altura que irá sobre un lecho de soporte de grava y arena gruesa de 0,45 m de espesor, una altura del agua sobre el lecho de 0,25 m y un borde libre de 0,30 m para una altura total de 2,10 m.

### c. Prediseño Hidráulico Filtros Lentos en Arena

Se tendrán dos filtros lentos en diseñados con velocidad de filtración de 0,15 m/hora. Las normas RAS en el Título C.7.5.2.5 recomiendan velocidades de filtración entre 2,4 y 7,2 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.día) que corresponden a velocidades de filtración entre 0,10 y 0,3 m/hora.

Área de filtros lentos = Caudal de filtración / Velocidad de filtración

Caudal de filtración = 2,16 L/s x 3.600 s/hora x 1 m<sup>3</sup>/1000 L = 7,78 m<sup>3</sup>/hora

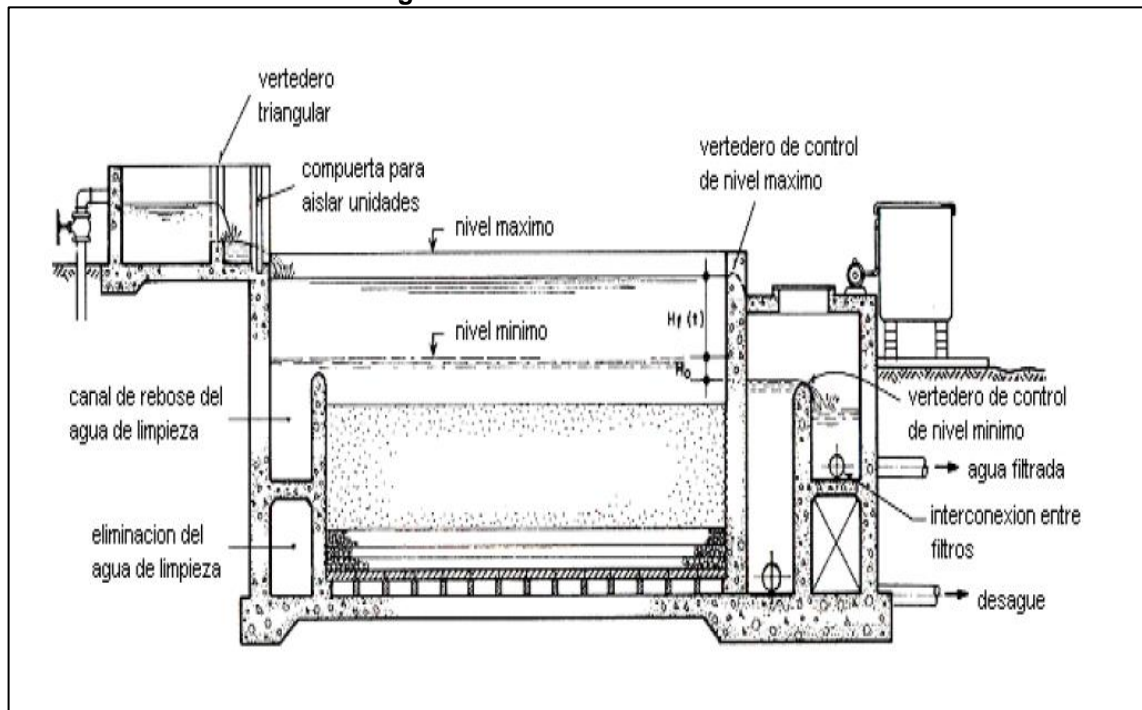
Área de filtros = 7,78 / 0,15 = 51,84 m<sup>2</sup>

Área del filtro lento = 51,84 / 2 = 25,92 m<sup>2</sup>

Los filtros lentos serán de sección cuadrada de 5,10 m de lado

Se proyectan dos unidades de filtración lenta, en forma similar a la presentada en la siguiente ilustración:

**Imagen 6-5. Filtros Lentos en Arena**



Fuente: CEPIS-OPS, 2005

### 6.5.3.2 Prediseño Hidráulico Planta Convencional

El caudal de diseño para la Planta de Tratamiento (PTAP) del acueducto de Paila Arriba, será igual al caudal máximo diario correspondiente al período de diseño más el consumo interno que se tendrá en la planta para atender las labores de operación y mantenimiento. Para el presente proyecto se supone un consumo en planta correspondiente al 5% del caudal medio diario (normas RAS B.2.5.2).

Caudal máximo diario año 2039 = 2,16 L/s

Caudal medio diario año 2039 = 1,66 L/s

Caudal de diseño PTAP = 2,16 + 0,05 x 1,66 = 2,25 L/s

El caudal de diseño de la planta de tratamiento de agua potable para el acueducto de Paila Arriba será de 2,25 L/s. Este es un caudal bastante bajo para la operación de una planta de tratamiento convencional en cuanto que el tamaño de las unidades de tratamiento serían muy pequeñas. Se propone incrementar el tamaño de la planta de tratamiento, considerando la operación de la PTAP durante 12 horas, con lo cual se disminuirán los costos de operación del servicio. Esta propuesta tiene en cuenta que el acueducto cuenta con y un tanque de almacenamiento construido con capacidad suficiente para almacenar la producción adicional de agua potable

Caudal de diseño PTAP = 2 x 2,25 = 4,5 L/s

### a. Medición del Caudal y Coagulación

Para la medición del caudal afluente se proyecta instalar en el canal de aguas crudas un vertedero triangular de 45° de escotadura. Seguidamente el agua continuará por el canal de 0,30 m de ancho, en cual se construirá una rampa para producir un cambio de pendiente en el canal y de esta manera producir un resalto hidráulico que se utilizará para realizar la mezcla rápida del coagulante con el agua.

El canal rectangular con cambio de pendiente (tipo rampa) se calcula según metodología y desarrollo contenida en el libro de "Tratamiento de agua Tecnología actualizada" de Carlos A Ritchter y José M de Azevedo Netto en el capítulo 5.

Caudal de diseño = 4,5 L/s

La carga hidráulica sobre el vertedero triangular de 45° de escotadura viene dada por la siguiente expresión:

$$Q = C \cdot \tan(\Theta/2) \cdot H^{2,47}$$

En donde:

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

C = coeficiente = 1,32

tan = tangente

Θ = ángulo de escotadura del vertedero = 45°

H = Carga hidráulica sobre la cresta del vertedero, en m

$$H = (0,0045 / (1,32 \times \tan(45^\circ/2)))^{1/2,47} = 0,1432 \text{ m} \approx 0,14 \text{ m}$$

Caudal por unidad de ancho:  $q = 0,045 / 0,30 = 0,015 \text{ L/s-m}$

La profundidad crítica viene dada por la siguiente expresión:

$$y_c = (q^2/g)^{1/3}$$

En donde:

$y_c$  = profundidad crítica del agua, en m

$q$  = caudal por unidad de ancho, en L/s-m

$g$  = aceleración de la gravedad =  $9,81 \text{ m/s}^2$

$$y_c = (0,015^2 / 9,81)^{1/3} = 0,028 \text{ m}$$

Para una altura de caída (altura de la rampa) de 0,25 m, se tiene:

$$V_1^2 / 2g + h_1 = \text{Energía específica} = E_0$$

$$V_1^2 / 2g + q_1 / V_1 = \text{Energía específica} = E_0$$

La solución de la ecuación anterior viene dada por:

$$V_1 = 2 \times (2g \cdot E_0 / 3)^{1/2} \cdot \cos \Theta / 3$$

En donde:

$$\cos \Theta = -g \cdot q / (2g \cdot E_0 / 3)^{1/2}$$

$$\cos \Theta = -9,8 \times 0,028 / (2 \times 9,8 \times 0,25 / 3)^{1/2} = -0,07$$

$$\Theta = 94,036^\circ$$

$$\cos \Theta / 3 = 0,854$$

$$V_1 = 2 \times (2g \cdot E_0 / 3)^{1/2} \cdot \cos \Theta / 3$$

$$V_1 = 2 \times (2 \times 9,8 \times 0,25 / 3)^{1/2} \times 0,854 = 2,18 \text{ m/s}$$

$$h_1 = Q / V_1 \cdot B = 0,0045 / (2,18 \times 0,30) = 0,007 \text{ m}$$

El número de Froude viene dado por la siguiente expresión:

$$NF = V_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$$

En donde:

NF = número de Froude

$V_1$  = velocidad real del agua, en m/s

G = aceleración de la gravedad = 9,81 m/s<sup>2</sup>

$h_1$  = profundidad del agua, en m

$$NF = 2,18 / (9,81 \times 0,007)^{1/2} = 8,4 \geq 4,5$$

De acuerdo con el número de Froude obtenido el resalto hidráulico es permanente, el cual se logra con un número de Froude entre 4,5 y 9.

La altura conjugada  $H_2$  viene dada por la siguiente expresión:

$$h_2 = h_1 / 2 \times \left| (1 + 8 \cdot NF^2)^{0.5} - 1 \right|$$

En donde:

$h_2$  = profundidad conjugada, en m

NF = número de Froude

$$h_2 = 0,007 / 2 \times \left| (1 + 8 \times 8,4^2)^{0.5} - 1 \right| = 0,078 \text{ m}$$

La velocidad del agua para  $H_2$  será:

$$V_2 = q / h_2 = 0,015 / 0,078 = 0,191 \text{ m/s}$$

La pérdida de carga en el resalto, es la diferencia entre las energías específicas:

$$E_1 - E_2 = \left| h_1 + V_1^2 / 2g \right| - \left| h_2 + V_2^2 / 2g \right|$$
$$E_1 - E_2 = \left| 0,007 + 2,18^2 / 2 \times 9,81 \right| - \left| 0,078 + 0,191^2 / 2 \times 9,81 \right| = 0,17 \text{ m}$$

La longitud del resalto se calcula por la fórmula de Smetana:

$$L_r = 6 \cdot (h_2 - h_1) = 6 \times (0,078 - 0,007) = 0,429 \text{ m}$$

Tiempo de mezcla:

$$T = L_r / V_m$$

En donde:

T : = Tiempo de mezcla, en segundos

$L_r$  = Longitud del resalto, en metros

$V_m$  = Velocidad media en el resalto

$$V_m = |V_1 + V_2| \div 2 = |2,18 + 0,191| \div 2 = 1,188 \text{ m/s}$$

$$T = 0,429 / 1,188 = 0,36 \text{ segundos}$$

El gradiente de mezcla viene dado por la siguiente expresión:

$$G = (g \cdot h_f) / (V \cdot T)^{1/2}$$

En donde:

$G$  = Gradiente de mezcla, en  $\text{seg}^{-1}$

$g$  = aceleración de la gravedad, en  $\text{cm}/\text{seg}^2$

$h_f$  = pérdidas de carga, en cm.

$V$  = viscosidad cinemática, en  $\text{cm}^2/\text{seg}$

$T$  = Tiempo de mezcla, en seg.

Considerando una temperatura del agua de 20°C para la cual se obtiene una viscosidad cinemática de 0,0101  $\text{cm}^2/\text{s}$ , el gradiente de mezcla será:

$$G = (981 \times 17,0 / 0,0101 \times 0,36)^{1/2} = 2.137 \text{ seg}^{-1}$$

## **b. Floculación Hidráulica**

Considerando el valor del caudal de diseño, se propone un sistema de floculación hidráulica de flujo horizontal el cual es recomendable para plantas con caudales menores de 100 L/s. El sistema de floculación hidráulica de flujo horizontal tiene las siguientes ventajas:

- Por la forma como se da el flujo, mediante canales horizontales, predomina el flujo a pistón con lo cual se obtiene una mejor aproximación entre el tiempo de retención real y el tiempo de retención hidráulica en la estructura.
- El funcionamiento de la estructura es completamente hidráulico sin dependencia de la energía eléctrica.
- Las labores de mantenimiento de la estructura son más fáciles de realizar en comparación con los sistemas de floculación hidráulica de flujo vertical.

Se proyecta un sistema de floculación conformado por dos unidades en paralelo para un caudal de diseño de 2,25 L/s por unidad. El floculador tendrá tres zonas con el fin de manejar diferentes gradientes de velocidad y facilitar el tratamiento del agua.

El tiempo de retención del agua en la estructura será de 25 minutos. Las normas RAS en el numeral C.5.5.1.1 establecen un período de retención entre 20 y 30 minutos. Igualmente se procurará tener en cada una de las zonas gradientes decrecientes en el rango de 70 a 20  $\text{seg}^{-1}$

- *Diseño Zona 1:*

Para un ancho de los canales rectos de 0,05 metros y adoptando una profundidad del agua de 0,30 m, la velocidad del agua promedio en zona 1, será:

$$Q = V \times A$$

En donde:

Q = Caudal, en  $\text{m}^3 / \text{s}$

V = Velocidad del agua, en  $\text{m/s}$

A = Área de la sección, en  $\text{m}^2$

El área de la sección del agua en el canal será:

$$A = 0,05 \times 0,30 = 0,015 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0,00225 / 0,015 = 0,15 \text{ m/s}$$

Considerando un tiempo de retención del agua en la zona 1 de 8 minutos, la longitud total del canal de floculación en la zona 1 será:

Longitud del canal:

Velocidad = espacio/tiempo

Espacio = longitud del canal en zona 1

Longitud del canal =  $0,15 \text{ m/s} \times 480 \text{ segundos} = 72 \text{ m}$

Considerando un ancho de la estructura de 2,0 metros, el número de canales rectos de la zona 1 será:

Número de canales =  $72 \text{ m} / 2,0 = 36 \text{ canales}$



Para el cálculo de la velocidad del agua en los giros debemos tener en cuenta el ancho de canal en cada una de las vueltas:

$$\text{Ancho del canal en los giros} = 1,5 \times 0,05 = 0,075 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad del agua en el giro} = \text{Caudal} / \text{área} = 0,00225 / (0,05 \text{ m} \times 0,30 \text{ m})$$

$$\text{Velocidad del agua en el giro} = 0,10 \text{ m/s}$$

El gradiente de mezcla en la zona 1, viene dado por la siguiente expresión:

$$G = (g \cdot h_f / V \cdot T)^{1/2}$$

En donde:

G = Gradiente de mezcla, en  $\text{seg}^{-1}$

g = aceleración de la gravedad, en  $\text{cm}/\text{seg}^2$

$h_f$  = pérdidas de carga, en cm.

V = viscosidad cinemática, en  $\text{cm}^2/\text{seg}$

T = Tiempo de retención hidráulica, en seg.

Las pérdidas de carga se calculan teniendo en cuenta las pérdidas de carga por fricción en los tramos rectos o canales de floculación y las pérdidas en los giros:

$$h_f := S \cdot L + K \cdot N \cdot V^2/2g$$

En donde:

$h_f$  = pérdidas de carga, en m.

S = pendiente hidráulica, en m/m

K = constante que varía entre 2 y 4

N = número de giros

V = velocidad promedio del flujo

La pendiente hidráulica se obtiene de la fórmula de Mannig:

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

En donde:

V = velocidad del agua, en m/s

$R$  = Radio hidráulico = Área/perímetro mojado

$S$  = pendiente hidráulica, en m/m

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 canales en concreto

De acuerdo con lo anterior y considerando un ancho de los canales de 0,05 m, una altura del agua de 0,30 m, una velocidad del agua de 0,15 m/s y un factor  $K$  de 3, se obtiene:

$$R = 0,05 \times 0,30 / (0,05 + 2 \times 0,30) = 0,0231 \text{ m}$$

$$S = (0,15 \times 0,013 / 0,0231^{2/3})^2 = 0,00058 \text{ m/m}$$

Pérdidas por fricción en tramo recto:

$$h_{f1} = S \cdot L = 0,00058 \times 72 = 0,042 \text{ m}$$

Pérdidas en los giros:

$$h_{f2} = K \cdot N \cdot V^2 / 2g$$

Velocidad promedio en el giro =  $|0,15 \text{ m/s} + 0,10 \text{ m/s}| / 2 = 0,125 \text{ m/s}$

$$h_{f2} = 3 \times 35 \times 0,125^2 / 19,62 = 0,084 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas totales en zona 1} = 0,042 + 0,084 = 0,125 \text{ m}$$

Considerando una temperatura del agua de 20°C para la cual se obtiene una viscosidad cinemática de 0,0101 cm<sup>2</sup>/s, el gradiente de mezcla será:

$$G = |981 \times 8,4 / (0,0101 \times 480)|^{1/2} = 50 \text{ seg}^{-1}$$

El gradiente de mezcla obtenido se encuentra dentro del rango de valores recomendados en las Normas RAS Título C.5.5.1.1 (valores entre 20 y 70 seg<sup>-1</sup>)

#### - *Diseño Zona 2*

Para un ancho de los canales rectos de 0,06 metros y adoptando una profundidad del agua de 0,30 m, la velocidad del agua promedio en zona 2, será:

$$Q = V \cdot A$$

En donde:

$Q$  = Caudal, en m<sup>3</sup> /s

$V$  = Velocidad del agua, en m/s

$A$  = Área de la sección, en  $m^2$

El área de la sección del agua en el canal será:

$$A = 0,06 \times 0,30 = 0,018 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0,00225/0,018 = 0,13 \text{ m/s}$$

Considerando un tiempo de retención del agua en la zona 2 de 9 minutos, la longitud total del canal de floculación en la zona 2 será:

Longitud del canal:

Velocidad = espacio/tiempo

Espacio = longitud del canal en zona 2

$$\text{Longitud del canal} = 0.13 \text{ m/s} \times 540 \text{ segundos} = 67,50 \text{ m}$$

Considerando un ancho de la estructura de 2,0 metros, el número de canales rectos de la zona 2 será:

$$\text{Número de canales} = 67,50 \text{ m} / 2,0 = 33,75 \text{ canales}$$

Se adopta un total de 34 canales en la zona 2

La longitud de los canales ajustada será:

$$L = 34 \text{ canales} \times 2,0 \text{ m} = 68,0 \text{ m}$$

El tiempo de retención hidráulica ( $Tr_h$ ) en la zona 2 será:

$$\text{Velocidad} = \text{espacio/tiempo} = L_t / \text{tiempo de retención}$$

Tiempo de retención hidráulico ( $Tr_h$ ) ajustado:

$$Tr_h = 68 \text{ m} / 0.13 \text{ m/s} = 544 \text{ segundos} \cong 9,07 \text{ minutos}$$

Para el cálculo de la velocidad del agua en los giros debemos tener en cuenta el ancho de canal en cada una de las vueltas:

$$\text{Ancho del canal en los giros} = 1,5 \times 0,06 = 0,09 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad del agua en el giro} = \text{Caudal} / \text{área} = 0,00225 / (0,09 \text{ m} \times 0,30 \text{ m})$$

$$\text{Velocidad del agua en el giro} = 0,08 \text{ m/s}$$

El gradiente de mezcla en la zona 2, viene dado por la siguiente expresión:

$$G = (g \cdot h_f) / (V \cdot T)^{1/2}$$

En donde:

G= Gradiente de mezcla, en  $\text{seg}^{-1}$

g = aceleración de la gravedad, en  $\text{cm}/\text{seg}^2$

$h_f$  = pérdidas de carga, en cm.

V = viscosidad cinemática, en  $\text{cm}^2/\text{seg}$

T = Tiempo de retención hidráulica, en seg.

Las pérdidas de carga se calculan teniendo en cuenta las pérdidas de carga por fricción en los tramos rectos o canales de floculación y las pérdidas en los giros:

$$h_f = S \cdot L + K \cdot N \cdot V^2 / 2g$$

En donde:

$h_f$  = pérdidas de carga, en m.

S = pendiente hidráulica, en m/m

K = constante que varía entre 2 y 4

N = número de giros

V = velocidad promedio del flujo en el giro

La pendiente hidráulica se obtiene de la fórmula de Mannig:

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

En donde:

V = velocidad del agua, en m/s

R = Radio hidráulico = Área/perímetro mojado

S = pendiente hidráulica, en m/m

n = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 canales en concreto

De acuerdo con lo anterior y considerando un ancho de los canales de 0,06 m, una altura del agua de 0,30 m, una velocidad del agua de 0,13 m/s y un factor K de 3, se obtiene:

$$R = 0,06 \times 0,30 / (0,06 + 2 \times 0,30) = 0,02727 \text{ m}$$

$$S = (0,13 \times 0,013 / 0,02727^{2/3})^2 = 0,000322 \text{ m/m}$$

Pérdidas por fricción en tramo recto:

$$h_{f1} = S \cdot L = 0,000322 \times 68 = 0,022 \text{ m}$$

Pérdidas en los giros:

$$h_{f2} = K \cdot N \cdot V^2 / 2g$$

Velocidad promedio en el giro =  $| 0,13 \text{ m/s} + 0,08 \text{ m/s} | / 2 = 0,104 \text{ m/s}$

$$h_{f2} = 3 \times 33 \times 0,104^2 / 19,62 = 0,055 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas totales en zona 2} = 0,022 + 0,055 = 0,077 \text{ m}$$

Considerando una temperatura del agua de 20°C para la cual se obtiene una viscosidad cinemática de 0,0101 cm<sup>2</sup>/s, el gradiente de mezcla será:

$$G = | 981 \times 7,7 / (0,0101 \times 544) |^{1/2} = 37 \text{ seg}^{-1}$$

El gradiente de mezcla obtenido se encuentra dentro del rango de valores recomendados en las Normas RAS Título C.5.5.1.1 (valores entre 20 y 70 seg<sup>-1</sup>)

### - *Diseño Zona 3*

Para un ancho de los canales rectos de 0,07 metros y adoptando una profundidad del agua de 0,30 m, la velocidad del agua promedio en zona 3, será:

$$Q = V \cdot A$$

En donde:

Q = Caudal, en m<sup>3</sup> /s

V = Velocidad del agua, en m/s

A = Área de la sección, en m<sup>2</sup>

El área de la sección del agua en el canal será:

$$A = 0,07 \times 0,30 = 0,021 \text{ m}^2$$

$$V = Q/A = 0,00225 / 0,021 = 0,11 \text{ m/s}$$

Considerando un tiempo de retención del agua en la zona 3 de 8 minutos, la longitud total del canal de floculación en la zona 3 será:

Longitud del canal:

$$\text{Velocidad} = \text{espacio/tiempo}$$

$$\text{Espacio} = \text{longitud del canal en zona 3}$$

$$\text{Longitud del canal} = 0,11 \text{ m/s} \times 480 \text{ segundos} = 51,43 \text{ m}$$

Considerando un ancho de la estructura de 2,0 metros, el número de canales rectos de la zona 3 será:

$$\text{Número de canales} = 51,43 \text{ m} / 2,0 = 25,71 \text{ canales}$$

Se adopta un total de 26 canales en la zona 3

La longitud de canales canal ajustada será:

$$L = 26 \text{ canales} \times 2,0 \text{ m} = 52 \text{ m}$$

El tiempo de retención hidráulica ( $T_{rh}$ ) en la zona 3 será:

$$\text{Velocidad} = \text{espacio/tiempo} = L_t / \text{tiempo de retención}$$

Tiempo de retención hidráulico ( $T_{rh}$ ) ajustado:

$$T_{rh} = 52 \text{ m} / 0,11 \text{ m/s} = 485,33 \text{ segundos} \cong 8,09 \text{ minutos}$$

Para el cálculo de la velocidad del agua en los giros debemos tener en cuenta el ancho de canal en cada una de las vueltas:

$$\text{Ancho del canal en los giros} = 1,5 \times 0,09 = 0,105 \text{ m}$$

$$\text{Velocidad del agua en el giro} = \text{Caudal} / \text{área} = 0,00225 / (0,105 \text{ m} \times 0,30 \text{ m})$$

$$\text{Velocidad del agua en el giro} = 0,07 \text{ m/s}$$

El gradiente de mezcla en la zona 3, viene dado por la siguiente expresión:

$$G = (g \cdot h_f / V \cdot T)^{1/2}$$

En donde:

$G$  = Gradiente de mezcla, en  $\text{seg}^{-1}$

$g$  = aceleración de la gravedad, en  $\text{cm}/\text{seg}^2$

$h_f$  = pérdidas de carga, en cm.

$V$  = viscosidad cinemática, en  $\text{cm}^2/\text{seg}$

$T$  = Tiempo de retención hidráulica, en seg.

Las pérdidas de carga se calculan teniendo en cuenta las pérdidas de carga por fricción en los tramos rectos o canales de floculación y las pérdidas en los giros:

$$h_f := S \cdot L + K \cdot N \cdot V^2/2g$$

En donde:

$h_f$  = pérdidas de carga, en m.

$S$  = pendiente hidráulica, en m/m

$K$  = constante que varía entre 2 y 4

$N$  = número de giros

$V$  = velocidad promedio del flujo

La pendiente hidráulica se obtiene de la fórmula de Mannig:

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

En donde:

$V$  = velocidad del agua, en m/s

$R$  = Radio hidráulico = Área/perímetro mojado

$S$  = pendiente hidráulica, en m/m

$N$  = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 canales en concreto

De acuerdo con lo anterior y considerando un ancho de los canales de 0,07 m, una altura del agua de 0,30 m, una velocidad del agua de 0,11 m/s y un factor  $K$  de 3, se obtiene:

$$R = 0,09 \times 0,30 / (0,09 + 2 \times 0,30) = 0,03134 \text{ m}$$

$$S = (0,09 \times 0,013 / 0,03134^{2/3})^2 = 0,0001963 \text{ m/m}$$

Pérdidas por fricción en tramo recto:

$$h_{f1} = S \cdot L = 0,0001963 \times 52 = 0,010 \text{ m}$$

Pérdidas en los giros:

$$h_{f2} = K \cdot N \cdot V^2/2g$$

Velocidad promedio en el giro =  $| 0,11 \text{ m/s} + 0,07 \text{ m/s} | / 2 = 0,089 \text{ m/s}$

$$h_{f2} = 3 \times 25 \times 0,089^2/19,62 = 0,03 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas totales en zona 1} = 0,01 + 0,03 = 0,041 \text{ m}$$

Considerando una temperatura del agua de 20°C para la cual se obtiene una viscosidad cinemática de 0,0101 cm<sup>2</sup>/s, el gradiente de mezcla será:

$$G = | 981 \times 4,1/(0,0101 \times 485,33) |^{1/2} = 29 \text{ seg}^{-1}$$

El gradiente de mezcla obtenido se encuentra dentro del rango de valores recomendados en las Normas RAS Título C.5.5.1.1 (valores entre 20 y 70 seg<sup>-1</sup>)

- *Resumen del Floculador:*

De acuerdo con los cálculos realizados para las tres zonas tenemos:

$$\text{Tiempo de retención hidráulica} = 8 + 9,07 + 8,09 = 25,16 \text{ minutos}$$

El valor del tiempo de retención hidráulica obtenido cumple con los valores dados en las Normas RAS -2000, en donde se establece en el Título C.5.5.1.1., que el tiempo de retención debe estar entre 20 y 30 minutos.

Gradientes Hidráulicos:

50 seg<sup>-1</sup> para la zona 1

37 seg<sup>-1</sup> para la zona 2

29 seg<sup>-1</sup> para la zona 3

Pérdidas de carga:

Zona 1 = 0,125 m

Zona 2 = 0,077 m

Zona 3 = 0,041 m

Total = 0,243 m



### c. Diseño del Sedimentador

De cada floculador, el agua pasará a un sedimentador de alta velocidad el cual será de alta tasa constituido por módulos tubulares hexagonales que permiten una mayor área efectiva de sedimentación. De acuerdo con las Normas RAS (C.6.5.1.3) tendrán un ángulo de inclinación de 60°.

- *Diseño Zona de Sedimentación:*

Para la zona de sedimentación, se proyecta instalar módulos tubulares los cuales serán de 1,04 m de altura vertical y 1,20 m de altura inclinada, tendrán una inclinación de 60°. El hexágono que conforman los tubos serán de 6 cm de lado los cuales comercialmente se consiguen con calibre 40 que equivalen a 2 mm de espesor de la pared. Se adopta una carga superficial para cada sedimentador de 140 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.día). Las normas RAS establecen un valor entre 120 y 185 m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup>.día).

$$\text{Caudal de diseño} = 4,5 \text{ L/s}$$

$$\text{Caudal de diseño} = 4,5 \text{ L/s} \times 86.400 \text{ s/día} \times 1000 \text{ L/m}^3 = 388,8 \text{ m}^3/\text{día}$$

La velocidad del flujo ( $V_o$ ) a través de los módulos será:

$$Q = V_o \cdot A_t$$

En donde:

$Q$  = Caudal de diseño, en m<sup>3</sup>/día

$V_o$  = Velocidad del flujo a través de los módulos, en m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup> .día)

$A_t$  = Área transversal al flujo, en m<sup>2</sup>

$$V_o = Q / A_t = \text{carga superficial} / \text{seño } (60^\circ) = 140 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día}) / \text{seno } (60^\circ)$$

$$V_o = 161,7 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día})$$

Se proyectan dos sedimentadores y cada uno tratará un caudal de 194,4 m<sup>3</sup>/día.

El área transversal al flujo será:

$$A_t = Q / V_o = 194,4 \text{ m}^3/\text{día} / 161,7 \text{ m}^3/(\text{m}^2.\text{día}) = 1,2 \text{ m}^2$$

$$\text{Área horizontal neta} = 1,2 \text{ m}^2 / \text{seno } (60^\circ) = 1,39 \text{ m}^2$$

Los módulos de sedimentación permiten un aprovechamiento del área superficial del 90% descontado el espacio ocupado por las paredes de los módulos. En estas condiciones, el área superficial requerida será de:

$$\text{Área superficial requerida} = 1,39 / 0,90 = 1,54 \text{ m}^2$$

De acuerdo con las dimensiones del floculador, cada sedimentador tendrá un ancho de 2,0 m.

$$\text{Longitud del sedimentador} = 1,54 / 2,0 = 0,77 \text{ m}$$

$$\text{Proyección horizontal de los módulos} = 1,2 \times 0,5 = 0,6$$

$$\text{Longitud total del sedimentador} = 0,77 + 0,60 = 1,37 \text{ m}$$

Se adopta una longitud de 1,5 m y un ancho de 2,0 m

En estas condiciones se tiene:

$$\text{Longitud horizontal zona de sedimentación} = 1,5 - 0,60 = 0,90 \text{ m}$$

$$\text{Área horizontal zona de sedimentación} = 0,90 \times 2,0 = 1,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Área horizontal neta} = 1,80 \times 0,90 = 1,62 \text{ m}^2$$

$$\text{Área transversal efectiva} = 1,62 \times \text{seno } (60^\circ) = 1,4 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad del flujo} = V_o = Q / A_t = 194,4 / 1,4 = 138,57 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$$

$$\text{Carga superficial} = 138,57 \times \text{seno } (60^\circ) = 120,0 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$$

Para una temperatura del agua de 20° el número de Reynolds será:

$$\text{Viscosidad cinemática} = 0,0101 \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{Número de Reynolds} = 2 \times 138,57 \times 5 \times 100 / 0,0101 \times 86.400 = 159$$

La carga superficial equivalente será:

$$V_{sc} = S_c \cdot V_o / (\text{seno } 60^\circ + L \cdot \text{coseno } 60^\circ)$$

Para módulos tubulares hexagonales, se adopta un valor de  $S_c = 1,36$

La longitud efectiva de sedimentación, considerando módulos tubulares de altura vertical de 1,04 m y longitud de 1,20 m, será:

$$V_{sc} = 1,36 \times 138,57 / (0,866 + ((1,20/0,05) - 159 \times 0,013) \times 0,5) = 15,92 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{dia})$$

La carga superficial equivalente se encuentra dentro de los valores aceptados por las normas RAS.

- *Diseño Zona de Entrada:*

El paso del agua del floculador al sedimentador se realizará a través de un ducto circular, por medio del cual se distribuirá el agua a lo largo del sedimentador. Cada sedimentador tendrá un ducto de distribución de 1,5 metros de longitud y distribuirá el agua a lo largo del sedimentador.

- *Diseño del Ducto:*

Con el fin de lograr la mejor distribución del agua floculada a lo largo del sedimentador, cada ducto de distribución será de 12" con orificios de distribución de 2,5".

$$\text{Diámetro asumido del ducto de derivación} = 12 \times 2,54/100 = 0,3048 \text{ m}$$

$$\text{Área del ducto de distribución} = 3,1416 \times 0,3048^2 / 4 = 0,073 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad inicial del agua en el ducto} = Q / A = 0,00225/0,073 = 0,03 \text{ m/s}$$

El ducto se instalará en tubería PVC de 12".

El gradiente puntual en la parte inicial del ducto de distribución será:

$$G = N \cdot (\gamma/\mu)^{1/2} \cdot R^{-2/3} \cdot V^{3/2}$$

En donde:

G = gradiente puntual, en  $\text{seg}^{-1}$

N = coeficiente de rugosidad = 0,010 para PVC

$\gamma$  = peso específico

$\mu$  = viscosidad absoluta

R = Radio hidráulico

V = Velocidad del agua, en m/s

Para una temperatura del agua de 20°C, el peso específico del agua es de 998,23 Kgf/m<sup>3</sup> y la viscosidad absoluta es de 0,00010296 Kgf.s/m<sup>2</sup>

$$\text{El radio hidráulico (R) será} = D / 4 = 0,3048 / 4 = 0,0762 \text{ m}$$

$$G = 0,010 \times (998,23/ 0,00010296)^{1/2} \times (0,0762)^{-2/3} \times 0,030^{3/2} = 0,94 \text{ seg}^{-1}$$

- *Diseño Orificios de Distribución del Agua Floculada:*

Para la distribución del agua para cada zona del sedimentador, se tendrán 12 orificios de 2,5" de diámetro. Se tendrán 6 parejas de orificios a lado y lado del ducto. El área de cada orificio de distribución será:

$$A = \Pi \cdot D^2 / 4 = 3,1416 \times (2,5 \times 2,54/100)^2 / 4 = 0,0032 \text{ m}^2$$

El área total de los 12 orificios de distribución será:

$$A_T = 12 \times 0,0032 = 0,038 \text{ m}^2$$

La velocidad promedio de salida del agua en los orificios de distribución será:

$$V = Q / A = 0,00225/0,038 = 0,06 \text{ m/s}$$

El gradiente puntual en los orificios de distribución será:

$$G = N \cdot (\gamma/\mu)^{1/2} \cdot R^{-2/3} \cdot V^{3/2}$$

$$\text{El radio hidráulico será: } R = D/4 = (2,5 \times 2,54/100) / 4 = 0,016 \text{ m}$$

$$G = 0,010 \times (998,23 / 0,00010296)^{1/2} \times 0,016^{-2/3} \times 0,06^{3/2} = 7,1 \text{ seg}^{-1}$$

Los orificios de distribución del agua floculada irán espaciados a 0,25 m centro a centro.

- *Diseño Zona de Salida:*

La recolección del agua sedimentada se realizará por medio de tuberías perforadas que se instalarán en cada uno de los dos sedimentadores. Para el cálculo de la longitud en tuberías de recolección del agua sedimentada se tendrá en cuenta lo establecido por las normas RAS en el literal C.6.4.1 y por lo tanto se asume una carga hidráulica de desborde de 7,2 m<sup>3</sup> / h metro lineal que equivale a 2 L/(s-metro lineal)

$$\text{Longitud tubería de recolección por sedimentador} = 2,25 / 2 = 1,125 \text{ metros}$$

Se adoptan dos tubos de 2,0 m por sedimentador.

$$\text{Caudal por tubo} = 2,25 \text{ L/s} / 2 = 1,125 \text{ L/s}$$

El diámetro de la tubería de recolección se calcula por la fórmula de Fair (Arboleda Valencia página 279). Si el tirante del agua inicial se lo hace 15% superior de ½ d, el diámetro del tubo será:

$$D = 1,25 \cdot Q^{0.4} = 1,25 \times (0,001125)^{0.4} = 0,064 \text{ m}$$

La tubería de recolección del agua sedimentada será de 6" de diámetro. De acuerdo con el literal C.6.5.1.3 la carga hidráulica sobre los orificios de la tubería de recolección debe

ser mayor de 8 cm. Considerando un total de 5 orificios de 5/8" por tubo, la carga hidráulica sobre los orificios será:

$$\text{Carga Hidráulica} = H = \left| \frac{Q}{C \cdot A} \right|^2 \cdot \frac{1}{2g}$$

En donde:

Q = caudal sobre el orificio, en m<sup>3</sup>/s

C = coeficiente de contracción = 0,9 (Arboleda Valencia página 281)

A = área del orificio, en m<sup>2</sup>

g = aceleración de la gravedad, en m/seg<sup>2</sup>

El caudal por orificio será:

$$q = 1,125 \text{ L/s} / 5 \text{ orificios} = 0,225 \text{ L/s}$$

El área del orificio de 5/8" será:

$$A = (5/8 * 2,54/100)^2 * 3.1416 / 4 = 0,0001979 \text{ m}^2$$

$$H = \left| \frac{0,000225}{(0,9 * 0,0001979)} \right|^2 * \frac{1}{19,62} = 0,081 \text{ m}$$

Los 5 orificios de recolección irán espaciados 30 cm centro a centro. Las tuberías de recolección del agua sedimentada, descargarán libremente en un canal de recolección del agua sedimentada de 0,60 m de ancho, el cual a su vez sirve de canal de distribución del agua afluyente a los filtros.

#### - *Diseño Zona de Lodos*

Para el almacenamiento de los lodos del sedimentador, se proyecta un sistema de tolvas continuas por debajo de los módulos tubulares del sedimentador. Las tolvas tendrán un ángulo de inclinación de 60° y la extracción del lodo se realizará en forma periódica con la apertura de una válvula que existirá sobre el múltiple de recolección de lodos que se construirá en el fondo de cada zona del decantador. El método de cálculo es explicado en el libro de Arboleda Valencia páginas 303 a 311.

Considerando un diámetro del múltiple de 8" se tiene:

$$\text{Área del múltiple} = 3,1416 * (8 * 2,54/100)^2 / 4 = 0,032 \text{ m}^2$$

Considerando una relación de 0,44 entre el área de los orificios de recolección y el área del múltiple, se tiene:

$$\text{Área orificios del múltiple} = 0,44 * 0,032 = 0,0142 \text{ m}^2$$

Adoptando 7 orificios de 2" de diámetro se tiene:

$$\text{Área orificio de recolección} = 3,1416 \times (2 \times 2,54 / 100)^2 / 4 = 0,00203 \text{ m}^2$$

$$\text{Área orificios de recolección} = 7 \times 0,00203 = 0,0142 \text{ m}^2$$

Relación área de orificios al área del múltiple = R

$$R = 0,0142 / 0,032 = 0,44$$

El factor R recomendado se encuentra entre 0,4 y 0,45 (Arboleda Valencia página 309)

Los siete orificios del múltiple irán espaciados a 0,21 m centro a centro.

La separación máxima entre orificios viene dado por la siguiente ecuación:

$$X = 1,162 \cdot d \left| h^{1/2} / v_a \right|^{1/2}$$

En donde:

X = separación máxima entre orificios del múltiple, en m

d = diámetro de los orificios del múltiple, en m

h = altura del agua sobre los orificios del múltiple, en m

$v_a$  = velocidad de arrastre de los lodos, en m/s

La profundidad del agua sobre los orificios del múltiple es cerca de 4,1 m y se asume una velocidad de arrastre de 1,5 cm / s (Arboleda Valencia página 306), se tiene:

$$X = 1,162 \times (2,0 \times 2,54 / 100) \times \left| 4,1^{1/2} / 0,015 \right|^{1/2} = 0,96 \text{ m}$$

Se acepta la separación de 0,21 m entre los orificios del ducto.

- *Altura del Sedimentador:*

Altura tolva de lodos = 1,38 m

Profundidad del agua por debajo de las placas hasta inicio tolva de lodos = 0,80 m

Altura vertical de las placas = 1,04 m

Altura del agua por encima de las placas hasta batea tubería de recolección = 0,70 m

Diámetro tubería de recolección agua sedimentada = 0,15 m

Altura del agua sobre los orificios de la tubería de recolección = 0,08 m

Borde libre en la estructura = 0,30 m

Altura total del sedimentador = 4,45 m

Se adopta una altura total de la estructura de 4,50 m.

#### d. Diseño Sistema de Filtración

Se proyecta un sistema de filtración rápida que operará a tasa declinante y con lavado mutuo entre las distintas unidades. La filtración será del tipo descendente y el lecho filtrante estará conformado por arena y antracita que estará soportado por un lecho de grava que irá encima de un falso fondo conformado por viguetas prefabricadas en forma de "V" invertida. El lecho filtrante tendrá profundidad estándar y los parámetros de diseño tendrán en cuenta las normas RAS en su título C.7.5.1

- *Número de Filtros y Dimensionamiento:*

De acuerdo con las normas RAS en su literal C.7.5.1.6, el número mínimo de filtros para sistemas que operen con lavado mutuo es de 4. Para el presente proyecto se adopta un total de 4 filtros. Considerando que el lecho filtrante es de arena y antracita y que el valor máximo de la tasa de filtración promedio que establece el título C.7.5.1.3 de las normas RAS es de  $300 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$ , se adopta una tasa media de filtración de  $220 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$ .

Caudal de diseño = 4,50 L/s

Caudal de diseño =  $388,8 \text{ m}^3/\text{día}$

Área de filtración =  $A_f = Q / V = 388,8 / 220 = 1,77 \text{ m}^2$

Área de filtración por filtro =  $1,77 \text{ m}^2 / 4 = 0,44 \text{ m}^2$

Considerando el ancho total de los sedimentadores, el ancho de cada filtro para ajustarse al espacio tenido es de 0,85 metros. Teniendo en cuenta el ancho de las viguetas del falso fondo de 0,30 m, se adopta una dimensión para cada filtro de 0,70 m de ancho y 0,60 m de longitud. En estas condiciones se tiene:

Área de un filtro =  $0,70 \times 0,60 = 0,42 \text{ m}^2$

Caudal promedio por filtro =  $388,8 / 4 = 97,2 \text{ m}^3/\text{día}$

Velocidad de filtración promedio =  $97,2 / 0,42 = 231,4 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$

El caudal máximo de lavado considerando el lavado con la totalidad del caudal afluente será:

$$V_L = 0,0082 / 0,81 = 0,01012 \text{ m/s} \cong 0,643 \text{ m / minuto}$$

La velocidad de lavado, se encuentra dentro del rango recomendado por las normas RAS en la Tabla C.7.2 donde se especifica un rango de 0,60 a 1,0 m/minuto.

- *Características del Medio Filtrante*

Las características técnicas del material filtrante se adoptan considerando las normas RAS en su título C.7.5.1.1 y las recomendaciones dadas por Arboleda Valencia en su libro de Teoría y Práctica de la Purificación del Agua, páginas 442 a 451.

- *Arena de Filtración:*

Tamaño efectivo ( $D_{10}$ ) = 0,55 mm

Coefficiente de uniformidad ( $C_u$ ) = 1,6

Porosidad = 0,40

Coefficiente de esfericidad = 0,80

Peso específico = 2,65 gramos/cm<sup>3</sup>

La abertura del tamiz que deja pasar el 60% de la arena será:

$$D_{60} = C_u \cdot D_{10} = 1,6 \times 0,55 = 0,88 \text{ mm}$$

Se grafican los puntos  $D_{10}$  y  $D_{60}$  y obtenemos la curva granulométrica para el lecho de arena, de la cual se obtienen los siguientes valores:

Diámetro menor granos de arena = 0,50 mm

Diámetro mayores granos de aren = 1,28 mm

- *Antracita:*

El  $D_{90}$  de la antracita viene dado por la siguiente expresión (Manual de Potabilización del Agua, Jorge Arturo Pérez página 264):

$$D_{90} (\text{antracita}) = C \cdot D_{10} (\text{arena})$$

En donde C es un coeficiente que depende de las condiciones de mezcla de los lechos de arena y antracita. Para una mezcla parcial de los lechos de arena y antracita Di Bernardo



(Métodos e Técnicas de Tratamiento de Agua, página 629) recomienda valores entre 3,0 y 3,5. Adoptando un valor de 3,0 se tiene:

$$D_{90} (\text{antracita}) = 3,0 \times 0,55 = 1,65 \text{ mm}$$

Si adoptamos como coeficiente de uniformidad de la antracita el mismo de la arena, entonces se construye la curva granulométrica de la antracita, trazando por el  $D_{90}$  de la antracita una línea paralela (Cu igual implica igual pendiente) a la curva de la arena. Se obtienen los siguientes valores:

$$\text{Tamaño efectivo } (D_{10}) = 0,778 \text{ mm}$$

$$D_{60} \text{ para la antracita} = 1,245 \text{ mm}$$

$$\text{Porosidad} = 0,45$$

$$\text{Coeficiente de esfericidad} = 0,70$$

$$\text{Peso específico} = 1,55 \text{ gramos/cm}^3$$

$$\text{Diámetro menores granos de antracita} = 0,708 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro mayores granos de antracita} = 1,813 \text{ mm}$$

La profundidad del lecho filtrante será de 0,80 m (norma RAS C.7.5.1.1) y la profundidad de las capas de arena y de antracita se calculan a continuación (Manual de Potabilización del Agua página 265):

$$\frac{TE_a}{X_a} = \frac{TE_A}{X_A}$$

En donde:

$TE_a$  = Tamaño efectivo de la arena

$TE_A$  = Tamaño efectivo de la antracita

$X_a$  = Porcentaje en volumen de la arena

$X_A$  = Porcentaje en volumen de la antracita

$$X_a + X_A = 100\%$$

$$X_A = \frac{TE_A}{TE_a} \cdot X_a = 0,78/0,55 \cdot X_a = 1,414 X_a$$

$$\text{Dado que: } X_a + X_A = 0,80$$

$$\text{Entonces: } X_A = 1,414 \times (0,80 - X_A)$$

Resolviendo se obtiene:

$$X_A = 0,47 \text{ m}$$

$$X_a = 0,33 \text{ m}$$

Se adopta un lecho de arena de 0.30 m y un lecho de antracita de 0.50 m de espesor.

- *Lecho de Soporte*

El lecho filtrante irá soportado sobre un lecho de grava de canto rodado el cual a su vez irá sobre un falso fondo conformado por viguetas prefabricadas en forma de "V" invertida. El lecho de soporte tendrá un espesor de 0,40 m con las siguientes especificaciones (Di Bernardo Página 640):

**Tabla 6-2. Lecho de Soporte**

POSICIÓN	ESPESOR (cm)	TAMAÑO (pulgadas)
Fondo	12	1" a 2"
Segunda Capa	7	1/2" a 1"
Tercera Capa	7	1/4" a 1/2"
Cuarta Capa	7	1/8" a 1/4"
Superficie	7	1/12" a 1/8"

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

- *Hidráulica del Lavado*

- *Velocidad del lavado*

La velocidad del lavado debe permitir la fluidificación de todas las capas del lecho, incluyendo la última capa más pesada. La velocidad mínima de fluidificación viene dada por la siguiente expresión:

$$V_a \text{ mínima} = \frac{V \cdot NR_{\text{mínimo}}}{D_{90}} \times 1,3$$

En donde:

$V$  = viscosidad cinemática

NR = número de Reynolds

$D_{90}$  = diámetro correspondiente al 90%

A su vez, el NR mínimo viene dado por la siguiente expresión:

$$NR \text{ mínimo} = ( 33,7^2 + 0,0408 Ga )^{1/2} - 33,7$$

El número de Galileo (Ga) se calcula así:

$$Ga = \frac{g \cdot ( S_s - 1 ) \cdot D^3}{\nu^2}$$

En donde:

Ga = número de Galileo

G = aceleración de la gravedad

S<sub>s</sub> = Densidad relativa de los granos sumergidos

D = diámetro de los granos

ν = viscosidad cinemática

Cleabsy recomienda tomar el D<sub>90</sub> para el diámetro de los granos (Manual de Potabilización del agua página 317)

$$Ga = \frac{g \cdot ( S_s - 1 ) \cdot D_{90}^3}{\nu^2}$$

Para el lecho de arena, el D<sub>90</sub> es de 1.17 mm y la viscosidad cinemática de 0,0101 cm<sup>2</sup>/s el número de Galileo será:

$$Ga = \frac{981 \times ( 2,65 - 1 ) \times 0,117^3}{0,0101^2} = 25.413,7$$

$$NR \text{ mínimo} = ( 33,7^2 + 0,0408 Ga )^{1/2} - 33,7$$

$$NR \text{ mínimo} = ( 33,7^2 + 0,0408 \times 25.413,7 )^{1/2} - 33,7 = 12,91$$

$$V_a \text{ mínima} = \frac{\nu \cdot NR \text{ mínimo}}{D_{90}} \times 1,3$$

$$V_a \text{ mínima} = \frac{0,0101 \times 12,91}{0,117} \times 1,3 = 1,45 \text{ cm/s} \cong 0,87 \text{ m/minuto}$$

- *Expansión del lecho de arena durante el lavado*

Espesor del lecho de arena: 0,30 m

Velocidad de lavado: 0,643 m/minuto  $\cong$  1,07 cm/s

Para calcular la expansión del lecho de arena durante el lavado, procedemos al cálculo de la expansión del lecho dividiéndolo por capas según sea la granulometría del lecho. El cálculo obtenido fue el siguiente y el cual explicaremos a continuación:

**Tabla 6-3. Expansión del Lecho de Arena durante el Lavado**

NÚMERO DE TAMIZ	D1 (cm)	D2 (cm)	Di (cm)	Ga	N.R.	Vs (cm/s)	BRe <sup>θ</sup>	Pe	Ec	Xi	Lc (m)
40 - 30	0,043	0,060	0,051	2.136	37,61	7,41	0,254	0,612	0,545	0,19	0,032
30 - 20	0,060	0,085	0,073	6.047	67,03	9,34	0,284	0,540	0,305	0,37	0,034
20 - 16	0,085	0,118	0,102	16.592	117,42	11,68	0,317	0,469	0,129	0,35	0,014
16 - 14	0,118	0,140	0,129	34.063	175,07	13,71	0,343	0,417	0,030	0,09	0,001
<b>EXPANSIÓN TOTAL DE LA ARENA</b>											<b>0,080</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Los valores  $D_1$  y  $D_2$  corresponden a los diámetros límites de la serie de tamices considerada.  $D_i$  es el valor promedio de  $D_1$  y  $D_2$ .

El número de Galileo para cada capa se obtiene así:

$$Ga = \frac{g \cdot (S_s - 1) \cdot D_i^3}{\nu^2}$$

$$Ga = \frac{981 \times (2.65 - 1) \times 0.051^3}{0,0101^2} = 2.136$$

El número de Reynolds (NR) se obtiene para cada capa mediante la siguiente expresión:

$$NR = \alpha \cdot Ga^m$$

En donde "α" y "m" son constantes que dependen del tipo de material:

Para  $\alpha = 0,5321$  y  $m = 0,5554$  (Tabla 25, Manual de Potabilización del Agua, página 293)

$$NR = 0,5321 \times 2.136^{0,5554} = 37,61$$

La velocidad de sedimentación de los granos de arena de la capa, viene dada por la siguiente expresión:

$$V_s = V \cdot NR / D_i = 0,0101 \times 37,61 / 0,051 = 7,41 \text{ cm/s}$$

La porosidad del lecho expandido de acuerdo con el modelo de Richardson y Zaki está dada por la siguiente expresión (Manual de Potabilización del Agua, página 293):

$$P_e = \frac{V_a}{V_s}^{B_{NR} \theta}$$

En donde:

$V_a$  = velocidad ascensional de lavado = 1,07 cm/s

$\beta$  y  $\Theta$  son constantes que dependen del material

Para la arena,  $\beta = 0,1254$  y  $\Theta = 0,1947$  (Manual de Potabilización del agua, página 294)

$$\beta \cdot NR^\Theta = 0,1254 \times 37,61^{0,1947} = 0,254$$

$$P_e = \frac{1,07}{7,29}^{0,25} = 0,612$$

La expansión relativa de la capa del lecho será:

$$E_c = \frac{P_e - P_o}{1 - P_e} = \frac{0,612 - 0,40}{1 - 0,612} = 0,545$$

$X_i$  : porcentaje de material en la capa

$L_c$ : expansión de la capa =  $E_c \cdot X_i$  .espesor de la capa de arena

$$L_c = 0,545 \times 0,19 \times 0,30 = 0,032$$

Se realiza el mismo procedimiento para las demás capas del lecho de arena.

- *Expansión del lecho de antracita durante el lavado*

Espesor del lecho de antracita: 0,50 m

Velocidad de lavado: 0,643 m/minuto  $\cong$  1,07 cm/s

Para calcular la expansión del lecho de antracita se procede de la misma manera que en el caso de la arena y se obtienen los siguientes valores:

**Tabla 6-4. Expansión del Lecho de Antracita durante el Lavado**

NÚMERO DE TAMIZ	D1 (cm)	D2 (cm)	Di (cm)	Ga	N.R.	Vs (cm/s)	BRe <sup>θ</sup>	Pe	Ec	Xi	Lc (m)
30 - 20	0,060	0,085	0,073	2.016	28,95	4,03	0,2551	0,7131	0,917	0,19	0,089
20 - 16	0,085	0,118	0,102	5.531	53,76	5,35	0,2717	0,6461	0,554	0,35	0,097
16 - 12	0,118	0,17	0,144	15.793	102,32	7,18	0,29	0,5761	0,297	0,39	0,058
12 - 10	0,17	0,200	0,185	33.489	162,25	8,86	0,3039	0,5263	0,161	0,07	0,005
<b>EXPANSIÓN TOTAL DE LA ANTRACITA</b>											<b>0,2491</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

- *Expansión total del lecho filtrante*

De acuerdo con los cálculos realizados la expansión total del lecho filtrante será:

$$E_T = \frac{0,080 \times 0,30 + 0,2491 \times 0,50}{0,30 + 0,50} = 0,19 \text{ m}$$

La expansión del lecho será:

$$E_T = 0,19 / 0,80 = 0,232 \cong 23,20\%$$

La expansión del lecho filtrante se encuentra dentro del rango recomendado por las normas RAS (20 al 40%) en el título C.7.5.1.7

- *Pérdidas de carga durante el lavado*

Se calculan mediante la siguiente expresión (Manual de Potabilización del agua página 323):

$$h_L = (S_s - 1) \cdot (1 - p_o) \cdot L_o$$

- Pérdidas de carga en la arena

$$h_{\text{arena}} = (2,65 - 1) \times (1 - 0,40) \times 0,30 = 0,30 \text{ m}$$

- Pérdidas de carga en la antracita

$$h_{\text{antracita}} = (1,55 - 1) \times (1 - 0,45) \times 0,50 = 0,15 \text{ m}$$

- Pérdidas de carga en la grava de soporte

Las pérdidas de carga en la grava de soporte, se calculan mediante la siguiente expresión (Manual de Potabilización del Agua, página 323):

$$h_{LG} = \frac{V_a \cdot L}{3} = \frac{0,643 \text{ m/minuto} \times 0,40 \text{ m}}{3} = 0,09 \text{ m}$$

- *Pérdidas de carga en el falso fondo*

El falso fondo estará conformado por viguetas en concreto en forma de "V" invertida. El diámetro y espaciamiento de los orificios o drenes de las viguetas, deben producir una adecuada distribución del agua durante la operación del lavado Utilizando 8 orificios de  $\frac{3}{4}$ ", las pérdidas de carga en el falso fondo se calculan a continuación:

Longitud de cada vigueta = 0,70 m

Ancho de cada vigueta = 0,30

Número de viguetas = 2

Número de orificios por vigueta = 4

Número de orificios por lado de vigueta = 2

Separación entre orificios = 0,35 m

La pérdida de carga se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q = C * A * (2.g. \Delta H)^{1/2}$$

En donde:

Q = Caudal a través de los orificios de las viguetas, en m<sup>3</sup>/s

C = coeficiente del orificio = 0,80

A = Área de los orificios, en m<sup>2</sup>

g = aceleración de la gravedad

$\Delta H$  = Pérdidas de carga a través de los orificios, en m

El área de los 8 orificios será:

$$A = \frac{3,1416 \times (0,75 \times 2,54/100)^2 \times 8}{4} = 0,00228 \text{ m}^2$$

Considerando una velocidad de lavado de 0,643 m / minuto y un área el filtro de 0,42 m<sup>2</sup>, el caudal de lavado será:

$$Q = \frac{0,643 \times 0,42}{60} = 0,0045 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Delta H = (0,0045 / (0,80 \times 0,00228))^2 \times (1/19,62) = 0,31 \text{ m}$$

- *Pérdidas de carga en el orificio de interconexión filtro cámara de contacto de cloro:*

La salida del filtro se realizará mediante un orificio de 4" de diámetro regulado por una compuerta de mariposa, dos pasamuros que interconectarán el filtro con la cámara de contacto de cloro. Las pérdidas de carga se calculan por la siguiente expresión:

$$h_v = K \cdot V^2/2.g$$

El factor K se calcula a continuación:

Por entrada	= 0,50
Por válvula de mariposa	= 0,30
Por salida	= <u>1,00</u>
$\Sigma =$	1,80

Para un orificio de 4":

$$A = 3,1416 \times (4 \times 2,54 / 100)^2 / 4 = 0,008107 \text{ m}^2$$

$$V = Q / A = 0,0045 / 0,008107 = 0,55 \text{ m /s}$$

$$h_v = 1,8 \times 0,55^2 / 2 \times 9,81 = 0,03 \text{ m}$$

- *Pérdidas de carga durante el lavado:*

Pérdidas de carga en la arena = 0,30 m

Pérdidas de carga en la antracita = 0,15 m

Pérdidas de carga en la grava = 0,09 m

Pérdidas de carga falso fondo = 0,31 m

Pérdidas de orificio interconexión = 0,03 m

Pérdidas de carga totales = 0,88 m

- *Canaleta de lavado*

Para recoger el flujo ascendente durante el lavado, se proyecta una canaleta de recolección del agua de lavado que irá en una de las paredes laterales del filtro.

Caudal por la canaleta = 0,0045 m<sup>3</sup>/s

La canaleta de recolección del agua de lavado, se diseña de acuerdo con la fórmula de Camp (Arboleda Valencia página 478):

$$Q = 82,5 \cdot W \cdot h_0^{3/2}$$

En donde:

Q = Caudal de diseño para la canaleta, en m<sup>3</sup> / minuto

W = ancho de la canaleta, en m = 0,20 m



$h_0$  = máximo nivel de agua en la canaleta, en m

$$Q = 0,0045 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ s / minuto} = 0,27 \text{ m}^3/\text{minuto}$$

$$h_0 = \left| \frac{0,27}{82,5 \times 0,20} \right|^{2/3} = 0,06 \text{ m}$$

La canaleta tendrá una pendiente en el fondo del 5% hacia el orificio de salida. Considerando un desnivel de 0,03 m, se adopta una altura interior de 0,30 m.

Altura interior de la canaleta = 0,30 m

Losa inferior canaleta = 0,10 m

Altura exterior de la canaleta = 0,40 m

Expansión del lecho filtrante = 0,19 m

Altura desde el lecho de antracita al bode de la canaleta = 0,19 + 0,40 = 0,59 m

Se ajusta esta altura a 0,70 metros desde el borde de la canaleta al lecho de antracita. La lámina de agua sobre la canaleta de lavado o carga hidráulica será:

$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2}$$

En donde:

Q = Caudal de lavado, en  $\text{m}^3/\text{s}$

C = coeficiente = 1,838

L = longitud del vertedero = 0,60 m

H = Carga hidráulica sobre el vertedero

$$H = \left| 0,0045 / (1,838 \times 0,60) \right|^{2/3} = 0,026 \text{ m}$$

- *Resumen pérdidas de carga en el lavado*

Pérdidas de carga en la arena = 0,30 m

Pérdidas de carga en la antracita = 0,15 m

Pérdidas de carga en la grava = 0,09 m

Pérdidas de carga falso fondo = 0,31 m

Pérdidas de orificio interconexión = 0,03 m

Carga hidráulica sobre vertedero = 0,03 m

Pérdidas de carga totales = 0,91 m

La cota del vertedero de salida del filtro, estará localizada 0,91 metros por encima de la cota superior de la canaleta de recolección del agua de lavado.

- *Hidráulica de la filtración*

Durante la filtración se presentan dos tipos de pérdidas de carga: la inicial, compuesta por pérdidas laminares y turbulentas; y la pérdida de carga por colmatación, las cuales originan que cada filtro trabaje con una velocidad de filtración variable. Para calcular las pérdidas de carga, se aplicará el modelo de Di Bernardo, en el cual las pérdidas de carga son calculadas en función de la tasa de filtración.

• *Pérdidas de carga por entrada*

En la entrada a cada filtro existirá un orificio de 4" regulado por una compuerta. Las pérdidas de carga se calculan por la siguiente expresión:

$$h_v = \frac{K}{2g \times 86.400^2} \times \left| \frac{A}{a} \right|^2 \cdot q^2$$

En donde,

G = aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>

A = Área superficial de un filtro = 0,42 m<sup>2</sup>

a = área del orificio de entrada, en m<sup>2</sup>

q = rata de filtración, en m<sup>3</sup>/( m<sup>2</sup> - día)

K = constante

El factor K se calcula a continuación:

Por entrada	= 0,50
Por válvula de mariposa	= 0,30
Por codo de 90°	= 0,90
Por salida	= <u>1,00</u>
Σ	= 2,70

Para un orificio de 4":

$$a = 3,1416 \times (4 \times 2,54 / 100)^2 / 4 = 0,008107 \text{ m}^2$$

$$h_v = \frac{2,70}{2 \times 9,81 \times 86.400^2} \times \left| \frac{0,42}{0,008107} \right|^2 \cdot q^2 = 4,9474\text{E-}08 \cdot q^2$$

- Pérdidas de carga en la arena y la antracita

Se calculan mediante la siguiente expresión (Manual de Potabilización del Agua, página 275):

$$h_o = \frac{f' \cdot V \cdot (1 - p_o)^2 \cdot 36 \cdot L_o \cdot \sum X_i / d_i^2}{g \cdot C_e^2} \cdot q$$

En donde:

$h_o$  = pérdida de carga en el lecho de arena o antracita

$f'$  = Permeabilidad; constante experimental adimensional, generalmente igual a cinco

$V$  = Viscosidad cinemática (  $\text{cm}^2/\text{s}$  )

$p_o$  = porosidad inicial de la arena o de la antracita

$C_e$  = Coeficiente de esfericidad ( $C_e = 0,80$  para la arena y  $0,70$  para la antracita Di Bernardo página 675)

$L_o$  = Profundidad inicial del lecho de arena o antracita

$X_i$  = Porcentaje de material retenido entre dos mallas consecutivas

$d_i$  = Diámetro promedio entre dos mallas consecutivas =  $\left| d_1 \cdot d_2 \right|^{1/2}$  en donde,  $d_1$  es la abertura o tamaño de la malla inferior y  $d_2$  tamaño de la abertura de la malla superior.

- Para la arena:

Para el cálculo de  $\sum X_i / d_i^2$  se procede así:

**Tabla 6-5. Pérdida de Carga en el Lecho de Arena**

NÚMERO DE TAMICES	$D_1$ (cm)	$D_2$ (cm)	$D_i$ (cm)	$D_i^2$ ( $\text{cm}^2$ )	$X_i$	$X_i / D_i^2$ ( $\text{cm}^{-2}$ )
40 - 30	0,043	0,060	0,050497525	0,002550	0,19	76
30 - 20	0,060	0,085	0,071414284	0,005100	0,37	73
20 - 16	0,085	0,118	0,100149888	0,010030	0,35	35
16 - 14	0,118	0,140	0,128530152	0,016520	0,09	5
						188

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

- Para la antracita:

Para el cálculo de  $\sum X_i / d_i^2$  se procede así:

**Tabla 6-6. Pérdida de Carga en el Lecho de Antracita**

NÚMERO DE TAMICES	D <sub>1</sub> (cm)	D <sub>2</sub> (cm)	D <sub>i</sub> (cm)	D <sub>i</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>2</sup> )	X <sub>i</sub>	X <sub>i</sub> /D <sub>i</sub> <sup>2</sup> (cm <sup>-2</sup> )
30 - 20	0,060	0,085	0,0714	0,005100	0,1948	38
20 - 16	0,085	0,118	0,1001	0,010030	0,3487	35
16 - 12	0,118	0,170	0,1416	0,020060	0,3882	19
12 - 10	0,170	0,200	0,1844	0,034000	0,0683	2
						94

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Reemplazando se tiene para la antracita:

$$h_o = \frac{5 \times 0,0101 \times (1 - 0,45)^2 \times 36 \times 0,50 \times 94}{981 \times 0,45^3 \times 0,70^2} \cdot q = 6,8531E-04 \cdot q$$

Pérdida de carga en la arena y en la antracita:

$$h_o = 1,0659E-03 \cdot q + 6,8531E-04 \cdot q = 1,7515E-03 \cdot q$$

- *Pérdida de carga en la grava*

La pérdida de carga en la grava de soporte viene dada por la siguiente expresión ( Manual de Potabilización el agua páginas 277 y 329):

$$h_{grava} = \frac{L}{3 \times 1440} \cdot q$$

$$h_{grava} = \frac{0,40 \times q}{3 \times 1.440} = 9,2593E-05 \cdot q$$

- *Pérdida de carga en el falso fondo*

Considerando los 8 orificios de ¾" que tienen las viguetas del falso fondo, las pérdidas de carga se calculan así:

$$h_{falso\ fondo} = \left| \frac{1}{19,62 \times 86.400^2 \times 0,61^2} \times \left| \frac{A}{a} \right|^2 \times q^2 \right.$$

En donde:

A = área el filtro

a = área de los orificios del falso fondo

$$h_{\text{falso fondo}} = \left| \frac{1 \times 0,42 / 0,00228}{19,62 \times 86.400^2 \times 0,61^2} \right|^2 \times q^2 = 3,6595E-07 \cdot q^2$$

- *Pérdida de carga en la salida del filtro*

La salida del filtro se realizará mediante un orificio de 4" de diámetro regulado por una compuerta de mariposa, dos pasamuros que interconectarán el filtro con la cámara de contacto de cloro. Las pérdidas de carga se calculan por la siguiente expresión:

$$h_v = \frac{K}{2g \times 86.400^2} \times \left| \frac{A}{a} \right|^2 \cdot q^2$$

En donde:

g = aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>

A = Área superficial de un filtro = 0,42 m<sup>2</sup>

a = área del orificio de entrada, en m<sup>2</sup>

q = rata de filtración, en m<sup>3</sup>/(m<sup>2</sup> - día)

K = constante

El factor K se calcula a continuación:

Por entrada	= 0,50
Por válvula de mariposa	= 0,30
Por salida	= <u>1,00</u>
Σ	= 1,80

Para un orificio de 4":

$$a = 3,1416 \times (4 \times 2,54 / 100)^2 / 4 = 0,008107 \text{ m}^2$$

$$h_v = \frac{1,80}{2 \times 9,81 \times 86.400^2} \times \left| \frac{0,42}{0,008107} \right|^2 \cdot q^2 = 3,2983E-08 \cdot q^2$$

- *Pérdida de carga durante la filtración*

De acuerdo con los cálculos realizados, la pérdida de carga durante la filtración será la suma de las siguientes pérdidas:

Pérdidas de carga por entrada = 4,9474E-08 . q<sup>2</sup>

Pérdidas de carga en el lecho filtrante = 1,7512E-03 . q

$$\text{Pérdidas de carga en la grava de soporte} = 9,2593\text{E-}05 \cdot q$$

$$\text{Pérdidas de carga en el falso fondo} = 3,6195\text{E-}07 \cdot q^2$$

$$\text{Pérdidas de carga en la salida del filtro} = 3,2983\text{E-}08 \cdot q^2$$

De acuerdo con el modelo de Di Bernardo, las pérdidas de carga durante la filtración en el nivel mínimo de operación para todos los filtros limpios y trabajando con el caudal medio de  $231,4 \text{ m}^3 / \text{m}^2 - \text{día}$ , será:

$$\text{Pérdidas de carga por entrada} = 4,9474\text{E-}08 \times 231,4^2 = 0,003 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga en el lecho filtrante} = 1,7512\text{E-}03 \times 231,4 = 0,405 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga en la grava de soporte} = 9,2593\text{E-}05 \times 231,4 = 0,021 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga en el falso fondo} = 3,6195\text{E-}07 \times 231,4^2 = 0,019 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga en la salida del filtro} = 3,2983\text{E-}08 \times 231,4^2 = 0,002 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas totales} = 0,451 \text{ m}$$

En la condición de funcionamiento a tasa declinante y en el momento antes del lavado de un filtro se tendrá:

$$\text{Nivel dinámico mínimo} = 0,62$$

$$\text{Nivel en el que el filtro más sucio debe ser lavado} = 0,70 \text{ m}$$

**Tabla 6-7. Velocidad de Filtración a Tasa Declinante**

FILTRO	VELOCIDAD DE FILTRACIÓN ( $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ )
1	295,27
2	248,23
3	208,17
4	174,15

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La tasa máxima de filtración sería de  $295,27 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$  y la tasa media de  $231,4 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ , mientras que la relación entre tasa máxima y media sería de 1,28. En el momento del lavado se tendrían los siguientes valores:

$$\text{Nivel inmediatamente antes que el filtro recién lavado entre en operación: } 0,87 \text{ m}$$

Las velocidades de filtración durante la operación del lavado serán:

**Tabla 6-8. Velocidad de Filtración durante el Lavado**

FILTRO	VELOCIDAD DE FILTRACIÓN (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> .día)
1	362,73
2	305,94
3	257,18

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

#### 6.5.4 Evaluación de Las Alternativas

Las dos alternativas propuestas y predimensionadas hidráulicamente, se evaluarán considerando los siguientes criterios de evaluación:

- Aspectos económicos y financieros
- Aspectos de operación y mantenimiento
- Aspecto técnico
- Aspectos de vulnerabilidad y contingencia
- Aspectos social y ambiental

Cada uno de estos aspectos, tendrá un valor ponderado sobre el puntaje final de la decisión que se adopte, así mismo tendrá una escala de valoración, correspondiente a lo más convenientes del proyecto, así:

**Tabla 6-9. Valores Ponderados para Evaluación de Alternativas**

ASPECTOS	VALOR PONDERADO
Económicos y financieros	30%
Operación y mantenimiento	10%
Técnico	30%
Vulnerabilidad y contingencia	10%
Social y ambiental	20%

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La escala de valoración será:

- Aspectos económicos: 1-100; se calificará con 100 puntos a la alternativa que presente un menor valor presente neto y en forma proporcional se calificarán las otras alternativas
- Aspectos de operación y mantenimiento: 1-100; se calificará con 100 puntos a la alternativa que presente mejores ventajas en la operación y mantenimiento, es

decir la menos compleja y en forma proporcional se calificarán las otras alternativas

- Aspecto técnico: 1-100; se calificará con 100 puntos a la alternativa que presente mayores ventajas técnicas, frente a la calidad del agua tratada en todo el período de diseño y en forma proporcional se calificarán las otras alternativas
- Aspectos de vulnerabilidad y contingencia: 1-100, donde 100 es la menos vulnerable
- Aspectos social y ambiental: 1-100, donde 100, es el menor impacto negativo socioambiental

#### 6.5.4.1 Evaluación Económica

- *Aspectos Económicos Alternativa 1:*

Los costos de la alternativa 1 se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 6-10. Costos Obras Civiles Alternativa 1**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
<b>1</b>	<b>PRELIMINARES</b>				
1.1	Descapote manual mas retiro H=0,20 m	m <sup>2</sup>	900	\$1.390	\$1.251.000
1.2	Construcción campamento	Un	1	\$1.200.000	\$1.200.000
1.3	Localización y replanteo de estructuras	m <sup>2</sup>	800	\$2.926	\$2.340.800
1.4	Cerramiento	m	140	\$10.000	\$1.400.000
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$6.191.800</b>
<b>2</b>	<b>FILTRO GRUESO DINÁMICO</b>				
2.1	Excavación manual tierra seca H=1.8m	m <sup>3</sup>	57	\$12.980	\$739.860
2.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	2,7	\$250.000	\$675.000
2.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	15,2	\$600.000	\$9.120.000
2.4	Concreto paredes (4000 psi )	m <sup>3</sup>	9,3	\$650.000	\$6.045.000
2.5	Cajas	Un	5	\$550.000	\$2.750.000
2.6	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	16,8	\$39.340	\$660.912
2.7	Material filtrante	m <sup>3</sup>	3,6	\$350.000	\$1.260.000
2.8	Válvulas de 6"	Un	3	\$110.000	\$330.000
2.9	Instalación Tubería 6"	m	20,4	\$35.140	\$716.856
				<b>SUBTOTAL</b>	<b>\$22.297.628</b>
<b>3</b>	<b>FILTRO GRUESO ASCENDENTE</b>				
3.1	Excavación manual tierra seca	m <sup>3</sup>	360	\$12.980	\$4.672.800
3.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	7,1	\$250.000	\$1.775.000
3.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	30,7	\$600.000	\$18.420.000



ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
3.4	Concreto paredes (4000 psi)	m <sup>3</sup>	29,2	\$650.000	\$18.980.000
3.5	Cajas	Un	12	\$550.000	\$6.600.000
3.6	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	50	\$39.340	\$1.967.000
3.7	Material filtrante	m <sup>3</sup>	93,3	\$350.000	\$32.655.000
3.8	Válvulas de 6"	Un	18	\$110.000	\$1.980.000
3.9	Instalación Tubería 6"	m	20,4	\$35.140	\$716.856
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$87.766.656</b>
<b>4</b>	<b>FILTRO LENTO</b>				
4.1	Excavación manual tierra seca	m <sup>3</sup>	344	\$12.980	\$4.465.120
4.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	4,1	\$250.000	\$1.025.000
4.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	19	\$600.000	\$11.400.000
4.4	Concreto paredes (4000 psi )	m <sup>3</sup>	31,5	\$650.000	\$20.475.000
4.5	Cajas	Un	6	\$550.000	\$3.300.000
4.6	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	21	\$39.340	\$826.140
4.7	Material filtrante	m <sup>3</sup>	52	\$450.000	\$23.400.000
4.8	Válvulas de 6"	Un	6	\$110.000	\$660.000
4.9	Instalación Tubería 6"	m	12	\$35.140	\$421.680
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$65.972.940</b>
<b>5</b>	<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				
5.1	Caseta administrativa	Un	1	\$25.000.000	\$25.000.000
5.2	Equipos de laboratorio	Un	1	\$15.000.000	\$15.000.000
<b>SUBTOTAL</b>					<b>40.000.000</b>
<b>SUBTOTAL</b>					<b>222.229.024</b>
Estructura de entrada, Cámara de contacto, Desagües, Instalaciones hidráulicas					\$66.668.707
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$288.897.731</b>
AIU					\$86.669.319
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$375.567.051</b>
GERENCIA E INTERVENTORÍA					\$37.556.705
<b>TOTAL OBRAS ALTERNATIVA 1</b>					<b>\$413.123.756</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Para que la alternativa 1, tenga mayor flexibilidad técnica y considerando que el río San Marcos en época de lluvia puede presentar turbiedades elevadas, se proyecta la construcción de un tanque de almacenamiento de agua cruda, con capacidad de retención de 2 días en condiciones del caudal medio diario.

Caudal medio diario año 2039 = 1,66 L/s

Consumo medio diario año 2039 = 1,66 L/s x 86,4 = 143,4 m<sup>3</sup>/día

Volumen tanque de aguas crudas = 143,4 x 2 días = 286,84 m<sup>3</sup>

Se proyecta un tanque de 300 m<sup>3</sup> de capacidad. En la siguiente tabla se presentan los costos de construcción de este tanque de almacenamiento del agua cruda. Mediante esta adición, podemos hablar de una alternativa 1 A.

**Tabla 6-11. Costos de Construcción Tanque de Almacenamiento Agua Cruda**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
6.1	Excavación manual tierra seca	m <sup>3</sup>	751,6	\$12.980	\$9.755.301
6.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	11,3	\$250.000	\$2.830.500
6.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	54,4	\$600.000	\$32.659.200
6.4	Losa superior	m <sup>3</sup>	36,3	\$700.000	\$25.401.600
6.5	Concreto paredes (4000 psi )	m <sup>3</sup>	31,8	\$650.000	\$20.638.800
6.6	Cajas	Un	4	\$550.000	\$2.200.000
6.7	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	65	\$39.340	\$2.557.100
6.8	Instalaciones hidráulicas	GB	1	\$5.000.000	\$5.000.000
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$101.042.501</b>
AIU					\$30.312.750
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$131.355.251</b>
GERENCIA E INTERVENTORÍA					\$13.135.525
<b>TOTAL TANQUE DE ALMACENAMIENTO AGUA CRUDA</b>					<b>\$144.490.776</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Los costos de la alternativa 1A, se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 6-12. Costos Obras Civiles Alternativa 1A**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1	Preliminares	GB	1	\$6.191.800	\$6.191.800
2	Filtro Grueso Dinámico	GB	1	\$22.297.628	\$22.297.628
3	Filtro Grueso Ascendente	GB	1	\$87.766.656	\$87.766.656
4	Filtro Lento	GB	1	\$65.972.940	\$65.972.940
5	Obras Complementarias	GB	1	\$106.668.707	\$106.668.707
6	Tanque de Aguas Crudas	GB	1	\$144.490.776	\$144.490.776
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$433.388.507</b>
AIU					\$130.016.552
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$563.405.059</b>
GERENCIA E INTERVENTORÍA					\$56.340.506
<b>TOTAL ALTERNATIVA 1A</b>					<b>\$619.745.565</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

- *Aspectos Económicos Alternativa 2*

Los costos de la alternativa 2 se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 6-13. Costos Obras Civiles Alternativa 2**

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
<b>1</b>	<b>PRELIMINARES</b>				
1.1	Descapote manual más retiro H=0.20 m	m <sup>2</sup>	511,3	\$1.390	\$710.693
1.2	Construcción campamento	Un	1,0	\$1.200.000	\$1.200.000
1.3	Localización y replanteo de estructuras	m <sup>2</sup>	183,7	\$2.926	\$537.477
1.4	Cerramiento	M	90,8	\$10.000	\$908.000
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$3.356.170</b>
<b>2</b>	<b>FLOCULADOR HIDRÁULICO</b>				
2.1	Excavación manual tierra seca	m <sup>3</sup>	73,0	\$12.980	\$947.566
2.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	2,8	\$250.000	\$696.000
2.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	10,6	\$600.000	\$6.350.400
2.4	Concreto paredes (4000 psi )	m <sup>3</sup>	8,0	\$650.000	\$5.204.550
2.5	Estructura entrada y salida	GB	2,0	\$1.000.000	\$2.000.000
2.6	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	32,2	\$39.340	\$1.266.748
2.7	Tabiques del floculador	GB	1,0	\$5.000.000	\$5.000.000
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$21.465.264</b>
<b>3</b>	<b>SEDIMENTADOR FLUJO LAMINAR</b>				
3.1	Excavación manual tierra seca	m <sup>3</sup>	138,6	\$12.980	\$1.799.301
3.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	1,2	\$250.000	\$288.000
3.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	3,1	\$600.000	\$1.852.200
3.4	Concreto paredes (4000 psi )	m <sup>3</sup>	19,3	\$650.000	\$12.558.000
3.5	Módulos de sedimentación	GB	2,0	\$3.000.000	\$6.000.000
3.6	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	22,0	\$39.340	\$865.480
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$23.362.981</b>
<b>4</b>	<b>FILTROS RÁPIDOS</b>				
4.1	Excavación manual tierra seca	m <sup>3</sup>	112,6	\$12.980	\$1.461.652
4.2	Concreto limpieza (0.05 m)	m <sup>3</sup>	0,9	\$250.000	\$232.000
4.3	Losa inferior	m <sup>3</sup>	19,0	\$600.000	\$11.400.000
4.4	Concreto paredes (4000 psi )	m <sup>3</sup>	22,7	\$650.000	\$14.742.000
4.5	Material filtrante	m <sup>3</sup>	1,5	\$1.000.000	\$1.512.000
4.6	Andenes (10 cm 3000 psi)	m <sup>2</sup>	20,6	\$39.340	\$810.404
4.7	Material soporte lecho filtrante	m <sup>3</sup>	0,7	\$600.000	\$403.200
4.8	Viguetas falso fondo	GB	4,0	\$200.000	\$800.000
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$31.361.256</b>
<b>5</b>	<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>				
5.1	Caseta administrativa	Un	1	\$25.000.000	\$25.000.000
5.2	Equipos de laboratorio	Un	1	\$20.000.000	\$20.000.000
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$45.000.000</b>
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$124.545.670</b>
Estructura de entrada, Cámara de contacto, Desagües, Instalaciones hidráulicas					\$37.363.701
<b>SUBTOTAL</b>					<b>\$161.909.372</b>
AIU					\$48.572.811

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UNID	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
SUBTOTAL					\$210.482.183
GERENCIA E INTERVENTORÍA					\$21.048.218
<b>TOTAL ALTERNATIVA 2</b>					<b>\$231.530.401</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

No obstante que la alternativa 2 presenta un valor de inversión menor que la alternativa 1, se debe considerar que en esta alternativa se presentan costos operacionales más altos, debidos al consumo de sulfato de aluminio requerido para la coagulación del agua y los costos del operador de la PTAP. Los costos anuales de operación y mantenimiento se presentan a continuación:

Costo mensual del operador \$ 1.000.000 (salario integral)

Costo anual operador PTAP \$ 12'000.000

Para calcular el costo promedio del coagulante, se supone una dosis promedio de 25 mg/L y un costo del coagulante de \$ 5.000/Kg; se considera que la planta trabaja un tiempo máximo de 12 horas en el día.

Cantidad promedio de coagulante requerido =  $4.5 \text{ L/s} \times 25 \text{ mg/L} \times 43.200 \text{ s} \times 1\text{Kg}/10^6 \text{ mg}$

Cantidad promedio diario de coagulante = 3.89 Kg/día

Costo promedio diario del coagulante =  $3,89 \times \$ 5.000 = \$19.440$

Para evaluar los costos de inversión y de operación durante los 25 años del proyecto, se tendrá en cuenta el método del valor presente considerando los costos de inversión y de operación en pesos constantes durante el horizonte de diseño.

Al considerar pesos constantes, no se tendrá en cuenta la inflación y por lo tanto se trabajará con una tasa de interés del 6% en la cual no se considera el efecto de la corrección monetaria.

En la siguiente tabla se presentan los costos de inversión y de operación de la alternativa 2.

**Tabla 6-14. Costos Inversión y Operación Alternativa 2**

AÑO	CAUDAL (L/s)	HORAS OPERACIÓN	COSTO OPERACIÓN	COSTO INVERSIÓN	K	VPN INVERSIÓN	VPN OPERACIÓN
2013	7,2	12	\$0	\$231.530.401	1,0000	\$231.530.401	\$0
2014	7,3	12	\$18.998.400		0,9434		\$17.923.019
2015	4,5	12	\$18.998.400		0,8900		\$16.908.508
2016	3,3	12	\$18.998.400		0,8396		\$15.951.423
2017	2,6	12	\$18.998.400		0,7921		\$15.048.512

AÑO	CAUDAL (L/s)	HORAS OPERACIÓN	COSTO OPERACIÓN	COSTO INVERSIÓN	K	VPN INVERSIÓN	VPN OPERACIÓN
2018	2,1	11	\$18.146.078		0,7473		\$13.559.805
2019	1,8	10	\$15.545.159		0,7050		\$10.958.724
2020	1,9	10	\$15.700.611		0,6651		\$10.441.803
2021	1,9	10	\$15.857.617		0,6274		\$9.949.265
2022	1,9	10	\$16.016.193		0,5919		\$9.479.960
2023	1,9	10	\$16.176.355		0,5584		\$9.032.792
2024	1,9	10	\$16.338.118		0,5268		\$8.606.717
2025	2,0	10	\$16.501.500		0,4970		\$8.200.740
2026	2,0	11	\$16.666.515		0,4688		\$7.813.912
2027	2,0	11	\$16.833.180		0,4423		\$7.445.332
2028	2,0	11	\$17.001.512		0,4173		\$7.094.137
2029	2,0	11	\$17.171.527		0,3936		\$6.759.508
2030	2,1	11	\$17.343.242		0,3714		\$6.440.663
2031	2,1	11	\$17.516.674		0,3503		\$6.136.858
2032	2,1	11	\$17.691.841		0,3305		\$5.847.384
2033	2,1	11	\$17.868.760		0,3118		\$5.571.564
2034	2,1	11	\$18.047.447		0,2942		\$5.308.754
2035	2,2	12	\$18.227.922		0,2775		\$5.058.341
2036	2,2	12	\$18.410.201		0,2618		\$4.819.740
2037	2,2	12	\$18.594.303		0,2470		\$4.592.394
2038	2,2	12	\$18.780.246		0,2330		\$4.375.772
2039	2,2	12	\$18.968.048		0,2198		\$4.169.367
<b>TOTAL</b>			\$455.396.646	\$231.530.401	-	\$231.530.401	\$227.494.993
VALOR PRESENTE COSTO OBRAS						\$231.530.401	
VALOR PRESENTE COSTO OPERATIVO						\$227.494.993	
VALOR PRESENTE DE LOS COSTOS						\$459.025.394	
<b>VALOR PRESENTE NETO</b>						<b>\$459.025.394</b>	

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

- *Evaluación Económica de las Alternativas:*

De acuerdo con la evaluación económica realizada, en la siguiente tabla se presenta un resumen del costo de las tres alternativas estudiadas y el puntaje asignado a cada alternativa.

**Tabla 6-15. Resumen Costos de las Alternativas y Puntuación**

ALTERNATIVA	COSTO ALTERNATIVA	DIFERENCIA	DIFERENCIA (%)	PUNTAJE
1	\$413.123.756	\$0	-	100,0

ALTERNATIVA	COSTO ALTERNATIVA	DIFERENCIA	DIFERENCIA (%)	PUNTAJE
2	\$459.025.394	\$45.901.638	11,1%	88,9
1A	\$619.745.565	\$206.621.810	50,0%	50,0

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

La alternativa 1 es la más económica, con una diferencia de \$ 45´901.638 con respecto a la alternativa 2 que representa el 11,1% con respecto a la alternativa más económica. La alternativa 1 es la más costosa con un presupuesto de \$619´745.565.

#### 6.5.4.2 Evaluación Aspectos de Operación y Mantenimiento

Desde el punto de vista de la operación y del mantenimiento, las alternativa 1 y 1A son de más fácil operación y el mantenimiento de la planta FIME es una tarea que puede realizar un operario debidamente entrenado, de manera periódica, aproximadamente cada 6 meses.

La alternativa 2, no es de difícil operación pero requiere capacitación del operario sobre todo en la labor de la dosificación de los productos químicos. Se califica con 100 puntos las alternativas 1 y 1A, 90 puntos para la alternativa 2

#### 6.5.4.3 Evaluación Técnica

La alternativa 2 es la que presenta mayores ventajas técnicas, dado que está en capacidad de garantizar agua potable en el 100% del tiempo siempre y cuando la PTAP sea operada en forma correcta. La alternativa 1, presenta restricciones para el tratamiento del agua, dado que sólo puede operar con niveles de turbiedad menores de 70 UNT, lo que origina que para ciertos niveles de turbiedad, la PTAP quede fuera del servicio. La Alternativa 1A brindaría una mayor confiabilidad que la alternativa 1. De acuerdo con lo anterior, la alternativa 2 tendrá un puntaje de 100 puntos, la alternativa 1A tendría 95 puntos y la alternativa 1 se le asignan 50 puntos.

#### 6.5.4.4 Aspectos de Vulnerabilidad y Contingencia

Desde el punto de vista de la calidad del agua y por lo tanto de la seguridad en el suministro de agua potable, la alternativa 2 es más segura y se le asignan un puntaje de 100 puntos. La alternativa 1 aun siendo la de más fácil de operación, es vulnerable a la calidad del agua cruda, situación que es crítico con respecto a la calidad del agua del río San Marcos. La alternativa 2 tendría una puntuación de 100 puntos, la alternativa 1A tendría 95 puntos y la alternativa 1 un puntaje de 50 puntos.

#### 6.5.4.5 Aspectos Sociales y Ambientales

Las alternativas 1 y 1 A son las de menor impacto social y ambiental, desde el punto de vista de la tarifa del servicio y produce menores vertimientos de cargas contaminantes a los cuerpos de agua. Se les concede 100 puntos. La alternativa 2 desde el punto de vista de sus costos operacionales, presenta un mayor impacto en la tarifa del servicio y mayores vertimientos a los cuerpos de agua, se le califica con un puntaje de 50 puntos.

#### 6.5.4.6 Evaluación Final

En las siguientes tablas se presenta un resumen de los puntajes asignados a cada alternativa antes y después de afectar la puntuación de cada variable por el porcentaje asignado.

**Tabla 6-16. Puntaje Asignado a Cada Variable**

VARIABLE	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 1A	ALTERNATIVA 2
Económica	100,0	50,0	88,9
Operación y Mantenimiento	100,0	100,0	90,0
Técnico	50,0	95,0	100,0
Vulnerabilidad y contingencia	50,0	95,0	100,0
Social y Ambiental	100,0	100,0	50,0

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 6-17. Puntaje Final de Cada Variable**

VARIABLE	COSTO ALTERNATIVA	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 1A	ALTERNATIVA 2
Económica	30%	30,0	15,0	26,7
Operación y Mantenimiento	10%	10,0	10,0	9,0
Técnico	30%	15,0	29,0	30,0
Vulnerabilidad Contingencia	10%	5,0	9,5	10,0
Social y Ambiental	20%	20,0	20,0	10,0
<b>PUNTAJE TOTAL</b>	<b>100%</b>	<b>80,0</b>	<b>83,0</b>	<b>85,7</b>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

## 6.6 ALMACENAMIENTO

### 6.6.1 Problema Identificado

El sistema de almacenamiento del sistema cuenta con tres depósitos. El primer depósito, localizado cerca a la bocatoma del río San Marcos, se ubica por debajo de la cota de inundación de la fuente por lo que su desagüe se encuentra deshabilitado. Por esta razón el tanque no se puede operar y actualmente no se usa. El segundo depósito, localizado

cerca a la bocatoma auxiliar, cuenta con problemas graves de impermeabilización, con fugas notables y carencia de un sistema de regulación del nivel del agua. Por último el tercer tanque, en la Hacienda La Granada es el de mayor capacidad presentando un buen estado físico. En cuanto a la capacidad de almacenamiento, contando solo con este último tanque, se cuenta con volumen de sobra para acopio del recurso.

### **6.6.2 Recomendación**

El sistema de captación y almacenamiento auxiliar, saldrá del servicio debido a su estado estructural y a la necesidad de unificar un solo punto de producción de agua potable. Al tanque de almacenamiento principal, se le realizarán reparaciones menores, impermeabilización y pintura para que continúe prestando su servicio.

## **6.7 RED DE DISTRIBUCIÓN**

### **6.7.1 Problema Identificado**

El problema más evidente de la red distribución en la localidad está relacionado con la distribución desigual de presiones.

Un aspecto que afecta considerablemente el funcionamiento adecuado de la red es la falta de regulación de la cantidad de agua en el sistema, manifestada en la falta de programas de uso racional del recurso, tarifas muy bajas y falta de control del consumo de agua mediante micro y macro medición, que ocasionan que los pobladores de la localidad en general malgasten el agua.

Finalmente, el sistema carece de un esquema administrativo y procedimientos operativos documentados que garanticen el abastecimiento continuo a la población y el mantenimiento de las estructuras y componentes de la red.

### **6.7.2 Recomendación**

Se recomienda la instalación de válvulas en puntos estratégicos dentro de la red, de forma que se garantice la mayor uniformidad posible en el plano de presiones. De igual forma se plantea la posibilidad de utilizar válvulas de aislamiento para realizar cierre parcial de los ramales para obtener también así un control sobre las presiones y permitir la recirculación del agua en las tuberías. Adicionalmente se propone dividir la red en ramales independientes, por medio del cierre o corte de tramos de tubería, realizado con la instalación de tapones y/o válvulas de cierre permanente.

Se recomienda igualmente la instalación de macro y micromedidores para llevar un control del agua facturada y consumida por la comunidad.



	DIAGNÓSTICO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO PAILA ARRIBA	Código: INF01-PAI-062 Versión: 02-14062013 Página 257
---	--	---

Finalmente se recomienda el fortalecimiento institucional de la Junta Administradora, con programas de capacitación y educación de la comunidad en el uso eficiente del agua.

## **7. PLANTEAMIENTO Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS**

### **7.1. CARACTERIZACION DE AGUAS RESIDUALES Y FUENTES RECEPTORAS**

El muestreo fue realizado por personal de MANOV INGENIERIA LTDA, los procedimientos siguen los lineamientos y técnicas recomendadas por la Agencia de Protección Ambiental de los Estados Unidos – U.S. EPA - en su Handbook for Analytical Quality Control in Water and Waste water Laboratories - Junio 1972, y por la Asociación Americana de trabajos del Agua -AWWA - en el American Standard Methodsforexamination of water and wastewater/20 edition.

Durante el monitoreo, MANOV INGENIERIA LTDA. Siguió las medidas de seguridad, higiene, ocupacionales y ambientales. Los residuos líquidos de las mediciones en campo, los residuos sólidos, como papel higiénico, pedazos de vidrio, cinta de enmascarar y otros, se almacenaron en bolsas plásticas para posterior disposición final.

Los análisis de laboratorio fueron realizados por INGENIERIA DE SANEAMIENTO AMBIENTAL INGESAN S.A.S. Que es un laboratorio legalmente constituido, competente para ejecutar los servicios que ofrece, asumiendo el compromiso de confiabilidad y confidencialidad de las actividades desarrolladas. Cuenta con una planta física propia, personal profesional idóneo para desarrollar los trabajos de laboratorio y de campo, equipos propios necesarios para realizar los ensayos de laboratorio debidamente calibrados. ACREDITADO ante el IDEAM, Resolución No. 0240 de Marzo 09 de 2012.

#### **1.1.1 Puntos de Muestreo**

Los muestreos en el corregimiento de Paila Arriba, se llevaron a cabo en los dos vertimientos de mayor importancia en el sistema de alcantarillado. El primer punto es en el vertimiento 3, Ubicado en las coordenadas 1079296.18 mE y 907572071 mN, este presenta una tubería en concreto simple de 10" (25 cm) que descarga al río Paila Arriba de manera directa. El Pozo que descarga sobre este vertimiento es el P27 ubicado en el barrio Villa Francisca, con una longitud del tramo de 138,68 metros. El área de drenaje de dicho vertimiento es de 0,696 ha.

**Imagen 1- 1 Aforo Vertimiento Tres (Villa Francisca)**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

El segundo punto de muestreo fue el vertimiento 1, que se encuentra ubicado en las coordenadas 1078041.476 mE, 908085.54 mN dentro de un cañaduzal que pertenece al ingenio Pichichi, este vertimiento se realiza al nivel del suelo del cañaduzal, por medio de una tubería en concreto simple de 14" (35 cm) formando un canal de 2 km hacia el humedal Videles. El área de drenaje de este vertimiento es de 11,71 ha siendo el vertimiento con mayor significancia en el corregimiento.

Dadas las condiciones de taponamiento del vertimiento y a la colmatación de los pozos anteriores, fue necesario realizar el aforo a 366 metros de este, en el pozo 5 ubicado en las coordenadas 1078341.611 mE, 907985.82 mN.

**Imagen 2- 2 Aforo Vertimiento Uno (Cañaduzal)**



Fuente: Manov Ingeniería Ltda.

### 1.1.2 Medición de Caudales

En el numeral E.2.3.2 del RAS 2000, se recomiendan varias metodologías de aforo para la elaboración de muestreos compuestos, para el presente caso y teniendo en cuenta las condiciones de cada uno de los vertimientos se seleccionaron las siguientes:

#### 1.1.2.1 Aforo Volumétrico

Este método se aplica cuando la corriente o vertimiento presenta una caída de agua en la cual se pueda interponer un recipiente; se requiere un cronómetro y un recipiente aforado (balde de 10 o 20 litros con graduaciones de 1 L, o caneca de 55 galones con graduaciones de 1 a 5 galones). Se utiliza un balde para caudales bajos o una caneca cuando se deban manejar grandes caudales. El recipiente debe ser colocado bajo la corriente o vertimiento de tal manera que reciba todo el flujo; simultáneamente se activa el cronómetro. Este proceso inicia en el preciso instante en que el recipiente se introduce a la corriente o vertimiento y se detiene en el momento en que se retira de ella. Se toma un volumen de muestra cualquiera dependiendo de la velocidad de llenado y se mide el tiempo transcurrido desde que se introduce a la corriente o vertimiento hasta que se retira de ella.

El caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q = V / t$$

Donde:

Q = Caudal en litros por segundo, L/s

V = Volumen en litros, L

t = Tiempo en segundos, s

Este método tiene la ventaja de ser el más sencillo y confiable, siempre y cuando el lugar donde se realice el aforo garantice que al recipiente llegue todo el volumen de agua que sale por la corriente o vertimiento; se debe evitar la pérdida de muestra en el momento de aforar, así como represamientos que permitan la acumulación de sólidos y grasas. Este método es de fácil utilización en el caso que el suelo donde se disponga la caneca sea firme y no permite que esta se hunda o se mueva. Dentro de los principales problemas que se pueden presentar es la manipulación de las canecas por su peso exagerado.

#### 1.1.2.2 Vertederos

Los vertederos pueden usarse en corrientes naturales de pequeña magnitud, en cuyo cauce pueda instalarse el vertedero. En corrientes de mayor magnitud, el vertedero puede ser una estructura hidráulica permanente para medición continua de caudales. Los vertederos deben calibrarse antes de utilizarlos.

### 1.1.2.3 Molinete

Este dispositivo es de gran utilidad para el aforo de conductos forzados de gran diámetro o en corrientes naturales. Del conocimiento de la distribución de velocidades en la sección se puede determinar la velocidad media, el caudal y algunos coeficientes de corrección.

### 1.1.2.4 Aforo con Flotador (Velocidad)

Para el aforo con flotadores se debe escoger una sección recta del río o canal y medir y demarcar una distancia conocida a lo largo del mismo; se debe colocar suavemente sobre la superficie del agua un elemento flotante en el canal y simultáneamente activar el cronometro y medir el tiempo transcurrido hasta que el objeto termine de recorrer la distancia asignada. Repetir este proceso varias veces y calcular el promedio. El objeto flotante debe ser arrojado suavemente sobre la corriente, para que este no le imprima una fuerza adicional que pueda afectar la medición. La velocidad del agua se calcula de la siguiente manera:

$$V = X / t$$

Donde:

V = Velocidad superficial, m/s

X = Longitud recorrida por el elemento flotante, m

t = Tiempo de recorrido del elemento flotante, s

El caudal se calcula de la siguiente manera:

$$Q = n \times V \times A$$

Donde:

Q = Caudal, m<sup>3</sup>/s

V = Velocidad superficial, m/s

A = Área transversal promedio, m<sup>2</sup>

n = Factor que depende del material del fondo del canal:

0,4 - 0,52	poco áspero
0,46 - 0,75	grava con hierba y caña
0,58 - 0,7	grava gruesa y piedras
0,7 - 0,9	madera, hormigón o pavimento
0,62 - 0,75	Grava
0,65 - 0,83	arcilla y arena

### 1.1.2.5 Resultados

El aforo del vertimiento Villa Francisca realizado en el día típico, que representa el día normal de semana donde no se presenta mayor confluencia poblacional en el corregimiento, se realizó entre los días 25 y 26 de febrero del 2013, el trabajo consistió en la medición del caudal cada hora con el método volumétrico, iniciando en horas de la mañana. En la jornada se encontró que el caudal máximo se presenta alrededor de medio día a las 12:30 pm con un caudal de 0,71 L/s, igualmente se evidenció que a la madrugada no se presentó flujo de aguas residuales, además se determinó que el caudal promedio fue de 0,22 L/s. dichos resultados se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 7-1 Aforo Volumétrico del Vertimiento Villa Francisca Día Típico**

AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
1	09:30	5	10	0,50
2	10:30	5	9	0,56
3	11:30	5	12	0,42
4	12:30	5	7	0,71
5	13:30	5	13	0,38
6	14:30	5	8	0,63
7	15:30	5	45	0,11
8	16:30	5	29	0,17
9	17:30	5	57	0,09
10	18:30	5	33	0,15
11	19:30	5	36	0,14
12	20:30	5	46	0,11
13	21:30	5	44	0,11
14	22:30	5	58	0,09
15	23:30	5	41	0,12
16	00:30	5	49	0,10
17	01:30	5	43	0,12
18	02:30	5	0	0,00
19	03:30	5	0	0,00
20	04:30	5	21	0,24
21	05:30	5	60	0,08
22	06:30	5	37	0,14
23	07:30	5	30	0,17
24	08:30	5	41	0,12
25	09:30	5	23	0,22

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Por otro lado, se realizó el mismo trabajo en el día atípico, que representa el día de mayor confluencia poblacional en el corregimiento por ser el día de mercado, esta actividad se realizó entre los días 3 y 4 de marzo de 2013, se encontró que el caudal máximo se presenta alrededor de la 1:30 pm con un caudal de 1,11 L/s, el caudal mínimo de 0,15 L/s se presentó a la 2:30 am, además se determinó que el caudal promedio fue de 1,11 L/s, estos resultados se presentan en la siguiente tabla:

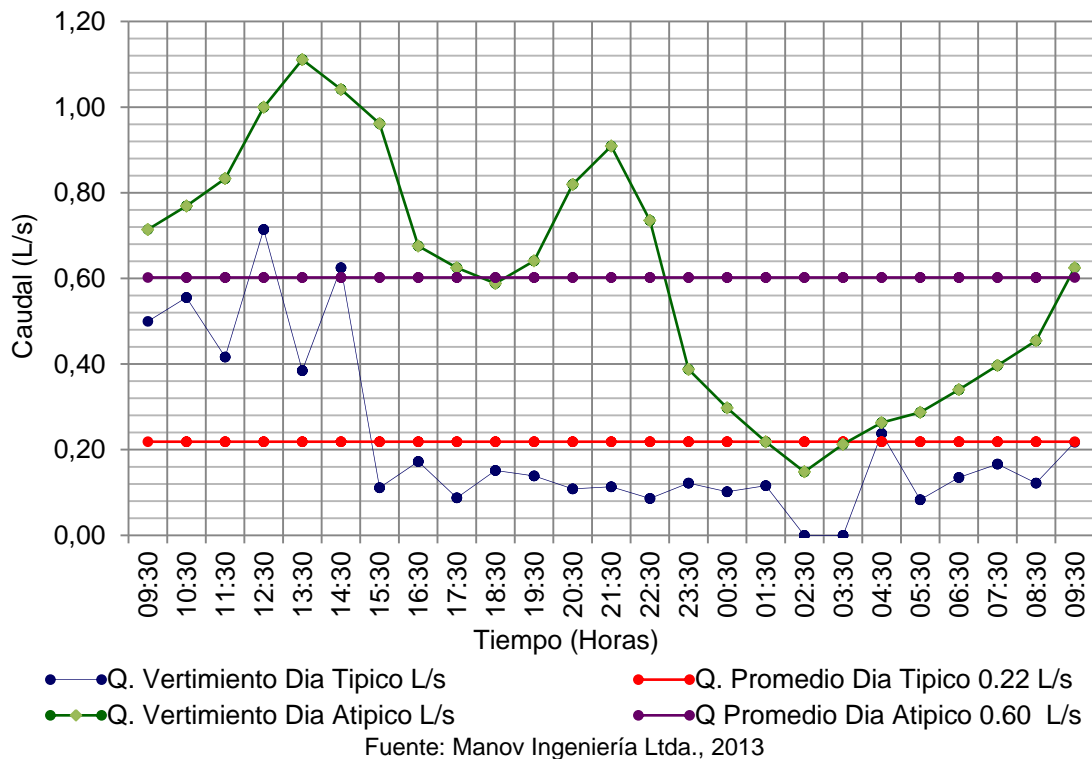
**Tabla 7-2 Aforo Volumétrico del Vertimiento Villa Francisca Día Atípico**

AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
1	09:30	5	7	0,71

AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
2	10:30	5	6,50	0,77
3	11:30	5	6,00	0,83
4	12:30	5	5,00	1,00
5	13:30	5	4,50	1,11
6	14:30	5	4,80	1,04
7	15:30	5	5,20	0,96
8	16:30	5	7,40	0,68
9	17:30	5	8,00	0,63
10	18:30	5	8,5	0,59
11	19:30	5	7,8	0,64
12	20:30	5	6,1	0,82
13	21:30	5	5,5	0,91
14	22:30	5	6,8	0,74
15	23:30	5	12,9	0,39
16	00:30	5	16,8	0,30
17	01:30	5	22,9	0,22
18	02:30	5	33,7	0,15
19	03:30	5	23,5	0,21
20	04:30	5	19,0	0,26
21	05:30	5	17,4	0,29
22	06:30	5	14,7	0,34
23	07:30	5	12,6	0,40
24	08:30	5	11,0	0,45
25	09:30	5	8,0	0,63

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 3- 3 Variación del Caudal en el Vertimiento Villa Francisca en los Días Típico y Atípico**



El aforo del vertimiento Cañaduzal en el día típico, se realizó entre los días 25 y 26 de febrero del 2013, el trabajo consistió en la medición del caudal cada hora con el método volumétrico, iniciando en horas de la mañana. En la jornada se encontró que el caudal máximo se presenta alrededor de las 7:30 am con un caudal de 1,30 L/s, igualmente se que el caudal mínimo de aguas residuales se presenta a las 7:30 pm, además se determino que el caudal promedio fue de 1,01 L/s. dichos resultados se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 7-3 Aforo Volumétrico del Vertimiento Cañaduzal Día Típico**

AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
1	09:30	2	1,66	1,20
2	10:30	2	2,30	0,87
3	11:30	2	1,60	1,25
4	12:30	2	1,70	1,18
5	13:30	1,5	1,40	1,07
6	14:30	2	1,60	1,25
7	15:30	2	1,80	1,11
8	16:30	2	2,00	1,00
9	17:30	2	1,94	1,03
10	18:30	1,5	2,21	0,68
11	19:30	1,5	2,39	0,63
12	20:30	2	2,22	0,90
13	21:30	2	1,67	1,20
14	22:30	2	1,88	1,06

AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
15	23:30	2	1,90	1,05
16	00:30	2	2,38	0,84
17	01:30	2	2,35	0,85
18	02:30	2	2,39	0,84
19	03:30	2	2,28	0,88
20	04:30	1,5	1,97	0,76
21	05:30	2	1,85	1,08
22	06:30	2	1,74	1,15
23	07:30	2	1,54	1,30
24	08:30	2	1,78	1,12

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

Por otro lado, se realizó el mismo trabajo en el día atípico, que representa el día de mayor confluencia en el corregimiento por ser el día de mercado esta actividad se realizó entre los días 3 y 4 de marzo de 2013, se encontró que el caudal máximo se presenta alrededor de la 1:30 pm con un caudal de 1,11 L/s, el caudal mínimo de 0,15 L/s se presentó a la 2:30 am, además se determinó que el caudal promedio fue de 1,11 L/s, estos resultados se presentan en la siguiente tabla:

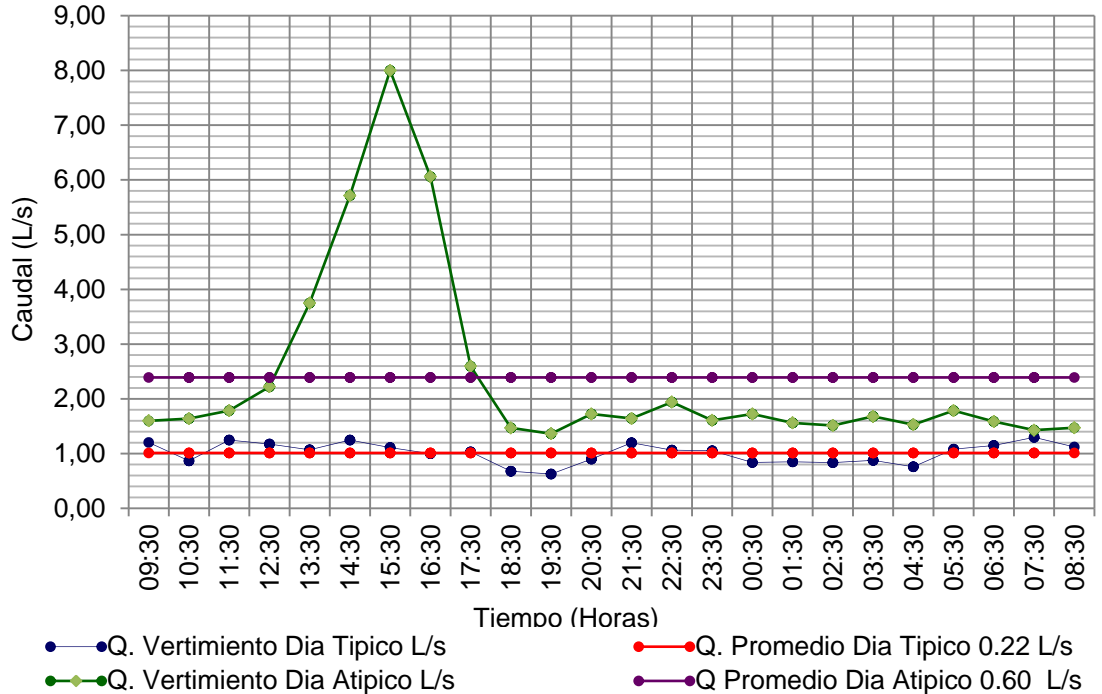
**Tabla 7-4 Aforo Volumétrico del Vertimiento Cañaduzal Día Atípico**

AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
1	09:30	2	1,25	1,60
2	10:30	2	1,22	1,64
3	11:30	2	1,12	1,79
4	12:30	2	0,90	2,22
5	13:30	1,5	0,40	3,75
6	14:30	2	0,35	5,71
7	15:30	2	0,25	8,00
8	16:30	2	0,33	6,06
9	17:30	2	0,77	2,60
10	18:30	1,5	1,02	1,47
11	19:30	1,5	1,10	1,36
12	20:30	2	1,16	1,72
13	21:30	2	1,22	1,64
14	22:30	2	1,03	1,94
15	23:30	2	1,24	1,61
16	00:30	2	1,16	1,72
17	01:30	2	1,28	1,56
18	02:30	2	1,32	1,52
19	03:30	2	1,19	1,68
20	04:30	1,5	0,98	1,53
21	05:30	2	1,12	1,79
22	06:30	2	1,26	1,59
23	07:30	2	1,40	1,43



AFORO N°.	HORA	VOLUMEN EN LITROS (L)	TIEMPO SEGUNDOS	CAUDAL (L/s)
24	08:30	2	1,36	1,47

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Imagen 4- 4 Variación del Caudal en el Vertimiento Cañaduzal en los Días Típico y Atípico**


Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

En la Imagen 3- 3 Variación del Caudal en el Vertimiento Villa Francisca en los Días Típico y Atípico e Imagen 4- 4 Variación del Caudal en el Vertimiento Cañaduzal en los Días Típico y Atípico se evidencia el incremento del caudal de aguas residuales en los vertimientos aforados durante los días atípicos, esto obedece al comportamiento de los habitantes del corregimiento, que en su mayoría se desplazan hacia poblaciones vecinas a realizar sus labores diarias, retornando al municipio los fines de semana. Igualmente, cabe mencionar que en corregimiento existen cultivos de caña que alteran el caudal y la calidad del agua residual en las jornadas atípicas.

### 1.1.3 Resultados Monitoreo Puntos de Vertimiento

El monitoreo del agua residual domestica proveniente de los puntos de vertimiento seleccionados que corresponden al sistema de alcantarillado del corregimiento de Paila Arriba, es importantes para verificar el contenido de compuestos orgánicos, inorgánicos y de las características bacteriológicas con respecto a la normatividad dispuesta en el Decreto 1594/84.

La metodología de recolección de las muestras, tipo de muestra, registros de campo, cadenas de custodia, preservación, almacenamiento, envío de las muestras y demás procedimientos fueron realizados según las lineamientos establecidos por INGESAN S.A.S. lo que garantiza el control de calidad en el trabajo de campo.

La toma de muestras se llevó a cabo de forma compuesta con alícuotas cada hora durante 24 horas. Los resultados de la caracterización se presentan a continuación:

**Tabla 7-5 Resultados de Laboratorio en el Día Típico**

PARAMETRO	METODO DE ANALISIS	UNIDADES	VILLA FRANCISCA	CAÑADUZAL
DQO Total	SM 5220 D	mg O <sub>2</sub> /L	378	241
DQO Soluble	SM 5220 D	mg O <sub>2</sub> /L	162	103
DBO Total	SM 5210 B	mg O <sub>2</sub> /L	185	97
DBO Soluble	SM 5210 B	mg O <sub>2</sub> /L	55	37
Sólidos Totales	SM 2540 B	mg/L	571	360
Sólidos Suspendidos Totales	2540 D	mg/L	238	100
Sólidos Sedimentables 10 min.	2540 F	mg/L	0,50	0,50
Sólidos Sedimentables 60 min.	2540 F	mg/L	1,0	0,70
Nitrógeno Total	4500 N B	mg N/L	37,7	19,70
Fosforo	SM 4500 P D	mg P/L	3,61	2,72
Coliformes Fecales	SM 9222 D	UFC/ 100 mL	11700000	15600000
Grasas y Aceites	5520 B	mg/L	33	26,3
pH	4500 H B	Unidades	6,73	6,89

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

**Tabla 7-6 Resultados de Laboratorio en el Día Atípico**

PARAMETRO	METODO DE ANALISIS	UNIDADES	VILLA FRANCISCA	CAÑADUZAL
DQO Total	SM 5220 D	mg O <sub>2</sub> /L	363	1223
DQO Soluble	SM 5220 D	mg O <sub>2</sub> /L	100	215
DBO Total	SM 5210 B	mg O <sub>2</sub> /L	167	539
DBO Soluble	SM 5210 B	mg O <sub>2</sub> /L	40,8	153
Sólidos Totales	SM 2540 B	mg/L	531	1351
Sólidos Suspendidos Totales	2540 D	mg/L	162	757
Sólidos Sedimentables 10 min.	2540 F	mg/L	0,60	10
Sólidos Sedimentables 60 min.	2540 F	mg/L	0,70	12
Nitrógeno Total	4500 N B	mg N/L	14	59,45
Fosforo	SM 4500 P D	mg P/L	1,21	8,42

PARAMETRO	METODO DE ANALISIS	UNIDADES	VILLA FRANCISCA	CAÑADUZAL
Coliformes Fecales	SM 9222 D	UFC/ 100 mL	43200000	6400000
Grasas y Aceites	5520 B	mg/L	55	201
pH	4500 H B	Unidades	7,06	6,68

Fuente: Manov Ingeniería Ltda., 2013

## 7.2. CRITERIOS DE DISEÑO

El Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000, define los parámetros para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales y son los siguientes:

### 7.2.1. POBLACIÓN DE DISEÑO

Las proyecciones de población, incluyendo la población flotante, se presentan en la siguiente tabla:

**Tabla 7-7. Proyección de Población Incluye la Población Flotante**

AÑO	POBLACIÓN TOTAL (hab)
2.013	1.964
2.014	1.995
2.015	2.026
2.016	2.058
2.017	2.091
2.018	2.124
2.019	2.158
2.020	2.192
2.021	2.226
2.022	2.261
2.023	2.297
2.024	2.334
2.025	2.370
2.026	2.408
2.027	2.446
2.028	2.485
2.029	2.524
2.030	2.564
2.031	2.604
2.032	2.646

AÑO	POBLACIÓN TOTAL (hab)
2.033	2.687
2.034	2.730
2.035	2.773
2.036	2.817
2.037	2.861
2.038	2.907
2.039	2.953

Fuente: Manov Ingeniería Ltda.

### 7.2.2. DEFINICIÓN DEL NIVEL DE COMPLEJIDAD

Considerando el artículo 11 de la Resolución 1096 del año 2000, el presente proyecto de Estudios y Diseños de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales PTAR del Corregimiento de Salónica, debe ser clasificado de acuerdo el nivel de complejidad del sistema, teniendo en cuenta el número de habitantes en la zona urbana de la localidad, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido en la Tabla A.3.1. Del RAS 2000 Título A Capítulo A.3. Numeral A.3.1.

Como se establece en la Tabla 1, de acuerdo a los resultados obtenidos de población proyectada al año 2039, con un periodo de diseño de 25 años, cuyo valor fue de 3.919 habitantes, podemos clasificar el Nivel de Complejidad del Sistema del Corregimiento de Salónica, como MEDIO, dado que su población es mayor de 2.500 habitantes.

### 7.2.3. PERIODO DE DISEÑO

De acuerdo al Artículo 2 de la Resolución 2320 de Noviembre de 2009, que modifica algunos aspectos a la Resolución 1096 de 17 de Noviembre de 2000, por la cual se adoptó el RAS 2000, se establece que para el nivel de complejidad medio, el período de diseño es de 25 años.

### 7.2.4. CAUDAL DE DISEÑO

Para efectos de calcular el caudal de diseño para el sistema de tratamiento de aguas residuales, se hace indispensable definir la dotación neta per cápita de aportes unitarios de cada habitante, esta se escoge de acuerdo al nivel de complejidad del sistema, y representa la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto, esta variable se expresa en L/hab-día, su valor se escoge de acuerdo con la Resolución 2320 de 2009, la cual modifica el artículo 67 de la Resolución 1096 del año 2000.

La Resolución 2320 de 2009, establece que siempre que existan datos de consumo histórico confiables para el municipio o localidad, la dotación neta máxima a utilizar en el diseño de un nuevo sistema de acueducto o la ampliación del sistema existente debe

basarse en dichos datos, adicionalmente puntualiza la resolución que la dotación neta máxima calculada no deberá superar los valores establecidos en la Tabla 9 de esta Resolución, cuyos valores dependen del nivel de complejidad del sistema y del clima del municipio, entendiendo que el clima es una variables sujeta a la altura del proyecto con relación al nivel de mar. Para efectos de la aplicación de los valores de la resolución, se debe entender por poblaciones con "Clima Frío o Templado" aquellas ubicadas a una altura superior a 1.000 metros sobre el nivel del mar y por poblaciones con "Clima Cálido" aquellas ubicadas a una altura inferior o igual a 1.000 metros sobre el nivel del mar.

Para el corregimiento de Paila Arriba del municipio de Bugalagrande se define una dotación neta integrada per cápita de 115 L/(hab-día)

#### 7.2.5. ESTIMACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

Los criterios y parámetros de estimación de las contribuciones de aguas residuales, que serán objeto de este subcapítulo están enmarcados en lo estipulados por el RAS -2000, Numeral D.3.2.2. "Contribuciones de Aguas Residuales", del cual se derivan los valores de aportes estimados para las contribuciones domésticas, institucionales, comerciales, industriales y otros aportes adicionales no relacionados al consumo como son las conexiones erradas e infiltraciones.

##### 7.2.5.1. CONTRIBUCIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El aporte doméstico de aguas residuales denominado QD, depende de la dotación per cápita, la población, la densidad demográfica y el coeficiente de retorno, el cálculo de este aporte está dado por la siguiente expresión:

$$QD = C \times P \times R / 86400$$

Donde:

QD = Caudal de diseño de aportes domésticos, expresado en L/s

C = Dotación neta de diseño corregida, expresada en l/hab día

P = Población en hab.

R = Coeficiente de Retorno de Aguas Residuales, adimensional

##### 7.2.5.2. COEFICIENTE DE RETORNO

El coeficiente de retorno es la fracción del agua de uso doméstico servida (dotación neta), entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Su estimación debe provenir del análisis de información existente de la localidad y/o de mediciones de campo.

Para el cálculo del caudal medio de aguas residuales, se considerará que el 80% del caudal de abastecimiento a nivel domiciliario, regresará en forma o aporte de agua residual al sistema de alcantarillado. Este factor, está de acuerdo con la Tabla D.3.1 de

las normas RAS que establecen un factor entre el 70 y el 80% de coeficiente de retorno para el nivel de complejidad medio.

#### 7.2.5.3. CAUDAL MEDIO DIARIO

El caudal medio diario de aguas residuales (QMD) es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales. Se calcula mediante la siguiente expresión:

$$QMD = QD + QI + QC + QIN$$

Donde:

QMD = Caudal medio diario de aguas residuales, expresado en L/s.

QD = Caudal de diseño de aportes domésticos, expresado en L/s.

QI = Caudal de aportes industriales, expresado en L/s.

QC = Caudal de aportes comerciales, expresado en L/s.

QIN= Caudal de aportes Institucionales, expresado en L/s.

Debido a que en este proyecto se contemplo la dotación neta de cada uno de los usos (oficial y especial) con la que se determino una dotación neta integrada, por lo que la expresión anterior se simplifica a:

$$QMD = QD$$

#### 7.2.5.4. CAUDAL MÁXIMO HORARIO (QMH)

El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F. de tal forma que la expresión es:

$$QMH = F \times QMD$$

Donde:

F = Factor de mayoracion

QMD = Caudal medio diario, expresado en L/s

C = Dotación neta de diseño corregida, expresada en l/hab día

P = Población en hab.

R = Coeficiente de Retorno de Aguas Residuales, adimensional

#### 7.2.5.5. FACTOR DE MAYORACION

La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Sin embargo, esto no es factible en muchos casos, por lo cual es necesario estimarlo con base en relaciones aproximadas como las de Harmon y Babbitt, válidas para poblaciones de 1.000 a 1.000.000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en

función del número de habitantes. Esta consultoría empleara de acuerdo al límite de las ecuaciones, la expresión de Harmon, dado que es la ecuación que mejor se adapta a las condiciones de mayoración de este tipo de municipios. La formula establece:

$$F = 1 + 14 / (4 + P^{0.50})$$

Donde:

P = Tamaño de la Población, expresada en miles de habitantes.

En general el valor de F debe ser mayor o igual a 1,4. Se emplea esta función, dado que se recomienda para poblaciones mayores a 1.000 habitantes, ahora el cálculo entre la ecuación de Harmon y Babbit para este rango de poblaciones poseen una discrepancia importante, siendo más conservadora la expresión de Harmon.

#### 7.2.5.6. CAUDAL DE DISEÑO

Se determina sumando el caudal máximo horario de aguas residuales más el aporte de infiltración mas el aporte de conexiones erradas, la expresión que define lo anterior es.

$$QDIS = QMH + QINF + QCE$$

De donde:

QDIS = Caudal de Diseño, en L/s.

QMH = Caudal máximo horario, en L/s.

QINF = Caudal por infiltración, en L/s.

QCE = Caudal por conexiones erradas, en L/s.

Dado que los caudales tanto de conexiones erradas como los de infiltración, serán aliviados en época de invierno, cuando el sistema supera la capacidad hidráulica y tratados en el tratamiento preliminar en época de verano; la expresión anterior se reduce a:

$$QDIS = QMH$$

Por otro lado, el proceso de las unidades de tratamiento debe basarse en el caudal biológico, es decir en el caudal máximo semanal para el periodo de diseño, que se calcula con la expresión:

$$QMS = QMD \times 1,16$$

Donde:

QMS = Caudal máximo semanal, expresado en L/s.

QMD = Caudal medio diario, expresado en L/s

1,16 = coeficiente de caudal máximo semanal, adimensional.

A continuación se presenta los caudales de diseño para la planta de tratamiento de aguas residuales en cada quinquenio

**Tabla 7-8. Caudal de Aguas Residuales**

<b>Años</b>	<b>Población</b>	<b>QMD</b>	<b>QMH</b>	<b>QMS</b>
2013	1,964	2.09	7.51	2.43
2014	1,995	2.12	7.62	2.46
2019	2,158	2.30	8.18	2.66
2024	2,334	2.48	8.78	2.88
2029	2,524	2.69	9.42	3.12
2034	2,730	2.91	10.11	3.37
2039	2,953	3.14	10.84	3.65

**Fuente:** Manov Ingeniería Ltda.

### 7.3. FORMULACION DE ALTERNATIVAS DE DISEÑO

#### 7.3.1. DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO

A continuación se presentan las características generales de las principales alternativas de tratamiento de aguas residuales domésticas, que son convenientes para la mayoría de los municipios colombianos.

Para la realización de este objetivo se tuvo en cuenta los tratamientos preliminar, primario y secundario, puesto que éstos son los más usuales para ser aplicados en pequeñas poblaciones como es el caso del corregimiento de Paila Arriba.

Los sistemas de tratamiento terciarios no se tuvieron en cuenta porque además de ser muy costosos, estos se implementan para fines específicos como son el reúso y la agricultura, entre otros, y nuestro propósito se fundamenta simplemente al vertido del efluente al río Paila Arriba.

##### 7.3.1.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

Las unidades de tratamiento preliminar que se puede utilizar para el tratamiento de aguas residuales municipales son las rejas, los desarenadores, tanques de homogenización o igualación y medición de caudales. Las rejas y desarenadores son las unidades más importantes en este tratamiento, las otras aumentan significativamente el costo de tratamiento y por lo tanto no se tienen en cuenta para la formulación de alternativas.

- **Rejas**



Las rejas se utilizan en toda planta de tratamiento, aun en las más simples. Se diseñan preferentemente de limpieza manual, salvo que la cantidad de material a retener justifique las de limpieza mecánica.

- **Desanadores**

La inclusión de desarenadores es obligatoria en las plantas que tienen sedimentadores y digestores. Para sistemas de lagunas de estabilización el uso de desarenadores es opcional.

Los desarenadores son preferentemente de limpieza manual, sin incorporar elementos mecánicos, excepto en el caso de desarenadores para instalaciones grandes de limpieza hidráulica. Según el mecanismo de remoción, los desarenadores pueden ser a gravedad de flujo horizontal o helicoidal.

Los de limpieza manual deben incluir las facilidades necesarias (compuertas) para poner fuera de funcionamiento cualquiera de las unidades. Las dimensiones de la parte destinada a la acumulación de arena se determinan en función de la cantidad prevista de material y la frecuencia de limpieza deseada. La frecuencia mínima de limpieza es de una vez por semana.

### 7.3.1.2. **TRATAMIENTO PRIMARIO**

Estos permiten remover principalmente los contaminantes sedimentables, algunos sólidos suspendidos y flotantes a través de procesos físicos y en algunos casos químicos.

Pueden remover desde 40 a 55 % de los sólidos en suspensión (SST) y de 35 a 50 % de la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Entre las estructuras de tratamiento primario se caracterizan los sedimentadores, los tanques de flotación, tanques Imhoff y tanques de precipitación química.

En el tratamiento primario se describirá principalmente los sedimentadores, tanques Imhoff, sépticos y de flotación los tanques de precipitación química necesitan la adición de productos químicos lo que implica elevar el costo de tratamiento y por lo tanto de implementar personal especializado.

- **Sedimentadores Primarios**

El objeto de este tratamiento es básicamente la remoción de los sólidos suspendidos y DBO presente en las aguas residuales, mediante el proceso físico de asentamiento en tanques de sedimentación. Se recomienda utilizar el método de laboratorio por tandas para estimar la tasa de desbordamiento superficial necesaria, el tiempo de retención o profundidad del tanque y el porcentaje de remoción de sólidos suspendidos. En los casos que se considere necesario, se tendrá en cuenta el adicionar coagulantes para incrementar la eficiencia de remoción de fósforo, sólidos suspendidos y DBO.

- **Tanques Imhoff**

Tanque compuesto de tres cámaras en el cual se realizan los procesos de sedimentación y digestión.

Para comunidades de 5,000 habitantes o menos, los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de las aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, necesita una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas, sin embargo, para su uso correcto se requiere que las aguas negras pasen por el proceso de retención y remoción de arena. Es conveniente en climas calurosos pues esto facilita la digestión de los lodos.

- **Tanque Séptico**

Es una caja rectangular de uno o varios compartimientos que reciben las excretas y las aguas grises. Se construyen generalmente enterrados, utilizando el bloque revestido con mortero o en concreto. Tiene como objetivo reciclar las aguas grises y las excretas para eliminar de ellas los sólidos sedimentables en uno a tres días. El líquido que sale del tanque séptico tiene altas concentraciones de materia orgánica y organismos patógenos por lo que se recomienda no descargar dicho líquido directamente a drenajes superficiales sino conducirlo al campo de oxidación para tratamiento, deben ser herméticos al agua, durables y estructuralmente estables. Son construidos generalmente en concreto reforzado, con tener tapas para la inspección y el vaciado.

- **Flotación**

En el tratamiento de aguas residuales, la flotación se emplea para la eliminación de la materia suspendida y para la concentración de los lodos biológicos. La principal ventaja del proceso de flotación frente al de sedimentación consiste en que permite eliminar mejor y en menos tiempo las partículas pequeñas o ligeras cuya deposición es lenta. Una vez que las partículas se hallan en superficie, pueden recogerse mediante un raspado superficial.

La flotación es una operación unitaria que se emplea para la separación de partículas sólidas o líquidas de una fase líquida. La separación se consigue introduciendo finas burbujas de gas, normalmente aire, en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas y la fuerza ascensional que experimenta el conjunto partícula - burbuja de aire hace que suban hasta la superficie del líquido. De esta forma, es posible hacer ascender a la superficie partículas cuya densidad es mayor que la del líquido, además de favorecer la ascensión de las partículas cuya densidad es inferior, como el caso del aceite en el agua.

### 7.3.1.3. **TRATAMIENTO SECUNDARIO**

Los procesos biológicos o secundarios, se emplean para convertir la materia orgánica fina coloidal y disuelta en el agua residual en floc biológico sedimentable y sólidos inorgánicos que pueden ser removidos en tanques de sedimentación. Estos procesos se emplean

junto con procesos físicos y químicos para el tratamiento preliminar y primario del agua residual.

El objetivo de un tratamiento secundario es remover la DBO soluble que escapa de un tratamiento primario, además de remover cantidades adicionales de sólidos suspendidos. Estas remociones se efectúan fundamentalmente por medio de procesos biológicos.

Los procesos biológicos son eficientes en remoción de sustancias orgánicas que presentan tamaño coloidal e inferior. Un tratamiento secundario típico remueve aproximadamente 85 % de la DBO y de los SS, aunque no remueve cantidades significativas de nitrógeno, fósforo, metales pesados ni organismos patógenos.

Los procesos biológicos más comúnmente usados son:

- **Lodos Activados**

Desde el punto de vista de funcionamiento, el tratamiento biológico de aguas residuales mediante el proceso de fangos activados, se realiza a través de un tanque o reactor biológico, donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensión y se realiza la oxidación de la materia orgánica. El contenido del reactor se conoce con el nombre de "líquido mezcla".

El ambiente aerobio en el reactor se consigue mediante el uso de difusores, que también sirve para mantener el líquido mezcla en estado de mezcla completa. Al cabo de un periodo determinado de tiempo, la mezcla de las nuevas células con las viejas se conduce hasta un tanque de sedimentación para su separación del agua residual tratada. Una parte de las células sedimentadas se recircula para mantener en el reactor la concentración de células deseada, mientras que la otra parte se purga del sistema (fango en exceso).

En el proceso de fangos activados, las bacterias son los microorganismos más importantes, ya que son los causantes de la descomposición de la materia orgánica del afluente. En el reactor, o tanque biológico, las bacterias aerobias o facultativas utilizan parte de la materia orgánica del agua residual con el fin de obtener energía para la síntesis del resto de la materia orgánica en forma de células nuevas.

Entre los aspectos comunes tanto del proceso convencional con lodos activados como de todas sus variaciones, deben considerarse como opciones, aquellas que tengan una eficiencia de remoción de 75 a 95 % de la DBO. Entre las posibles variaciones se podrá seleccionar la aireación prolongada por zanjas de oxidación, en razón a su bajo costo.

- **Lagunas de Estabilización**

Las lagunas de estabilización son estanques diseñados para el tratamiento de aguas residuales mediante procesos biológicos naturales de interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.) y la materia orgánica contenida en el agua residual.

El tratamiento se aplica cuando la biomasa de las algas y los nutrientes que se descargan con el efluente pueden ser asimilados por el cuerpo receptor. El uso de este tipo de

tratamiento se recomienda especialmente cuando se requiere un alto grado de remoción de organismos patógenos.

Para los casos en los que el efluente sea descargado a un lago o embalse, debe evaluarse la posibilidad de eutroficación del cuerpo receptor antes de su consideración como alternativa de descarga o en todo caso se debe determinar las necesidades de postratamiento.

Para el tratamiento de aguas residuales domésticas se debe considerar únicamente sistemas de lagunas que tengan unidades anaerobias, aireadas, facultativas y de maduración.

- **Filtros Percoladores**

Un filtro percolador consiste en un tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos ó piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles. Alrededor de este lecho se encuentra adherida una población bacteriana que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del tanque. Después de cierto tiempo, la capa bacteriana adquiere un gran espesor y se desprende hidráulicamente del lecho de piedras para pasar luego a un clarificador secundario en donde se efectúa la separación de los lodos formados.

Deben diseñarse de modo que se reduzca al mínimo la utilización de equipo mecánico. Para ello preferir las siguientes opciones: lechos de piedra, distribución del efluente primario (tratado en tanques Imhoff) por medio de boquillas o mecanismos de brazo giratorios autopropulsados, sedimentadores secundarios sin mecanismos de barrido (con tolvas de lodos) y retorno del lodo secundario al tratamiento primario.

Como tratamiento previo a los filtros conviene tener: rejas, desarenadores y sedimentación primaria.

- **Filtros Anaerobios**

Es un sistema de tratamiento en donde la biomasa permanece como una película microbiana adherida y porque como el flujo es ascensional, el riesgo de taponamiento es mínimo.

Está constituido por un tanque o columna, relleno con un medio sólido para el soporte del crecimiento biológico anaerobio. El agua residual es puesta en contacto con el crecimiento bacteriano obteniendo tiempos de retención celular del orden de cien días y tiempo de retención hidráulica corto.

El proceso no utiliza recirculación y produce una cantidad mínima de lodos; las pérdidas de energía a través del lecho son mínimas. El filtro anaerobio usa como medio de soporte de crecimiento piedras o anillos de plástico. La mayor parte de la biomasa se acumula en

los vacíos intersticiales existentes entre el medio que permanece sumergido en el agua residual, permitiendo una concentración de biomasa alta y un efluente clarificado.

- **Sistemas Bilógicos Rotativos de Contacto BIODISCOS**

Eliminados previamente los sólidos, arenas y grasas; y después de la sedimentación primaria del agua residual pasa al tratamiento biológico en el que se eliminará primero la materia orgánica disuelta por oxidación de la misma, y posteriormente (no es objeto de este proyecto) el nitrógeno por preoxidación a nitratos y reducción a continuación a nitrógeno gas en medio anóxico gracias a bacterias especializadas que consiguen digerir los nitratos y reducirlos a formas más simples.

Los Biodiscos son como su nombre indica unos discos, generalmente de PVC, Polietileno o Polipropileno, que están girando parcialmente sumergidos en el agua residual y que sirven de soporte para que las colonias de bacterias se adhieran y formen una BIOMASA constante y confinada a una superficie determinada, de modo que si no se producen desprendimientos por mal funcionamiento o vertidos accidentales que contengan tóxicos o inhibidores, se trata de sistemas muy estables y con escasas variaciones en su rendimiento.

Tienen un medio de contacto colocado en módulos discos o módulos cilíndricos que rotan alrededor de su eje. Generalmente están sumergidos hasta 40 % de su diámetro, de modo que al rotar permiten que la biopelícula se ponga en contacto alternadamente con el efluente primario y con el aire. Las condiciones de aplicación de este proceso son similares a las de los filtros biológicos en lo que se refiere a eficiencia.

- **Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y Manto de Lodos UASB**

El reactor UASB (Upflow Anaerobic Sludge Blanket), o reactor anaerobio de flujo ascendente y manto de lodos, es particularmente apto para tratar aguas residuales industriales con elevada carga orgánica. Sin embargo, puede también aplicarse en aguas con menores concentraciones de materia orgánica (DBO), como es el caso de los efluentes municipales. El agua tratada por esta tecnología es factible de utilizarse, en algunos casos, en riego o puede ser evacuada al cumplir con la normatividad vigente. Dentro de diversas tecnologías anaerobias para el tratamiento del agua residual, es el reactor tipo UASB el que ha tenido mayor aceptación debido a los menores costos de inversión y a sus instalaciones compactas

Debido al metabolismo de los microorganismos involucrados, los procesos anaerobios no requieren oxígeno (no se tiene el consumo eléctrico asociado con la aireación), se genera la menor cantidad de lodo (residuos sólidos) posible en un sistema de tratamiento de agua y se obtiene un subproducto con alto valor energético como es el biogás, susceptible de ser aprovechado.

#### 7.3.1.4. TRATAMIENTO DE LODOS

Uno de los aspectos ambientales y económicos más importantes en el tratamiento de aguas residuales es el relacionado con el manejo de los lodos resultantes. En principio, los residuos pueden ser clasificados en tres categorías: aprovechables, no aprovechables y peligrosos. En todos los casos se debe asegurar que el medio de recolección y transporte sea adecuado y que los sitios temporales de almacenamiento estén debidamente construidos para impedir la contaminación de los suelos y de las aguas subterráneas.

- **Aprovechables**

Son los lodos provenientes de un proceso de tratamiento que pueden ser reutilizados directa o indirectamente en reciclaje, compostaje y/o generación de energía.

Dentro de ellos se incluyen los lodos inorgánicos inertes de operaciones de desarenado y de sedimentación, que pueden ser utilizados como relleno y nivelación de terreno o en la preparación de materiales con base en arcilla y sílice como ladrillos y concretos. Se incluyen también los de algunos tratamientos de aguas jabonosas que pueden ser reutilizados como materia prima en la elaboración de jabón de tierra. La Asociación Nacional de Industrias ANDI tiene una bolsa de residuos en donde se puede consultar el tipo de residuos disponible en muchas industrias que podrían ser utilizados en otras, así como los volúmenes generados.

La mayoría de los lodos provenientes de los procesos de tratamiento aerobios y anaeróbicos provenientes de las plantas de tratamiento de aguas residuales, una vez estabilizados, pueden ser utilizados como abonos y acondicionadores y restauradores de suelo. En otros casos los lodos pueden tener un valor energético alto por lo cual se pueden utilizar para sustitución parcial de combustibles en altos hornos y en procesos de incineración. En este caso se debe verificar que no contengan sustancias que puedan ocasionar impactos ambientales negativos en la atmósfera.

- **No Aprovechables**

Son lodos que no son recuperables y que por sus características pueden ser desechados junto con las basuras de origen doméstico en rellenos municipales. En esta categoría se encuentran los generados en los sistemas de sedimentación primaria, los retenidos por rejillas gruesas y finas de las PTAR, sustancias relativamente inertes que, debido a los altos costos que implica su recuperación, no pueden ser reutilizados.

- **Peligrosos**

Son aquellos que contienen materiales y sustancias que pueden causar daño a la salud humana o al medio ambiente y que deben ser dispuestos en sitios especiales con las medidas adecuadas de seguridad. Aunque dentro de esta categoría se encuentran los infecciosos, combustibles, inflamables, explosivos, radiactivos, volátiles, corrosivos, reactivos y tóxicos, en los procesos de tratamiento de aguas residuales ameritan una atención especial los corrosivos y los tóxicos. En general los lodos de tratamiento biológico no son peligrosos

Los lodos que se producen en los procesos de tratamiento de las aguas residuales domésticas son principalmente los que se muestran en la Tabla 7-9. Tipo de Sólidos y Lodos Provenientes de la PTAR

**Tabla 7-9. Tipo de Sólidos y Lodos Provenientes de la PTAR**

Unidad	Tipo de Solido
Cribado	Sólidos Gruesos
Desarenadores	Arena y Espumas
Preaireación	Arena y Espuma
Sedimentación Primaria	Lodos y Espuma
Tratamiento Biológico	Sólidos Suspendedos
Sedimentación Secundaria	Lodos y Espumas Secundarios
Tratamiento de Lodos	Lodos, compost, cenizas

**Fuente:** Manual de Depuración Uralita

Todos los lodos crudos tienen un bajo contenido de sólidos (1 – 6 %). El problema principal en el tratamiento de lodos radica, en concentrar los sólidos mediante la remoción máxima posible del agua y la reducción del contenido orgánico de los mismos. Como se expresó anteriormente los lodos provenientes de las aguas residuales están compuestos por la materia orgánica removida del agua residual, por lo tanto se descompone y causa los mismos efectos ambientales del agua residual cruda.

Las características y cantidad de lodos varían mucho y dependen básicamente de:

- Origen
- Edad
- Tipo de proceso de tratamiento del que provienen
- Fuente de origen
- Contenido de humedad
- Densidad de los Sólidos

En la Tabla 7-10. Características de los Lodos se indican las características de los lodos de acuerdo con el proceso del cual provienen.

**Tabla 7-10. Características de los Lodos**

Proceso	% Humedad de Lodo	Descripción
Sedimentación Primaria	88-96	Lodo, gris, pegajoso, de olor ofensivo, generalmente es fácil de digerir.

Filtro Percolador	91-95	Lodo carmelito, relativamente inofensivo cuando está fresco. Generalmente se descomponen más lentamente que los otros lodos crudos, De fácil digestión.
Lodos Activados	90-93	Lodo de color carmelita y flocculento. En buenas condiciones no tiene olor ofensivo y huele a tierra. Se vuelve séptico muy rápidamente. Es fácilmente digerible solo o combinado con lodos primarios.
Lodo digerido aeróbicamente	93-97	Lodos de color carmelita. Olor inofensivo a moho. De fácil secado en lechos de arena.
Lodo digerido anaeróbicamente	90-95	De color carmelita oscuro a negro, con altos contenidos de gas. Bien digerido no tiene olor ofensivo, huele a alquitrán, caucho quemado o cera sellante. Se puede secar sobre lechos de arena, teniendo en cuenta que el gas levanta los sólidos dejando un manto de agua clara que drena rápidamente.

Fuente: Manual de Depuración Uralita

La cantidad de lodos producidos dependen del peso y su concentración. La masa de lodo producido en el proceso de tratamiento es función de los siguientes factores:

- Cantidad de materia orgánica removida en el proceso.
- La masa de microorganismos presentes en el sistema.
- La edad del lodo
- La relación alimento / microorganismo.

En plantas anaeróbicas la producción es igual al 20 % de los lodos generados en un proceso aeróbico.

Para el tratamiento y disposición eficiente de los lodos de las PTAR se requiere conocer las características de los lodos y la facilidad del municipio para el acceso a las diferentes alternativas de utilización y disposición final.

#### 7.3.1.5. EFICIENCIA DE REMOCIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTO

De acuerdo con los requerimientos ambientales se debe considerar la capacidad de remoción de contaminantes por parte del sistema de tratamiento de aguas residuales seleccionado de acuerdo a la Tabla 7-11. Eficiencia Típica de Remoción

**Tabla 7-11. Eficiencia Típica de Remoción**



Unidades de Tratamiento	Eficiencia en la Remoción de Constituyentes, Porcentaje		
	DBO	DQO	SS
<b>TRATAMIENTO PRELIMINAR</b>			
Rejillas	Despreciable	Despreciable	Despreciable
Desarenadores	0 - 5	0 - 5	0 - 10
<b>TRATAMIENTO PRIMARIO</b>			
Sedimentación Primaria	30 - 40	30 - 40	50 - 65
<b>TRATAMIENTO SECUNDARIO</b>			
Lodos Activados	80 - 95	80 - 95	80 - 90
Filtros Percoladores	65 - 80	60 - 80	60 - 85
Reactores UASB	65 - 80	60 - 80	60 - 70
Reactores RAP	65 - 80	60 - 80	60 - 70
Filtros Anaerobios	65 - 80	60 - 80	60 - 70
Lagunas Anaerobias	50 - 70	-	20 - 60
Lagunas Aireadas	80 - 95	-	85 - 95
Lagunas Facultativas	80 - 90	-	63 - 75
Lagunas de Maduración	60 - 80	-	85 - 95

Fuente: RAS 2000. Título E

### 7.3.2. SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO

La identificación de las alternativas de tratamiento de las aguas residuales, requiere de un análisis de ventajas y desventajas de las tecnologías disponibles que se pueden implementar en el corregimiento de Salónica las características biofísicas y socioeconómicas y ambientales de este. La relaciona una comparación de las ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento de aguas residuales se presentan en la Tabla 7-12. Ventajas y Desventajas de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales .

**Tabla 7-12. Ventajas y Desventajas de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales**

Tecnología	Ventajas	Desventajas
<b>Estructuras Preliminares</b>		
Estructura de impulsión y bombeo	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Control de inundaciones zonas bajas</li> <li>▪ Aportan carga hidráulica</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Mayores costos energéticos</li> <li>▪ Requieren mantenimientos y operación mas técnica</li> <li>▪ Las bombas de tornillo pueden generar malos olores</li> </ul>
Estructuras de medición de flujo	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Control adecuado de caudales</li> <li>▪ Permite regular otros procesos y estructuras de alivio</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ En medidores de flujo automáticos requieren personal especializado</li> </ul>
<b>Pretratamiento</b>		
Rejillas	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Retención de sólidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Las rejillas mecánicas requieren</li> </ul>

Tecnología	Ventajas	Desventajas
	<p>gruesos y abrasivos indeseables</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Mayor vida útil y de mantenimiento en otras estructuras</li> </ul>	<p>mayor mano de obra calificada, no son recomendables en plantas de tratamiento pequeñas</p>
Desarenadores	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Retención de arenas abrasivas</li> <li>▪ Facilita la digestión anaeróbica que requiere mayor mantenimiento en presencia de arenas</li> </ul>	
<b>Tratamiento Primario</b>		
Sedimentadores primarios	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Permite la remoción de un importante porcentaje de sólidos sedimentables (45% - 55)</li> <li>▪ Facilita el funcionamiento de tratamiento biológicos de compuesto orgánicos disueltos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requiere de un control, manejo y disposición adecuada de lodos sedimentados</li> </ul>
Tanque Imhoff	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Son de fácil operación y mantenimiento</li> <li>▪ Requieren aéreas menores en comparación con otros sistemas</li> <li>▪ Bajo consumo de energía</li> <li>▪ Baja producción de lodos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Se pueden generar malos olores</li> <li>▪ Son estructuras profundas</li> <li>▪ Las remociones orgánicas no son tan altas</li> </ul>
Tamices	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Permiten una aceptable remoción de sólidos sin necesidad de grandes infraestructuras</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requiere mayores costos energéticos</li> <li>▪ Personal especializado para mantenimiento</li> </ul>
<b>Tratamiento Secundario</b>		
Proceso de lodos activados	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Baja generación de malos olores</li> <li>▪ Es un sistema que permite controlar diferentes calidades del afluente</li> <li>▪ Las variables de operación son conocidas y controladas</li> <li>▪ Requieren áreas moderadamente pequeñas</li> <li>▪ En aireación extendida(zanjas de oxidación) se generan menos lodos y hay nitrificación</li> <li>▪ Requiere infraestructura adicional de sedimentación</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Mayores costos operativos por el requerimiento de energía para suministrar oxígeno</li> <li>▪ Se genera un alto volumen de lodos que requieren un adecuado manejo y disposición</li> <li>▪ Requiere profesional especializado para la operación</li> <li>▪ Cuando la aireación es extendida (zanjas de oxidación) se requiere mayor área</li> </ul>
Lagunas de Estabilización	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Fácil operación y</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requieren de grandes áreas para</li> </ul>

Tecnología	Ventajas	Desventajas
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ mantenimiento.</li> <li>▪ Bajos costos de operación, no requieren energía.</li> <li>▪ Baja producción de lodos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ el tratamiento.</li> <li>▪ En lagunas anaeróbicas se tiene un alto potencial de producción de malos olores</li> <li>▪ Se pueden generar procesos de eutroficación.</li> </ul>
Filtros Percoladores	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ No requiere aireación superficial</li> <li>▪ De fácil operación y mantenimiento</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Remociones orgánicas bajas</li> <li>▪ Aéreas Grandes</li> <li>▪ Requiere de infraestructura adicional de sedimentación</li> </ul>
Filtros Anaerobios	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Son de fácil operación y mantenimiento.</li> <li>▪ Requieren áreas menores en comparación con otros sistemas.</li> <li>▪ Las remociones orgánicas no son tan altas.</li> <li>▪ Bajos consumos de energía.</li> <li>▪ Baja producción de lodos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Se pueden generar malos olores.</li> </ul>
Biodiscos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Requieren menos energía que los lodos activados</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Es un sistema costoso en la inversión</li> <li>▪ Requiere de personal especializado y mayor mantenimiento</li> <li>▪ Requiere grandes áreas en relación con lodos activados</li> </ul>
UASB (reactor anaeróbico de manto de lodos y flujo ascendente)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bajos consumos de energía.</li> <li>▪ Se genera gas metano aprovechable energéticamente.</li> <li>▪ Baja producción de lodos.</li> <li>▪ Requiere un área relativamente baja.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ El arranque y operación es más complejo.</li> <li>▪ El manto de lodos es muy sensible a cambios operativos.</li> <li>▪ Potencial alto de generación de olores.</li> <li>▪ Requiere de personal especializado</li> </ul>
<b>Tratamiento de Lodos</b>		
Espesamiento Deshidratado Digestión de lodos Secado Incineración Compostaje	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ La digestión y deshidratado permite reducir el volumen generado.</li> <li>▪ Puede ser utilizado o aprovechado cuando es alto el contenido de nutrientes y orgánico.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Los sistemas de manejo requieren de personal especializado.</li> <li>▪ Se requiere de energía para digestión y deshidratado.</li> <li>▪ La incineración no es viable en altos volúmenes y genera subproductos indeseables</li> </ul> <p>Los costos de disposición final son relativamente altos.</p>

Fuente: Manov Ingeniería Ltda.

Las condiciones que se tuvieron en cuenta y que arroja el corregimiento de Salónica son:

- Número de habitantes < 2500 habitantes.
- Capacidad operativa baja.
- Tarifas bajas.
- Capacidad de endeudamiento baja.

Para la evaluación de la mejor alternativa de tratamiento se tuvo en cuenta las siguientes variables (Vi):

- a. Costo del sistema de tratamiento en su etapa de inversión. (Ver Tabla 7-13. Costos de Inversión)

**Tabla 7-13. Costos de Inversión**

Sistema de Tratamiento	Bajo	Medio	Alto
Lodos Activados			XXX
Filtro anaerobio	XXX	XXX	
Lagunas	XXX		
UASB	XXX	XXX	
Tanque Imhoff	XXX	XXX	
BIODISCOS			XXX
Filtro Percolador		XXX	XXX

Fuente: Manov Ingeniería Ltda.

- b. Costo de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento. (Ver Tabla 7-14. Costos de Operación y Mantenimiento)

**Tabla 7-14. Costos de Operación y Mantenimiento**

Sistema de Tratamiento	Bajo	Medio	Alto
Lodos Activados			XXX
Filtro anaerobio	XXX		
Lagunas	XXX		
UASB	XXX	XXX	
Tanque Imhoff	XXX		
BIODISCOS			XXX
Filtro Percolador	XXX	XXX	

Fuente: Manov Ingeniería Ltda

- c. Área requerida para su construcción. (Ver Tabla 7-15. Área para Construcción)

**Tabla 7-15. Área para Construcción**

Sistema de Tratamiento	Bajo	Medio	Alto
Lodos Activados	XXX	XXX	
Filtro anaerobio	XXX		
Lagunas			XXX

UASB	XXX		
Tanque Imhoff	XXX		
BIODISCOS	XXX		
Filtro Percolador		XXX	XXX

Fuente: Manov Ingeniería Ltda

d. Complejidad de la tecnología. (Ver Tabla 7-16. Complejidad de la Tecnología)

**Tabla 7-16. Complejidad de la Tecnología**

Sistema de Tratamiento	Bajo	Medio	Alto
Lodos Activados			XXX
Filtro anaerobio	XXX		
Lagunas	XXX		
UASB		XXX	XXX
Tanque Imhoff		XXX	
BIODISCOS		XXX	XXX
Filtro Percolador		XXX	XXX

Fuente: Manov Ingeniería Ltda

e. Potencial producción de olores. (Ver Tabla 7-17. Potencial Producción de Olores)

**Tabla 7-17. Potencial Producción de Olores**

Sistema de Tratamiento	Bajo	Medio	Alto
Lodos Activados	XXX		
Filtro anaerobio		XXX	XXX
Lagunas		XXX	XXX
UASB		XXX	XXX
Tanque Imhoff		XXX	XXX
BIODISCOS	XXX		
Filtro Percolador	XXX		

Fuente: Manov Ingeniería Ltda

f. Generación de subproductos (lodos). (Ver Tabla 7-18. Generación de lodos )

**Tabla 7-18. Generación de lodos**

Sistema de Tratamiento	Bajo	Medio	Alto
Lodos Activados			XXX
Filtro anaerobio	XXX		
Lagunas	XXX		
UASB	XXX	XXX	
Tanque Imhoff	XXX		
BIODISCOS	XXX	XXX	
Filtro Percolador	XXX	XXX	

**Fuente:** Manov Ingeniería Ltda

La evaluación de la mejor alternativa se realizó a través de un análisis típico de promedio ponderado, en el cual cada variable ( $V_i$ ) tiene una importancia relativa de acuerdo a las condiciones del corregimiento, por tal razón se estableció:

- Una ponderación ( $P_i$ ) para cada variable  $V_i$ .
- $P_i$  se encuentra entre 0 - 1 y  $\sum P_i = 1$

Se estableció un rango de calificación (0 - 100, 0 - 1) para calificar cada variable  $V_i$  en relación con las condiciones del corregimiento, y generó un promedio ponderado:

$$\text{Calificación tecnología} = \sum (V_i \times P_i)$$

El mayor puntaje permite identificar la tecnología con mayores probabilidades de implementación y adecuada operación. Entre los criterios tecnológicos es importante considerar las ventajas y desventajas de las diferentes tecnologías y procesos de tratamiento. Estos están relacionados directamente con las características de cada sistema y la relación con el entorno donde potencialmente se implementaría.

La Tabla 7-19. Evaluación de Alternativas; Calificación Variable  $V_i$  (0 – 100), se encuentra establecida en un rango de (0 - 100), en donde la calificación cero indica que no conviene la tecnología y la calificación de 100 indica la conveniencia de la tecnología.

**Tabla 7-19. Evaluación de Alternativas; Calificación Variable  $V_i$  (0 – 100)**

Tecnología	Costo de Inversión	Costo de Operación	Área	Complejidad	Olores	Lodos	Impacto Ambiental
Lodos Activados	25	25	50	25	75	25	100
Filtro anaerobio	50	75	75	75	25	75	50
Lagunas	25	100	25	100	25	75	75
UASB	50	50	75	75	25	75	50
Tanque Imhoff	75	75	75	75	25	75	50
BIODISCOS	25	25	25	25	75	75	75
Filtro Percolador	25	50	50	50	75	50	100

**Fuente:** Manov Ingeniería Ltda

Las ponderaciones o importancia adoptadas para cada variable se indican en la Tabla 7-20. Ponderaciones  $P_i$  (0-1) para cada Variable  $V_i$ , considerando que  $\sum P_i = 1$ :

**Tabla 7-20. Ponderaciones  $P_i$  (0-1) para cada Variable  $V_i$**

COSTO INVERSIÓN	COSTO OPERACIÓN	AREA	COMPLEJIDAD	OLORES	LODOS	IMPACTO AMBIENTAL	SUMA $\sum P_i = 1$
0.25	0.15	0.10	0.10	0.15	0.15	0.10	1.0

**Fuente:** Manov Ingeniería Ltda

Una vez definidas las ponderaciones  $P_i$  y las variables  $V_i$  se dio una calificación parcial ( $V_i * P_i$ ) para cada tecnología, la Tabla 7-21. Calificación Parcial ( $V_i * P_i$ ), indica la calificación parcial y la suma total de cada sistema de tratamiento:

**Tabla 7-21. Calificación Parcial ( $V_i * P_i$ )**

Tecnología	Costo de Inversión	Costo de Operación	Área	Complejidad	Olores	Lodos	Impacto Ambiental	Suma Total
Lodos Activados	6,25	3,75	5,00	2,50	11,25	3,75	10,00	42,50
Filtro anaerobio	12,50	11,25	7,50	7,50	3,75	11,25	5,00	58,75
Lagunas	6,25	15,00	2,50	10,00	3,75	11,25	7,50	56,25
UASB	12,50	7,50	7,50	7,50	3,75	11,25	5,00	55,00
Tanque Imhoff	18,75	11,25	7,50	7,50	3,75	11,25	5,00	65,00
BIODISCOS	6,25	3,75	2,50	2,50	11,25	11,25	7,50	45,00
Filtro Percolador	6,25	7,50	5,00	5,00	11,25	7,50	10,00	52,50

Fuente: Manov Ingeniería Ltda

En conclusión para las aguas servidas del corregimiento de Paila Arriba, municipio de Bugalagrande- Valle del Cauca y de acuerdo a las condiciones biofísicas y socioeconómicas, las alternativas de tratamiento recomendadas son: Tanque Imhoff, Filtro Anaerobio Lagunas de Estabilización y Reactor Anaerobio de flujo Ascendente y Manto de Lodos UASB, sistemas de bajos costos de inversión y operación, fáciles para su operación y mantenimiento.

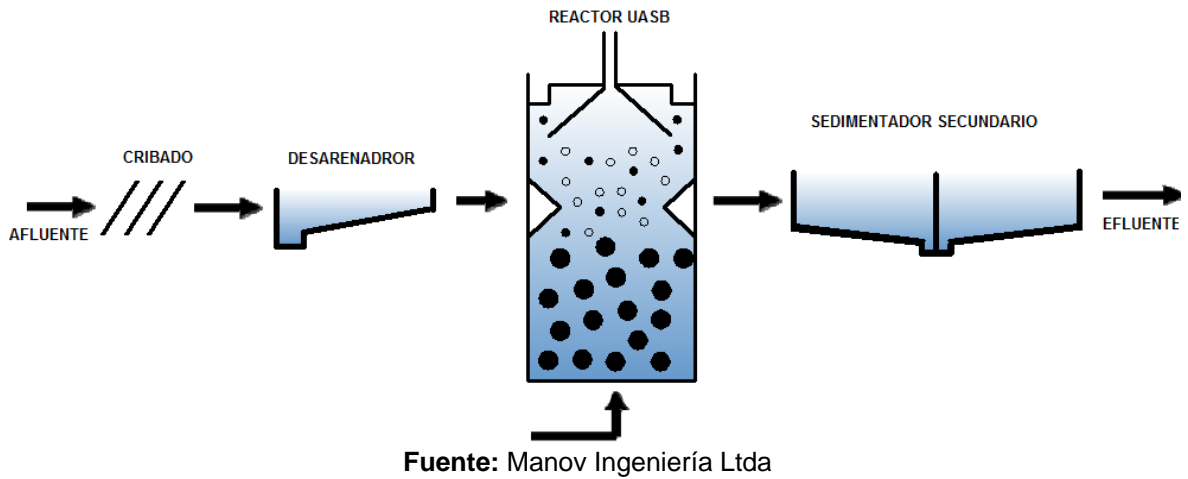
### 7.3.3. ESQUEMA GENERAL DEL TRATAMIENTO

De acuerdo a las condiciones físicas y de características biológicas del tipo de agua residual del corregimiento de Paila Arriba, se puede deducir que existe como medidas de tratamiento un conjunto de sistemas viables para este proyecto en particular, sin embargo después de realizar el análisis de las ventajas y desventajas de cada uno de ellos, y de determinar las tecnologías apropiadas para el tratamiento se logra proponer el esquema general del tratamiento de aguas residuales domesticas del casco urbano del corregimiento.

#### 7.3.3.1. ALTERNATIVA 1

Según esta alternativa, el sistema de tratamiento de aguas residuales domesticas del corregimiento de Paila Arriba, estará compuesto un tratamiento preliminar, seguido de reactores anaerobios de flujo ascendente UASB como sistema de tratamiento primario y sedimentadores secundarios, además de contar con lechos de secado para el tratamiento de lodos. El esquema se presenta en la siguiente Imagen:

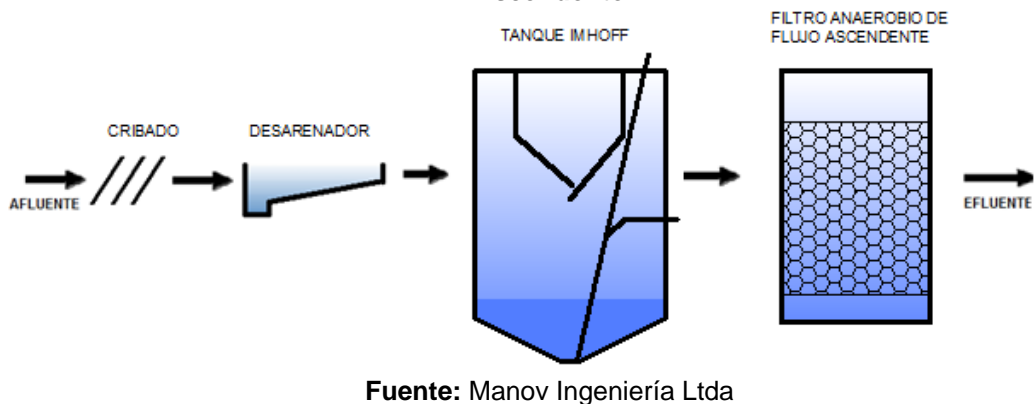
**Imagen 7-1 Proceso de Tratamiento por Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y Manto de Lodos (UASB)**



### 7.3.3.2. ALTERNATIVA 2

La línea de tratamiento de las aguas residuales domesticas del corregimiento de Paila Arriba, estará compuesto por un tratamiento preliminar, seguido de un Tanque Imhoff como sistema de tratamiento primario y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente como sistema secundario, además de lechos de secado para el tratamiento de lodos. El esquema se presenta en la siguiente Imagen:

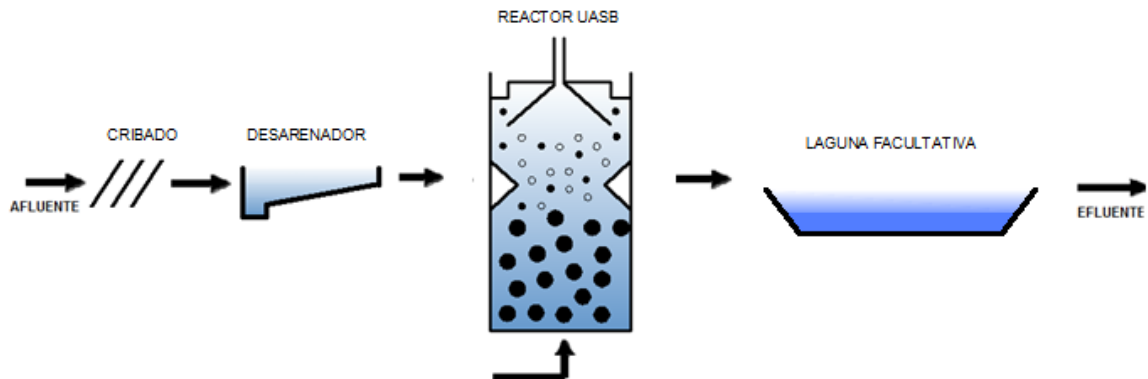
**Imagen 7-2 Proceso de Tratamiento por Tanque Imhoff y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente**



### 7.3.3.3. ALTERNATIVA 3

El sistema de tratamiento de las aguas residuales domesticas del corregimiento de Paila Arriba, estará constituido por un tratamiento preliminar, seguido de Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y Manto de Lodos UASB como sistema de tratamiento primario y Laguna Facultativa como sistema secundario, además de lechos de secado para el tratamiento de lodos. El esquema se presenta en la siguiente Imagen:



**Imagen 7-3 Proceso de Tratamiento por Reactor UASB y Laguna Facultativa**


Fuente: Manov Ingeniería Ltda

#### 7.4. DISEÑO PRELIMINAR DE LAS ALTERNATIVAS

A continuación se presenta los diseños preliminares de los sistemas de tratamiento propuestos, entendiéndose que para el empleo de cualquiera de estos modelos se hace necesario la construcción de un sistema de tratamiento preliminar capaz de remover lo relacionado con sólidos gruesos, sólidos finos, arenas y un sistema de aforo que permita el control de excesos acompañado de un vertedero inicial de emergencia en caso de cierre o para evitar inundaciones a la planta en caso de colmatación de las rejillas, además de un Lecho de secado por lo que estos sistemas serán diseñados una única vez.

##### 7.4.1. ALTERNATIVA 1

###### 7.4.1.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

El Tratamiento Preliminar para el Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del corregimiento de Salónica, estará compuesto por una sola estructura de tratamiento capaz de manejar los caudales afluentes de aguas residuales. Las estructuras que hacen parte de este primer proceso de tratamiento, en orden de secuencia hidráulica del flujo son:

- Canal de Aducción de los Caudales afluente
- Aliviadero (Vertedero de rebose de emergencias)
- Rejilla de Cribado Grueso
- Rejilla de Cribado Medio
- Estructura de división de los desarenadores por medio de compuertas y canales
- Estructura de Desarenado con foso de almacenamiento y línea de evacuación de arenas, para remoción de humedad
- Estructura de control de velocidad por medio de vertedero proporcional tipo Sutro
- Canal de unión de los dos trenes

- Vertedero de excesos
- Estructura de aforo y división de caudales

- **Canal de Aducción de Afluencias**

El canal de aducción a la entrada del sistema está previsto para direccionar el agua proveniente de la llegada hacia los sistemas de cribado, este canal debe estar diseñado para que el flujo de entrada tenga una velocidad superior a los 0,35 m/s, para evitar sedimentación de materia orgánica. Esta dispuesto además para desarrollar en las afluencias de llegada a la planta unas condiciones hidráulicas estables, subcríticas y laminares, en este caso el numero de Froude debe ser inferior a 0.90. Las características hidráulicas y físicas del canal son las siguientes:

Ancho del canal:	0,40 m
Altura hidráulica máxima en el canal:	0,24 m
Borde libre escogido:	0,46 m
Altura total del canal:	0,70 m
Largo del canal:	2,20 m

Aguas abajo de este canal se ubican las rejillas de cribado grueso y medio, conservando las dimensiones antes propuestas, adicionalmente se utiliza para el apoyo de la plataforma de limpieza de las rejillas, las cuales se describen más adelante.

- **Vertedero de rebose de emergencias**

Este vertedero estará diseñado para cumplir con dos propósitos: el primero, evacuar el caudal excedente de entrada a la planta siempre cuando este supere la capacidad del sistema, la altura a la cual se ubicara el fondo de la estructura dependerá del nivel ocasionado por la sección de control Tipo sutro ubicado aguas abajo del sistema de desarenado y el segundo propósito, como "by pass" para los mantenimientos o eventos de fuerza mayor que requiera cerrar el paso de agua hacia la planta, por lo que se lo diseña con el caudal total que ingrese a la planta. La ecuación fundamental de diseño de esta estructura será la formula de Francis, la cual está relacionada con el cálculo de caudales en vertederos rectangulares, ya que de acuerdo a las condiciones de flujo, se puede utilizar aunque el vertimiento no sea frontal sino lateral, la formula establece la siguiente expresión:

$$Q = C \times L \times H^{3/2}$$

Donde:

Q: Caudal de Diseño de Excesos, en m<sup>3</sup>/s

C: Coeficiente de descarga de forma del Vertedero, 1,83

L: Longitud del Vertedero, en m

H: Altura de la Lamina de Agua, en m

El caudal máximo que se espera en la planta de tratamiento será de 10,84 L/s, correspondiente al caudal máximo horario. Asumiendo la longitud del vertedero de 50 cm, la altura de la lámina de agua es:

$$H = (Q / (C \times L))^{2/3}$$
$$H = (0,01084 / (1,83 \times 0,50))^{2/3} = 0,052 \text{ m}$$

La cota de la cresta del vertedero está definido por la altura de la lámina de agua en la rejilla considerando una pérdida de carga con una colmatación del 50%. Este deberá ir a 28 cm de altura medidos desde el fondo del canal.

- **Sistema de cribado**

Se instalan dos rejillas en serie para cribado grueso y medio con ángulo de inclinación de 45° para limpieza manual, las profundidades en el canal de aducción están gobernadas aguas abajo por el aforador "Sutro" que opera como sección de control y aguas arriba por las pérdidas generadas en las rejillas de cribado Grueso y medio.

- ✓ Sistema de Cribado Grueso

Las dimensiones del canal donde se instalará esta rejilla son de 0,40 m de ancho por 0,70 m aproximadamente de altura efectiva total, se adopta una separación entre barras de 1 1/2" (38.10 mm) y se utilizan barras de sección rectangular de media (1/2) pulgada de ancho en acero, de tipo comerciales, lisas y recubiertas con pintura epoxica anticorrosiva. La rejilla estaría conformada por 7 barras que ocupan un ancho total de 0,09 m aproximadamente, mas 8 espaciamientos con un ancho total de 0,30 metros, lo que generaría un ancho de ocupación de 0,39 metros quedando 1,00 centímetros de holgura para el montaje y desmontaje de la misma. La rejilla se apoya sobre ángulos en "L" de 2" x 2" por 1/2" de espesor, empotrados a su vez en la placa de piso del canal y en las paredes mediante guías en acero inoxidable con perfil en "U" de 2" x 1/4" x 1/4", en la parte superior se encontrara la bandeja de escurrido de los sólidos retenidos, la cual será en concreto reforzado de espesor 5 centímetros y dimensiones en planta de 0,60 x 0,80 metros de lados.

El tipo de rejilla a utilizar será de operación manual, su conImagención geométrica fue escogida dependiendo de la mayor eficiencia que pueda presentar, para tal fin se recomiendan las siguientes características físicas:

Espesor de las barras de limpieza:	1/2" (12,5 mm)
Separación entre barras:	1 1/2" (38,10 mm)

Con esta geometría se aspira a una eficiencia promedio del 85,70% aproximadamente. Según ensayos efectuados en laboratorios (según referencia Sistemas de Lagunas de Estabilización, Rolim Mendonca)

El cálculo de la pérdida hidráulica o de carga en la rejilla se efectúa por medio de la formula de Kirschmer, Jaeger (1956), la cual establece la siguiente expresión:

$$h_f = k \left( \frac{t}{a} \right)^{4/3} \text{sen}(b) \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

$h_f$ : Pérdida de carga o energía en m

k: Factor que depende de la sección transversal de las laminas, 2.42

a: Espaciamiento entre barras en m,

t: Espesor de barras o mayor dimensión en la sección normal al flujo en m

b: Angulo de inclinación de la rejilla con la horizontal en grados, 45 °.

V: Velocidad aguas arriba de la rejilla en m/s

$V^2/2g$ : Energía Cinética o de velocidad del flujo en m.

g: Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$

Caudal máximo afluente:	10,84 l/s
Ancho efectivo en el paso por la rejilla:	$B' = 0,40 - 7 \times 0,0127 = 0,31 \text{ m}$
Profundidad media en el paso rejilla:	$H_2 = 0,2408 \text{ m}$
Velocidad a través de la rejilla:	$V_2 = 0,01084 / (0,31 \times 0,2408 \times 0,50) = 0,29 \text{ m/s}$
Cabeza de velocidad: hv	$V_2^2 / 2g = 0,0040 \text{ m}$

Reemplazando valores se obtiene:  $h_r = 0,0019 \text{ m}$

La profundidad del agua, aguas arriba de la rejilla de cribado Grueso es de:

$H_1 = 0,2408 + 0,0019 = 0,2427 \text{ m}$ , si se considera una condición de taponamiento equivalente al 50% de la sección hidráulica, se tiene una pérdida de 0,19 cm.

✓ Sistema de cribado medio

Las dimensiones del canal donde se instala esta rejilla son de 0,40 m de ancho por 0,70 m aproximadamente de altura efectiva hidráulica, se adopta una separación entre barras de 1/2" (12,7 mm) y se utilizan platinas de sección rectangular de media (1/2) pulgada de espesor. La rejilla está conformada por 15 platinas que ocupan un ancho total de 0,19 m mas 16 espaciamentos con un ancho total de 0,20 metros, lo que generaría un ancho de ocupación de 0,39 metros quedando 1 centímetros de holgura para el montaje y desmontaje de la misma. La rejilla se apoya sobre ángulos en "L" de 2" x 2" por 1/2" de espesor, empotrados a su vez en la placa de piso del canal y en las paredes mediante guías en acero inoxidable con perfil en "U" de 2" x 1/4" x 1/4", en la parte superior se encontrara la bandeja de escurrido de los sólidos retenidos, la cual será en concreto reforzado de espesor 0,05 y dimensiones en planta de 0,60 x 0,80 m

El cálculo de las pérdidas de energía cuando pasa el caudal máximo esperado para cada unidad, se calcula usando la fórmula de Kirschmer y se presenta a continuación:

$$h_f = k \left( \frac{t}{a} \right)^{4/3} \text{sen}(b) \frac{V^2}{2g}$$

Donde:

$h_f$ : Pérdida de carga o energía en m

k: Factor que depende de la sección transversal de las laminas, 2.42

a: Espaciamiento entre barras en m,

t: Espesor de barras o mayor dimensión en la sección normal al flujo en m

b: Angulo de inclinación de la rejilla con la horizontal en grados, 45 °.

V: Velocidad aguas arriba de la rejilla en m/s

$V^2/2g$ : Energía Cinética o de velocidad del flujo en m.

g: Aceleración de la gravedad, en  $m/s^2$

Caudal máximo afluente:	10,84 l/s
Ancho efectivo en el paso por la rejilla:	$B' = 0,40 - 15 \times 0,0127 = 0,21 \text{ m}$
Profundidad media en el paso rejilla:	$H_2 = 0,217 \text{ m}$
Velocidad a través de la rejilla:	$V_2 = 0,01084 / (0,21 \times 0,217 \times 0,50) = 0,48 \text{ m/s}$
Cabeza de velocidad: hv	$V_2^2/2g = 0,0115 \text{ m}$
Reemplazando valores se obtiene:	$h_f = 0,0238 \text{ m}$

La profundidad del agua, aguas arriba de la rejilla de cribado fino es de:

$H_1 = 0,217 + 0,0238 = 0,2408 \text{ m}$ , si se considera una condición de taponamiento equivalente al 50% de la sección hidráulica, se tiene una pérdida de 2,38 cm.

- **Canales Desarenadores**

Para el sistema desarenado se diseñaron dos estructuras cada una con canal de decaimiento de sección transversal rectangular, acompañado de una sección de control de velocidad tipo Sutro de cresta delgada, la cual permite mediante la variación de su conlmagención geométrica, garantizar una velocidad constante a lo largo del canal independientemente del caudal afluente y con el objeto de no permitir asentamiento de materia orgánica indeseables en esta parte del sistema, para ello siempre se conservara una velocidad cercana y por encima a los 0,30 m/s. Se diseñaran para cada una de las dos estructuras dos módulos o canales de desarenado en paralelo con el fin de permitir la limpieza y reserva de uno de los dos mientras se efectúa la operación del modulo restante. Los parámetros de diseño de cada unidad son:

Caudal medio actual de llegada a la planta:	2,09 L/s
Caudal mínimo de afluencia actual a la planta (Qmin):	0,52 L/s
Caudal máximo horario de diseño de la planta:	10,84 L/s
Caudal Total de Diseño de la estructura preliminar:	10,84 L/s

La ecuación que establece la conlmagención geométrica del dispositivo Sutro es:

$$X = B_{\text{SUTRO}} (1 - 2/\pi \tan^{-1} y/a)$$

Donde:

X:  $\frac{1}{2}$  del ancho superficial de la estructura a una profundidad y dada en metros.

Y: Profundidad del agua en la estructura del Sutro en metros.

$B_{SUTRO}$ : 1/2 del Ancho inicial del vertedero Sutro en metros.

La relación entre el caudal y la profundidad de flujo por tratarse de un flujo crítico, es la siguiente:

$$Q = B_{SUTRO} \sqrt{2ag} (h + 2/3 a)$$

Donde:

Q: Caudal de circulación en el canal en  $m^3/s$

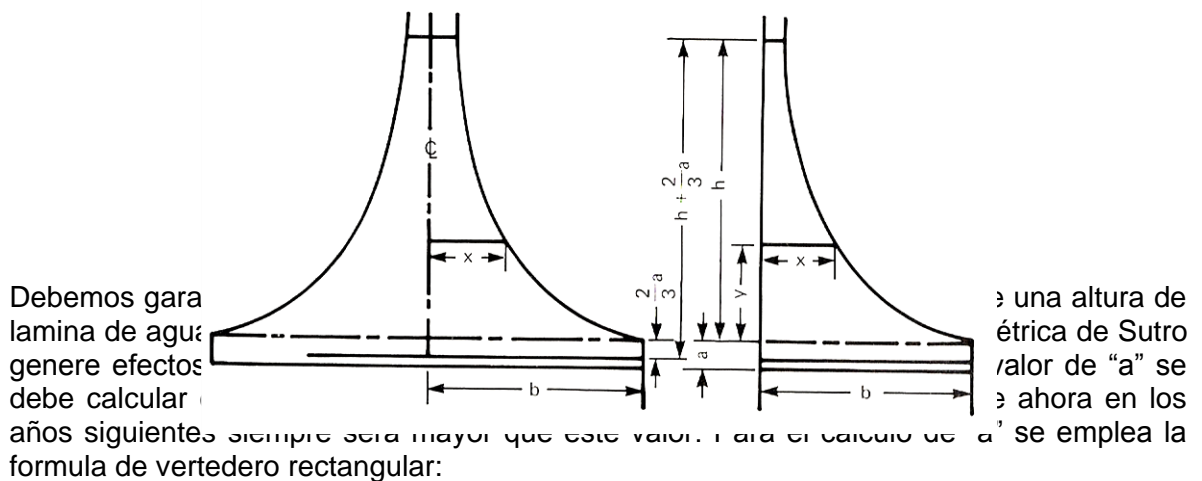
$B_{SUTRO}$ :  $1/2$  del ancho del Sutro en metros

H: Altura de la lamina de agua medida desde el valor de a hacia arriba, en metros

a: Altura inicial de la estructura desde el fondo del canal, en metros.

Todas las variables mencionadas hasta el momento se ilustran en siguiente Imagen:

**Imagen 7-4 Variables y Geometría Básica de la Sección de Control de Velocidad Tipo Sutro Empleada en el Canal Desarenador**



$$Q = 1,84 \times L \times H^{3/2}$$

Donde:

Q: Caudal mínimo horario, en  $m^3/s$

H: Altura mínima (a), en metros.

L: Ancho del vertedero Sutro, en metros.

$$a = (Q / (1,84 \times B))^{2/3}$$

Con este valor se simula el máximo caudal de paso para encontrar el valor del ancho del canal y la altura máxima de lámina de agua que indicara la altura del canal.

De esta manera Para el cálculo se procedió de la siguiente forma:

Ancho del Sutro asumido ( $2 \cdot B_{\text{SUTRO}}$ ):	0,20 m
Caudal Medio de Diseño del Sistema:	2,09 m
Caudal mínimo horario actual:	0,52 l/s
Caudal Máximo Horario de Diseño:	10,84 l/s
Caudal Total de Diseño:	10,84 l/s
Valor de $a$ encontrado para el $Q$ mínimo:	0,013 m
Altura de lámina de agua ( $h$ ) para $Q$ medio:	0,042 m
Altura Máxima de Lamina de agua:	0,217 m
Ancho superficial de espejo de agua en el vertedero para $Q_{\text{max}}$ :	0,030 m
Velocidad de diseño:	0,30 m/s
Ancho calculado del canal desarenador:	0,40 m

El vertedero deberá estar construido en acrílico de un (1) centímetro de espesor, el trazado de su conlmagención geométrica deberá efectuarse con la siguiente ecuación:

$$Q = B_{\text{SUTRO}} \sqrt{2ag} (h + 2/3 a)$$

Para ello se trazara en dibujo inicialmente a escala natural y moldear la Imagen en acrílico. La ecuación de aforo haciendo los reemplazos pertinentes y de manera directa para el flujo de circulación será:

$$Q = 49,883 ( H )$$

Donde:

$Q$  = Caudal de circulación, en L/s.

$H$  = Altura de la lamina de agua en el vertedero, en metros.

Donde “ $H$ ” tendrá que medirse desde el valor de  $2/3a$  por debajo de la línea recta, es decir se leerá el valor de  $h+2/3a$  que indica la Imagen 7-4 Variables y Geometría Básica de la Sección de Control de Velocidad Tipo Sutro Empleada en el Canal Desarenador

✓ Longitud de la Cámara Desarenadora

La longitud de la cámara desarenadora se calcula considerando el diámetro de la partícula a remover, para este caso proponemos decantar arenas con diámetros de 0.21 mm (tamiz 65) o mayores. La velocidad de sedimentación de esta partícula podrá ser calculada por medio de la ley de Stokes – Newton densidad relativa de 2,65. El resultado obtenido demuestra que la velocidad de decaimiento de esta partícula será de 1,15 m/min, es decir, 0.01917 m/s.

De acuerdo a la relación de velocidades y geometría (altura y largo del desarenador) se obtiene:

$$L/V_H = H/V_S$$

Donde:

L: Longitud o largo del canal, en metros.  
 $V_H$ : Velocidad Horizontal en el canal, 0,30 m/s.  
 $V_S$ : Velocidad de Sedimentación, en m/s.  
H: Altura de la lamina de agua, en metros.

De donde la longitud a lo largo del canal será:

$$L = H \times V_H / V_S$$

La altura de lámina de agua más desfavorable será la que se presente durante el caudal máximo horario al horizonte de diseño (2037) ( $Q_{max}$ ), ya que necesitara más longitud la partícula para decantar hasta el fondo del canal.

Por lo tanto:

Altura de la lámina de agua para Q max:	0,217 m
Velocidad horizontal de diseño:	0,30 m/s
Velocidad vertical de sedimentación de la partícula:	0,01917 m/s

$$L = 0,217 \text{ m} \times 0,30 \text{ m/s} / 0,01917 \text{ m/s}$$

La longitud o largo del canal desarenador es: 3,40 m.

El Tiempo de retención hidráulico es:

$$TRH = L / V_H$$

Donde:

TRH = Tiempo de retención hidráulico, segundos  
L = Longitud del canal desarenador, m  
 $V_H$  = velocidad Horizontal en el canal (0,30 m/s)

$$TRH = 3,40 \text{ m} / 0,30 \text{ m/s} = 11,34 \text{ segundos}$$

Debido a que la longitud del desarenador con relación a la velocidad horizontal en el canal, no garantiza el tiempo de retención mínimo de 20 segundos, se recalcula la longitud.

La longitud de la cámara es:

$$L = TRH \times V_H$$
$$L = 20 \text{ s} \times 0,30 \text{ m/s} = 6 \text{ m}$$

En todo caso se podrán remover partículas con diámetro menor que el diámetro adoptado de diseño, siempre y cuando ingresen al desarenador con una profundidad menor a la máxima, el porcentaje de partículas adicionales removidas dependen de la concentración de otros diámetros en el agua residual, este parámetro se considera si se cuenta con la



curva granulométrica de los sólidos que vienen en el agua. Otro aspecto importante será la capacidad del foso de arenas, el cual dependerá de la concentración de arenas, el periodo de limpieza y por supuesto del caudal de llegada a la planta, es así como la capacidad de foso se determina como:

Concentración de arenas en las aguas residuales:	75 ml/m <sup>3</sup>
Área superficial del foso:	2,40 m <sup>2</sup>
Altura del foso desde la base del desarenador:	0,15 m
Borde Libre del foso de arenas y evitar arrastre:	0,05 m
Altura Total del foso de arenas de diseño:	0,20 m
Volumen de almacenamiento de arenas:	0,36 m <sup>3</sup>
Caudal medio de afluencias a la planta:	271,64 m <sup>3</sup> /día
Periodo de limpieza del desarenador:	18 días

La cámara desarenadora se ubicara aguas abajo del sistema de cribado y la sección de cierre del sistema.

- **Calculo del vertedero de aforo**

El cálculo de los vertederos de aforo se efectuara considerando el concepto de carga hidráulica constante con el objeto de mantener un mismo nivel en las estructuras de reparto y de esta manera lograr una lectura equitativa independiente del caudal de entrada total, la ecuación empleada para el cálculo de las láminas de agua y la geometría del vertedero, establece la siguiente expresión:

$$Q = 1,42 H^{5/2}$$

Donde:

Q: Caudal de vertimiento, en m<sup>3</sup>/s

H: Altura de lamina de agua o carga hidráulica del vertedero, en m

Esta fórmula es empleada y válida para vertederos triangulares de 90° de abertura de vértice y de cresta delgada. Así de esta manera podemos determinar cuál es la lámina de agua y cuál sería el ancho y alto del vertedero:

Caudal Máximo Semanal Total de entrada a la PTAR:	3,65 L/s
Numero de estructuras de aforo o vertederos:	2 unidades
Caudal de Diseño Por Cada Vertedero de Aforo:	1,825 l/s
Altura de la lámina de agua en la estructura de aforo:	0,07 m
Borde libre en el vertedero por encima de la lámina de agua:	0,08 m
Altura Total del vertedero de aforo triangular:	0,15 m

Como se trata de un triangular recto, la base deberá ser el doble de la altura total del vertedero, por tal motivo el ancho del vertedero y del canal de aproximación deberá ser:

Ancho superior del vertedero de aforo:	0,30 m
Ancho del canal de aproximación con guías metálicas:	0,40 m

Estas estructuras de aforo y medición estará a 0,20 m de altura medidos desde el fondo, se construirán en acrílico de 1 cm de espesor y tendrán la posibilidad de ser removidos y retirados de posición para efectos de limpieza y mantenimiento, se apoyaran y empotraran en guías metálicas en acero inoxidable de 2" x 2" x 1/8" en "L".

Estos vertederos serán la sección de control de nivel para graduar el vertedero de rebose de excesos que se encuentra aguas arriba y por lo cual es de altura variable.

- **Calculo del vertedero de excesos**

El caudal de excesos corresponde al caudal máximo horario, es decir a la diferencia entre el caudal biológico y el caudal hidráulico, por lo tanto el caudal de excesos es de 7,19 L/s. Si asumimos un ancho de vertedero de 0,50 m, tenemos:

$$H = (0,00719 / (1,83 * 0,50))^{2/3}$$
$$H = 0.0395 \text{ m}$$

Se ubicara el vertedero de rebose de emergencias a 0,27 m de altura, medidos desde el fondo.

#### 7.4.1.2. **REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y MANTO DE LODOS (UASB)**

Por lo general, para la implementación del reactor RAFA - MC (UASB) se recomiendan estructuras cilíndricas (van Haandel, 1998; van Haandel y Lettinga, 1994). Para el caso de Paila Arriba, se diseñaron dos reactores de sección cuadrada en concreto reforzado.

Es importante resaltar que este sistema de tratamiento al trabajar con bajas cargas orgánicas presentes en las aguas residuales domésticas (DQO < 500 mg/l), tendrá como limitante del proceso la carga hidráulica (Lettinga y Hulshoff, 1995a; Van Haandel y Lettinga, 1994 y Lettinga *et. al.* 1980).

- **Análisis de los Datos de Temperatura del Ambiente**

Según Van Haandel y Lettinga (1994), la temperatura es el factor ambiental de mayor importancia en la digestión anaerobia de las aguas residuales domésticas, dependiendo ésta del clima de la región. La temperatura óptima para la digestión anaerobia oscila entre 20°C y 35°C, de este modo, el proceso es atractivo para regiones tropicales o subtropicales, donde la temperatura del agua residual doméstica no esté por debajo de los 18°C (Vieira, 1989).

Lettinga *et. al.* (1983) presentan una guía tentativa para la capacidad de diseño de los Reactores RAFA - MC (UASB) en base a la temperatura.

**Tabla 7-22. Valores Aproximados de Carga Orgánica Volumétrica en Relación con la Temperatura Ambiente**

Temperatura °C	Carga Orgánica Volumétrica Kg DQO/m <sup>3</sup> -día
40	15 – 25
30	10 – 15
20	5 – 10
15	2 – 5
10	1 – 3

Fuente: Lettinga et. Al. (1983)

Para el corregimiento de Paila Arriba, la temperatura media es de 23,80°C, por lo tanto, a partir de las relaciones presentadas en la tabla anterior se adoptará una carga orgánica que oscila en un rango de 5 a 10 Kg DQO/m<sup>3</sup>.d.

Van Haandel y Lettinga (1994), demostraron que trabajando con aguas residuales diluidas, no es práctico aprovechar el metano producido como combustible para calentar el afluente, resultando una posibilidad atractiva construir el reactor bajo tierra para mantener una temperatura constante y ligeramente mayor que la temperatura ambiente, por tanto, para garantizar la temperatura requerida y así alcanzar altas eficiencias en el proceso de tratamiento, el reactor RAFA - MC (UASB) se construirá enterrado o semienterrado.

- **Volumen del Reactor**

El Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente con Mezcla Completa, para aguas residuales diluidas (< 1500 mg/l) deben diseñarse bajo el concepto de tiempo de retención hidráulico.

La temperatura influye en la velocidad del proceso de digestión, por lo que el Tiempo de Detención Hidráulica se limita según la temperatura, así:

**Tabla 7-23. Tiempos de Retención Aplicables en Relación con la Temperatura Operacional**

Temperatura del líquido (°C)	Tiempo de detención hidráulica	
	TDH medio (Q medio)	TDH máximo (Q máximo)
16 - 19	10 - 14 h	7 - 9 h
20 - 26	6 - 9 h	5 - 7 h
> 26	> 6 h	> 4 h

Fuente: RAS-2000 Título E.

Es importante resaltar que Q máximo corresponde al caudal máximo registrado durante un tiempo de 4 a 6 horas por día.

Para el tratamiento de aguas residuales del corregimiento de Paila Arriba, se utilizará el tiempo promedio de retención de ocho horas, que puede llevar una remoción hasta del 80 % en la DBO<sub>5</sub>

$$V_r = \Theta \times Q$$

Donde:

$V_r$ : Volumen del Reactor, en  $m^3$

$\Theta$ : Tiempo de retención hidráulico, en horas

$Q$ : Caudal de diseño,  $m^3/día$

$$V_r = 8 \text{ hora} \times 1 \text{ día} / 24 \text{ horas} \times 315,36 \text{ m}^3/\text{día} = 105,12 \text{ m}^3$$

Se diseñan dos reactores trabajando en paralelo, el volumen de cada uno es de  $52,56 \text{ m}^3$

- **Altura del Reactor**

El reactor estará dividido en tres partes, uno inferior denominado zona de digestión, donde ocurren las reacciones de descomposición que tendrá una altura de 2,00 m, uno intermedio con altura de 1,50 y uno superior en donde ocurre la sedimentación de los lodos con 2 m de altura. Por lo que la altura total del reactor será de 5,50 m.

- **Dimensiones del Reactor**

Como se menciona anteriormente la altura total del reactor será de 6,0 metros, por lo tanto el área de cada reactor será:

$$A_r = V_r / H_t$$

Donde:

$A_r$ : Área del Reactor, en  $m^2$

$V_r$ : Volumen del Reactor, en  $m^3$

$H_t$ : Altura total del Reactor, en m

$$A_r = 52,56 \text{ m}^3 / 5,5 \text{ m}$$

$$A_r = 9,56 \text{ m}^2$$

El ancho de los módulos de sedimentación será:

$$a = (A_r)^{1/2}$$

$$a = (9,56 \text{ m}^2)^{1/2}$$

$$a = 3,09 \text{ m.}$$

Se asume 3,10 m

- **Velocidad superficial Admisible**

La velocidad superficial del flujo corresponde a la zona de digestión y su valor máximo depende de las características del lodo presente y de las cargas aplicadas al reactor. El RAS-2000, recomienda que la velocidad superficial deba estar alrededor de 1,50 m/h.

La velocidad superficial máxima admisible, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V = Q / A_s$$

Donde:

V: Velocidad superficial del flujo, en m/h

A: Área superficial, en m<sup>2</sup>

Q: Caudal Medio de Diseño en cada reactor, en m<sup>3</sup>/día

$$V = 157,68 \text{ m}^3/\text{día} \times 1 \text{ día} / 24 \text{ horas} / 9,56 \text{ m}^2 = 0,69 \text{ m/h}$$

- **Separación de Sólidos – Gases – Líquidos**

El manejo de gases es de importancia en instalaciones para tratamientos anaerobios, pues el biogás tiene mal olor, además de que a menudo se considera necesario quemar el metano producido. Este metano es un gas que ayuda a producir el llamado efecto invernadero, por lo que su emisión se considera negativa para el medio ambiente, pero en realidad este efecto solo sería significativo para producciones muy grandes de metano.

Para determinar la producción de gas metano, se plantea la siguiente ecuación:

$$V_{\text{CH}_4} = 0,35 \times (1 - 1,22 Y) \times (dS/dt) \times V \times (273 / (273 + T^\circ\text{C}))$$

Donde:

V<sub>CH<sub>4</sub></sub>: Volumen de Metano Producido, L/día

Y: Coeficiente de producción, gr SSV / gr DQO

dS/dt: Tasa de metabolización de sustrato, gr/m<sup>3</sup>- día.

V: Volumen del reactor, en m<sup>3</sup>

T: Temperatura media mensual, en °C

0,35: Litros de Metano producido por gr DQO removido.

La tasa de metabolización del sustrato será:

$$dS/dt = E \% \times 1,5 \times S_o / (\text{TRH} / 24)$$

De donde:

E %: Eficiencia de remoción de DBO<sub>5</sub>

S<sub>o</sub>: Concentración de DBO<sub>5</sub> al ingreso del reactor, en mg/L

TRH: Tiempo de retención hidráulico, en horas

$$dS/dt = 75,25/100 \times 1,5 \times 200 / (8 / 24) = 677,25 \text{ gr/m}^3/\text{día}$$

El volumen total de metano producido es:

$$V_{\text{CH}_4} = 0,35 \times (1 - 1,22 \times 0,21) \times (677,25) \times 105,12 \times (273 / (273 + 18,00))$$

$$C = 17387,14 \text{ L/día} = 0,72 \text{ m}^3/\text{hora}$$

El volumen de gas metano para cada reactor se de  $0,36 \text{ m}^3/\text{hora}$

Como la proporción de metano en el biogás es aproximadamente el 65%, el caudal total de biogás producido es de:

$$V_{\text{biogas}} = V_{\text{CH}_4} / n$$

Donde:

$V_{\text{CH}_4}$ : Volumen de Metano Producido,  $\text{m}^3/\text{hora}$ .

$n$ : Concentracion de metano en el biogás.

$$\begin{aligned} V_{\text{biogas}} &= 0,72 / 0,65 \\ V_{\text{biogas}} &= 1,11 \text{ m}^3/\text{hora} \end{aligned}$$

El caudal de biogás producido en cada rector es de  $0,55 \text{ m}^3/\text{hora}$

El área de recolección para los gases en cada reactor se determina con la siguiente expresión:

$$A_{\text{gas}} = Q_{\text{gas}} / V_{\text{gas}}$$

Donde:

$Q_{\text{gas}}$ : Caudal de gas en el reactor, en  $\text{m}^3/\text{hora}$ .

$V_{\text{gas}}$ : Velocidad de gas, en  $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$

Teniendo en cuenta que la máxima de gas permisible según el RAS 2000, numeral E.4.7.7.6.3, la velocidad máxima permisible es de  $1 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$ , se asume como velocidad de salida de gases  $0,35 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$ , por lo tanto el área de recolección para los gases de cada reactor será:

$$\begin{aligned} A_{\text{gas}} &= 1,11 / 0,35 \\ A_{\text{gas}} &= 3,16 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

El área de recolección de cada reactor es de  $1,58 \text{ m}^2$ .

Lo que significa que el porcentaje de área de recolección de gas será:

$$\%A_{\text{gas}} = A_{\text{gas}} / A_s$$

Donde:

$A_{\text{gas}}$ : Área de recolección para cada reactor, en  $\text{m}^2$

$A_s$ : Área superficial de cada reactor, en  $\text{m}^2$

$$\%A_{\text{gas}} = 1,58 / 9,56$$
$$\%A_{\text{gas}} = 0,1653 = 16,53 \%$$

De acuerdo al RAS 2000, este porcentaje debe estar entre 15 – 20% de área superficial de cada reactor, lo que se demuestra el cumpliendo de esta condición.

Como se proyecta un área de recolección para cada reactor, el ancho de la recolección de gases será:

$$B_{\text{gas}} = (A_{\text{gas}} / N \times L)$$

Donde:

$A_{\text{gas}}$ : Área de recolección para cada reactor, en  $\text{m}^2$

N: Numero de Áreas de recolección.

L: Longitud de sedimentación, en m.

$$B_{\text{gas}}: (1,58 / 1 \times 3,10)$$

$B_{\text{gas}}$ : 0,51 m, por efector constructivos de adopta 0,60 m como ancho de recolección de gases.

- **Eficiencia de Remoción Reactor UASB**

Para este sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas, se pueden alcanzar rendimientos de entre 65% - 80% en la remoción de  $\text{DBO}_5$ . Por lo tanto, en base a datos experimentales, las eficiencias del tratamiento se pueden calcular así:

$$\% \text{ Remoción } \text{DBO}_5 = (1 - 0.70 \times \Theta^{-0,50}) \times 100$$
$$\% \text{ Remoción } \text{SST} = (1 - 0.68 \times \Theta^{-0,35}) \times 100$$

Donde:

$\Theta$ : Tiempo de retención hidráulico, en horas

$$\% \text{ Remoción } \text{DBO}_5 = (1 - 0.70 \times 8^{-0,50}) \times 100 = 75,25 \%$$
$$\% \text{ Remoción } \text{SST} = (1 - 0.68 \times 8^{-0,35}) \times 100 = 67,16\%$$

La concentración de  $\text{DBO}$  en la salida del reactor UASB es 49,50 mg/L, y la concentración de SST en la salida del mismo es 65,68 mg/L.

#### 7.4.1.3. **SEDIMENTADOR SECUNDARIO**

El tanque de sedimentación se diseñara para el caudal medio diario (3,65 L/s), con una carga hidráulica superficial de  $16 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ . Así se tiene:

Caudal afluente al sedimentador secundario:

3,65 L/s

Numero de sedimentadores:

2 unidades

Caudal afluente a cada sedimentador secundario:	1,825 L/s
Caudal afluente a cada sedimentador secundario:	157,68 m <sup>3</sup> /d
Carga hidráulica superficial del sedimentador:	16 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> -dia

Área Total de Sedimentación:	19,71 m <sup>2</sup>
Área Superficial de cada Sedimentador Final	9,86 m <sup>2</sup>
Diámetro interno efectivo del Sedimentador:	3,55 m
Profundidad Hidráulica Total:	3,00 m
Volumen de Sedimentación:	29,57 m <sup>3</sup>

El tiempo de retención hidráulico en el sedimentador es:

$$Trh = V / Q$$

De donde:

V: Volumen de Sedimentación, en m<sup>3</sup>

Q: Caudal Afluente a los sedimentadores, en m<sup>3</sup>/día

$$Trh = 29,57 / 157,68$$

$$H = 0,19 \text{ días}$$

$$H = 4,50 \text{ horas}$$

La remoción teórica de DBO<sub>5</sub> para sedimentación secundaria se encuentra entre 30 y 40%, y para sólidos suspendidos entre 50 y 65%, por lo que se asume como remoción del 35% en DBO<sub>5</sub> y 55% en SS. Por lo tanto, la concentración del efluente será:

$$Se = So \times (1 - E\%/100)$$

De donde:

Se: Concentración de DBO y SS del efluente, en mg/L

So: Concentración de DBO y SS del afluente, en mg/L

E%: Eficiencia teórica de remoción, en %

$$Se_{(DBO_5)} = 49,50 \times (1 - 35/100)$$

$$Se_{DBO_5} = 32,18 \text{ mg/L}$$

$$Se_{(SS)} = 65,68 \times (1 - 55/100)$$

$$Se_{DBO_5} = 29,56 \text{ mg/L}$$

#### 7.4.1.4. LECHO DE SECADO

- **Área del Lecho**

Se determina según el numeral E.4.10.7.2 del RAS-2000, donde según la Tabla E.4.46 aparecen valores de área requerida en m<sup>2</sup> por habitante según el tipo de lodo. Se adopta



una  $0,05 \text{ m}^2/\text{hab}$ , para una población proyectada para Paila Arriba de 2953 habitantes se requiere  $147,63 \text{ m}^2$ . Debido a que el proceso es anaerobio, solo generan aproximadamente el 20% de lodos, por lo tanto el área de los lechos será de  $29,53 \text{ m}^2$ .

- **Lechos de Arena y Manejo de Lixiviados**

Los lechos de arena y grava para la deshidratación de los lodos Están conformados por dos capas de arena, la superior es de tamaño fino de 0,15 m de espesor y la inferior de tamaño grueso de 0,075 m de espesor; tres capas de grava de 0,075 m de espesor que van variando en granulometría de la parte superior a la inferior de grava fina a grava gruesa.

Los lixiviados son captados por un sistema de tuberías perforadas en el semiperimetro o ranuradas para y colocadas en forma de longitudinal a lo ancho de los lechos; los líquidos captados son transportados por gravedad a una cámara para recolección de los mismos, desde donde serán drenados para retornarlos hasta la cámara de entrada del tratamiento preliminar. Ya que son enviados a los lechos por bombeo y se cuenta con energía suficiente para conducirlos por gravedad.

#### 7.4.1.5. EFICIENCIA DE REMOCIÓN

La eficiencia conjunta de la alternativa de tratamiento por Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y Manto de Lodos UASB seguido de sedimentador secundario es:

La remoción en  $\text{DBO}_5$  es:

$$\%E = (200 - 32,18) / 200 = 83,91\%$$

La remoción en sólidos suspendidos es:

$$\%E = (200 - 29,56) / 200 = 85,22\%$$

#### 7.4.2. ALTERNATIVA 2

##### 7.4.2.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

El Tratamiento Preliminar para el Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del corregimiento de Paila Arriba, estará compuesto por una sola estructura de tratamiento capaz de manejar los caudales afluentes de aguas residuales. El diseño de Las estructuras que hacen parte de este primer proceso de tratamiento se presento en el numeral 7.4.1.1.

##### 7.4.2.2. TANQUE IMHOFF

Se selecciona un tanque Imhoff rectangular provisto de un canal de sedimentación un canal central para el escape de gases y retención de espumas y sólidos flotantes, en la parte inferior se dispone de una tolva para el almacenamiento de lodos digeridos. La geometría de tanque es tal que se cumplan ciertas relaciones óptimas para cumplir con las pendientes mínimas en la tolva de almacenamiento de lodos, pendiente de las pantallas inclinadas, longitud de los vertederos de rebose y tiempos de retención. Así como los demás parámetros y criterios de diseño:

✓ Relación Largo / Ancho:	2,00
✓ Caudal Máximo Semanal año 2035	3,65 L/s
✓ Caudal de Diseño año 2035:	13,14 m <sup>3</sup> /hora
✓ Numero de Tanques:	2,00 Unidades
✓ Caudal por unidad:	1,825 L/s
✓ Caudal por unidad:	6,57 m <sup>3</sup> /hora
✓ Carga Hidráulica Superficial:	25 m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /día
✓ Tiempo de Retención Hidráulico:	2,00 horas

- **Zona de Sedimentacion**

Área para Sedimentación:

$$A = Q / q$$

Donde:

Q: Caudal de diseño, m<sup>3</sup>/hora

q<sub>s</sub>: Carga hidráulica superficial, m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/hora

$$A = 6,57 \text{ m}^3/\text{hora} / 1,04 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{hora}$$

$$A = 6,32 \text{ m}^2$$

Volumen Zona de Sedimentación:

$$V = Q \times Tr$$

Donde:

Q: Caudal de diseño, m<sup>3</sup>/hora

Tr: Tiempo de retención hidráulico, hora

$$V = 6,57 \text{ m}^3/\text{hora} \times 2,00 \text{ horas}$$

$$V = 13,14 \text{ m}^3$$

La relación largo ancho es:

$$L = 2,00 \times B$$

Por lo tanto el ancho de la zona de sedimentación es:

$$B = (A / 2)^{1/2}$$

$$B = (6,32 \text{ m}^2 / 2)^{1/2} = 1,80 \text{ m}$$

Se adopta el espesor de los baffles igual a 0,05 m, por lo que el ancho de la zona de sedimentación es igual a 1,90 m

$$L = 2,00 \times B$$

$$L = 2,00 \times 1,90 \text{ m} = 3,80 \text{ m}$$

La pendiente de la lámina de separación entre las zonas de sedimentación y la zona de espumas deberá formar un ángulo de 60°.

Por lo tanto la ecuación de la altura de proyección vertical de la lámina inclinada será:

$$H_1 = B/2 \times \tan(60^\circ)$$

$$H_1 = 1,90 \text{ m} / 2 \times \tan(60^\circ) = 1,65 \text{ m}$$

El área de las zonas de baffles es:

$$A_b = B \times H_1 / 2$$

$$A_b = 1,90 \text{ m} \times 1,65 \text{ m} / 2 = 1,56 \text{ m}^2$$

Volumen de la zona de baffles será:

$$V_b = A_b \times L$$

$$V_b = 1,56 \text{ m}^2 \times 3,80 \text{ m} = 5,93 \text{ m}^3$$

La altura de la zona de sedimentación:

$$H_2 = (V - V_b) / (B \times L)$$

Donde:

V: Volumen zona de sedimentación, en m<sup>3</sup>

V<sub>b</sub>: Volumen zona de baffles, en m<sup>3</sup>

B: Ancho de la zona de sedimentación, en metros.

L: Largo zona de sedimentación, en metros.

$$H_2 = (13,14 \text{ m}^3 - 5,93 \text{ m}^3) / (1,90 \text{ m} \times 3,00 \text{ m}) = 1,00 \text{ m}$$

- **Zona de Digestión de Lodos**

Para el compartimiento de almacenamiento y digestión de lodos (cámara inferior) se tendrá en cuenta la siguiente tabla

**Tabla 7-24. Valores del Factor de Capacidad Relativa Según La Temperatura**

Temperatura °C	Factor de Capacidad Relativa
----------------	------------------------------

Temperatura °C	Factor de Capacidad Relativa
5	2,0
10	1,4
15	1,0
20	0,7
>25	0,5

**Fuente:** Guía para el diseño de tanque séptico, tanque imhoff y lagunas de estabilización, OPS/CEPIS.

Para el caso del corregimiento de Paila Arriba, y de acuerdo a la temperatura, se adopta  $fcr = 0.7$

Volumen del digestor:

$$V_d = 70 \times P \times fcr / 1000$$

Donde:

$V_d$ : Volumen del digestor, en  $m^3$

P: Población, habitantes

fcr: Factor de capacidad relativa

$$V_d = 70 \times 2.953 \times 0,70 / 1000$$

$$V_d = 144,68 \text{ m}^3$$

Ancho total del Tanque Imhoff es:

$$B_T = B + 2 (B_b + S_m)$$

Donde:

$B_T$ : Ancho total del tanque imhoff, en m

B: Ancho zona de sedimentación, en m

$B_b$ : Ancho de los Baffles, en m

$S_m$ : Ancho zona de ventilación, en m

$$B_T = 1,90 \text{ m} + 2 (0,15 \text{ m} + 0,60 \text{ m}) = 3,40 \text{ m}$$

Área superficial:

$$A_S = (B + 2 (B_b + S_m)) \times L$$

Donde:

$A_S$ : Área Superficial, en  $m^2$

B: Ancho zona de sedimentación, en metros.

$B_b$ : Ancho de los Baffles, en metros.

$S_m$ : Ancho zona de ventilación, en metros.

L: Largo zona de sedimentación, en metros.

$$A_S = (1,90\text{m} + 2 (0,15 \text{ m} + 0,60 \text{ m})) \times 3,80 \text{ m} = 12,92 \text{ m}^2$$

Área de ventilación:

$$A_V = S_m \times L \times 2$$

Donde:

$A_V$ : Área de ventilación, en  $\text{m}^2$

$S_m$ : Ancho zona de ventilación, en m

L: Largo zona de sedimentación, en m

$$A_V = 0,60 \text{ m} \times 3,80 \text{ m} \times 2 = 4,56 \text{ m}^2$$

El porcentaje del área de ventilación con respecto al área superficial es:

$$\% \text{ del Total} = A_V / A_S$$

Donde:

$A_V$ : Área de ventilación, en  $\text{m}^2$

$A_S$ : Área Superficial, en  $\text{m}^2$

$$\% \text{ del Total} = 4,56 \text{ m}^2 / 12,92 \text{ m}^2 = 35,29 \%$$

Este valor es adecuado, ya que según la OPS debe ser mayor a 30%

Se asume la altura de digestión  $H_3$  igual a 0,50 metros y el Angulo de las paredes inclinadas de la tolva de lodos de  $30^\circ$ .

De acuerdo a la geometría de la tolva, el volumen y las dimensiones deberán ser:

Altura de la tolva:

$$H_4 = 3,40 \text{ m} / 2 \times \tan (30^\circ) = 0,98 \text{ m}$$

El volumen de la tolva es:

$$V_{\text{Tolva}} = 1/3 \times (0,98 \text{ m} \times 3,40 \text{ m} \times 3,80 \text{ m}) = 4,22 \text{ m}^3$$

- **Tolva de Almacenamiento de Lodos**

Debido a que los lodos tienen un contenido bajo de sólidos, alrededor de 8 – 12%, se adopta  $X_s$  de 8%.

De acuerdo a la composición de aguas residuales domesticas, y a la caracterización de que la consultoría hizo, se tiene que:

Sólidos Suspendidos: 200 mg/l

Aproximadamente, el 60% de los sólidos suspendidos totales son los sólidos suspendidos volátiles:

Sólidos Suspendidos Volátiles: 120 mg/l

La concentración de lodos en el reactor depende de los sólidos suspendidos fijos es decir:

$$SSF = 200 \text{ mg/l} - 120 \text{ mg/l} = 80 \text{ mg/l}$$

Se asume que aproximadamente el 68% de los sólidos suspendidos volátiles se estabilizan, por lo tanto los SSV que no se estabilizan son:

$$SSV_{ne} = 0,32 \times SSV$$
$$SSV_{ne} = 0,32 \times 120 \text{ mg/L} = 38,40 \text{ mg/L}$$

La concentración de lodos en el reactor es:

$$ST = SSF + SSV_{ne}$$
$$ST = 80 \text{ mg/l} + 38,40 \text{ mg/L} = 118,40 \text{ mg/L} = 0,11860 \text{ Kg/m}^3$$

Teniendo en cuenta que la densidad del lodo  $\rho_{\text{lodo}}$ , es igual a  $1040 \text{ Kg/m}^3$ , el volumen de acumulación de lodos es:

$$V_r = Q \times C / (\rho_{\text{lodo}} \times X_s)$$

Donde:

Q = Caudal,  $\text{m}^3/\text{día}$   
C = Concentración.  $\text{Kg/m}^3$   
 $\rho_{\text{lodo}}$  = Densidad del lodo,  $\text{Kg/m}^3$   
 $X_s$  = contenido de sólidos en el lodo, %

$$V_r = 157,68 \text{ m}^3/\text{día} \times 0,11840 \text{ Kg/m}^3 / (1040 \text{ Kg/m}^3 \times 0,08) = 0,22 \text{ m}^3/\text{día}$$

Asumiendo la altura de la cámara de lodos  $H_5$  de 0,60 m, el volumen de almacenamiento de lodos es:

$$V_{\text{Lodos}} = B_T \times H_5 \times L + V_{\text{Tolva}}$$

Donde:

$B_T$ : Ancho total del tanque imhoff, en m  
 $H_5$ : Altura de la cámara de lodos, en m

L: Largo zona de sedimentación, en m

$V_{\text{Tolva}}$ : Volumen de la tolva, en m<sup>3</sup>

$$V_{\text{Lodos}} = 3,40 \text{ m} \times 0,60 \text{ m} \times 3,80 \text{ m} + 4,22 \text{ m}^3 = 11,97 \text{ m}^3$$

El tiempo de almacenamiento de lodos es:

$$T_R = V_{\text{Lodos}} / V_r$$

Donde:

$T_R$  = Tiempo de extracción de lodos, en días

$V_{\text{Lodos}}$  = Volumen de almacenamiento de lodos, en m<sup>3</sup>

$V_r$  = Volumen de acumulación de lodos, en m<sup>3</sup>

$$T_R = 11,97 \text{ m}^3 / 0,22 \text{ m}^3 = 54 \text{ días}$$

El tiempo requerido para la digestión de lodos varia con la temperatura, dado que la Temperatura de Salónica se encuentra alrededor de 20°C, el tiempo de digestión mínimo es de 40 días.

Por último, se recomienda que los baffles de espumas se encuentren de 0,30 a 0,60 m por encima de la superficie, por lo tanto  $H_6$  es igual a 0,30 m.

- **Tolva de Almacenamiento de Lodos**

La profundidad total del tanque Imhoff es:

$$H_T = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5 + H_6$$

Donde:

$H_T$ : Profundidad total del tanque imhoff, en m

$H_1$ : Altura de proyección vertical de la lámina inclinada, en m

$H_2$ : Altura de la zona de sedimentación, en m

$H_3$ : Altura zona de digestión, en m

$H_4$ : Altura de la tolva de lodos, en m

$H_5$ : Altura de la cámara de lodos, en m

$H_6$ : Altura de los baffles de espumas, en m

$$H_T = 1,65 \text{ m} + 1,00 \text{ m} + 0,50 \text{ m} + 0,98 \text{ m} + 0,60 \text{ m} + 0,30 \text{ m} = 5,03 \text{ m}$$

- **Tolva de Almacenamiento de Lodos**

La longitud mínima del vertedero de salida  $L_v$  es:

$$L_v = Q_{\text{max}} / C_{hv}$$

Donde:

$Q_{\max}$ : Caudal máximo diario de diseño,  $m^3/día$

$C_{hv}$ : Carga hidráulica sobre el vertedero,  $m^3/m^2/día$ , debe estar entre 125 a 500  $m^3/m^2/día$ , la OPS recomienda 250.

$$L_v = 157,68 \text{ m}^3/día / 250 \text{ m}^3/m^2/día$$

$$L_v = 0,63 \text{ m}$$

- **Eficiencia de Remoción**

Para este sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas, se pueden alcanzar rendimientos de entre 40% - 60% en la remoción de  $DBO_5$ . Por lo tanto, en base a datos experimentales, las eficiencias del tratamiento se pueden calcular así:

$$\% \text{ Remoción } DBO_5 = (1 - 0.70 \times \Theta^{-0.50}) \times 100$$

$$\% \text{ Remoción } SST = (100 / (\Theta + 10)) / 100$$

Donde:

$\Theta$  = Tiempo de retención hidráulico, en horas

$$\% \text{ Remoción } DBO_5 = (1 - 0.70 \times 2^{-0.50}) \times 100 = 50,50 \%$$

$$\% \text{ Remoción } SST = (100 / (2 + 10)) / 100 = 60 \%$$

La concentración de  $DBO$  en la salida del tanque imhoff es 99,00 mg/L, y la concentración de  $SST$  en la salida del mismo es 80,00 mg/L.

#### 7.4.2.3. **FILTRO ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (FAFA)**

El proceso de tratamiento secundario es uno de los componentes más importantes del sistema, debido a sus altas eficiencias de remoción de materia orgánica y retención de partículas suspendidas.

La filtración anaeróbica tiene múltiples ventajas con respecto a los otros sistemas debido a la facilidad de mantenimiento, no requiere trabajos especializados de arranque bacteria, y utiliza la gravedad como elemento impulsor del flujo.

El filtro anaeróbico consiste en un tanque de concreto de sección rectangular o circular, el cual contiene material granular que sirve como medio de contacto. En la base del tanque se construye una cámara difusora para permitir una mejor distribución del agua residual a depurar, el cual asciende por entre los intersticios del medio de contacto y forma con el tiempo una película biológica activa que degrada en forma anaeróbica parte de la materia orgánica contenida.

El material filtrante debe tener la granulometría más uniforme posible, pudiendo variar entre 0,04m a 0,07m o ser adoptada piedra No. 4 (50 a 76mm de diámetro).



Para este caso, el medio de contacto es plástico, es un anillo con 20 cavidades fabricadas en Polipropileno, material que garantiza su durabilidad y resistencia al ataque de los hongos y bacterias. Que comparado con el sistema de gravas clasificadas presenta las siguientes ventajas:

- Disminuye la frecuencia de mantenimiento de 2 veces al año cuando el medio es piedra a 1 vez cada 6 años en sistemas convencionales de tratamiento de aguas residuales domésticas.
- El Medio Filtrante plástico tiene un peso de apenas 40Kg/m<sup>3</sup> por lo tanto las estructuras de los tanques que sostienen el medio filtrante ya no requieren un refuerzo estructural extremo y el transporte e instalación del material se facilita.
- El área superficial es mayor y por lo tanto favorece el crecimiento de biomasa mejorando la eficiencia de remoción de un 60% cuando el medio es piedra hasta un 80% con medio plástico.
- Gracias a la forma y al diseño del medio de contacto, se puede garantizar un área superficial mayor para un crecimiento de bacterias superior puesto que este diseño no permite que se desperdicie área en el contacto entre pieza y pieza, situación que con la grava es imposible puesto que en el contacto entre roca y roca, se pierde aproximadamente el 60% de área superficial.
- Como el medio de contacto es plástico tiene un mayor número de vacíos, requieren un área menor comparados con los filtros que utilizan grava.
- El medio de contacto plástico es amable con el medio ambiente, ya que evita la extracción de material (Grava) de los ríos, es de muy larga durabilidad y es reciclable.

El dispositivo de salida debe consistir en un vertedero tipo canalón, debe pasar por el centro de la sección y situarse en una cota que mantenga el nivel del efluente a por lo menos 0.15m por encima del lecho filtrante.

- **Parámetros de Diseño**

Para el dimensionamiento del filtro, se tomara como principal criterio el tiempo de retención hidráulico

Los datos del diseño para el filtro anaerobio son:

- ✓ Caudal  $Q = 0,00365 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Numero de Filtros = 2
- ✓ Caudal por unidad =  $0,001825 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Tiempo de retención hidráulica TRH = 5,25 horas
- ✓ Altura del lecho filtrante  $h_f = 1,35 \text{ m}$
- ✓ Altura columna del fluido por encima del lecho  $h_l = 0,20 \text{ m}$

- ✓ Altura falso fondo  $h_{ff} = 0,40\text{m}$
- ✓ Borde libre por encima de la columna húmeda  $h_{bl} = 0,20\text{ m}$

- **Diseño del Filtro**

El volumen útil de filtración se determina mediante la expresión:

$$V_{uf} = Q \times \text{TRH}$$

Donde:

$V_{uf}$ : Volumen del útil del filtro, en  $\text{m}^3$

Q: Caudal de diseño del filtro, en  $\text{m}^3/\text{s}$

TRH: Tiempo de retención hidráulico, en horas

$$V_{uf} = 1,825 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \times 3600 \text{ s/hora} \times 5,25 \text{ horas} = 34,49 \text{ m}^3$$

Asumiendo la altura del lecho de 1,35 m, la sección superficial necesaria es

$$S = V_{uf} / h_u$$

Donde:

S: Área de filtración, en  $\text{m}^2$

$V_{uf}$ : Volumen del útil del filtro, en  $\text{m}^3$

$h_u$ : Altura de lecho, en m

$$S = 34,49 \text{ m}^3 / 1,35 \text{ m} = 25,55 \text{ m}^2$$

Los filtros serán de forma circular lo que el diámetro será:

$$D = (4 \times S / \pi)^{1/2}$$

Donde:

D: Diámetro del filtro, en m

S: Área del filtro, en  $\text{m}^2$

$$D = (4 \times 25,55 \text{ m}^2 / \pi)^{1/2} = 5,70 \text{ m}$$

La altura total del filtro es:

$$H = h_f + h_l + h_{ff} + h_{bl}$$

Donde:

$h_f$ : Altura lecho filtrante (m)

$h_l$ : Altura columna del fluido por encima del lecho (m)

$h_{ff}$ : Altura falso fondo (m)

$h_{bl}$ : Borde libre por encima de la columna húmeda (m)

$$H = 1,35 + 0,20 + 0,40 + 0,20 = 2,15 \text{ m}$$

- **Perdidas en el Filtro**

*Pérdidas en el Falso Fondo:*

Para el ingreso del agua residual, el fondo del tanque es separado de la sección donde se soportarán los materiales plásticos octogonales, la placa de concreto tendrá orificios de dos pulgadas de diámetro espaciados cada 0,15 metros.

Pérdida de carga en el falso fondo  $h_{ff}$

$$h_{ff} = Q_o^2 / (C^2 \times A_o^2 \times 2 \times g)$$

Donde:

C: constante pérdidas en flujo a través de orificios = 0,6

$Q_o$ : Caudal por cada orificio

$$Q_o = Q / N$$

$$Q_o = 1,825 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 623 = 2,9294 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

$A_o$ : Área de cada orificio

$$A_o = \pi \times D^2 / 4$$

$$A_o = \pi \times 0,0508^2 / 4 = 2,027 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$h_{ff} = (2,9294 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s})^2 / (0,6^2 \times 2,027 \times 10^{-3} \text{ m}^2 \times 2 \times 9,81 \text{ m/s}^2) = 2,96 \times 10^{-7} \text{ m}$$

$h_{ff} = 1,84 \times 10^{-4} \text{ m}$ , Las pérdidas son despreciables.

*Pérdidas en el Medio Filtrante:*

La pérdida en el medio filtrante es:

$$h_{mf} = V_a \times L_r / 3$$

Donde:

$V_a$ : Velocidad Ascensional, m/min

$L_r$ : Profundidad medio filtrante, m

$$V_a = 1,825 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} / 25,55 \text{ m}^2 \times 60 \text{ s/min} = 0,0043 \text{ m/min}$$

$$h_{mf} = 0,0043 \text{ m/min} \times 1,35 \text{ m} / 3 = 0,001935 \text{ m}$$

### Perdidas de Carga en la Entrada del Falso Fondo

$$h_{me} = V_e^2 / (2 \times g)$$

Donde:

$h_{me}$ : Perdida de carga en la entrada del falso fondo, en m

$V_e$ : Velocidad a la entrada, en m/s

$g$ : Gravedad, en  $m/s^2$

La velocidad a la entrada se la calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_e = Q/A_e$$

Donde:

$Q$  = Caudal de diseño, en  $m^3/s$

$A_e$  = Área de entrada, en  $m^2$

$$V_e = 1,825 \times 10^{-3} \text{ m}^3/s / 1,08 \text{ m}^2 = 0,002 \text{ m/s}$$

$$h_{me} = (0,002 \text{ m/s})^2 / (2 \times 9,81 \text{ m/s}^2) = 2,04 \times 10^{-7} \text{ m}$$

Las pérdidas generales en el filtro son:

$$H_t = h_{ff} + h_{mf} + h_{me}$$

Donde:

$H_t$  = pérdidas en el filtro, en m.

$h_{ff}$  = pérdidas en el falso fondo, en m.

$h_{mf}$  = pérdidas en el medio filtrante, en m.

$h_{me}$  = Perdida de carga en la entrada del falso fondo, en m

$$H_t = 1,84 \times 10^{-4} \text{ m} + 0,001935 \text{ m} + 2,04 \times 10^{-7} \text{ m} = 0,0021 \text{ m}$$

- **Salida del Efluente**

El efluente será evacuado mediante una canaleta cuadrada recolectora, en fibra de vidrio en la parte superior del filtro, las dimensiones de la canaleta son:

Ancho de la canaleta: 0,15 m

Caudal en la canaleta: 1,825 L/s

La lámina de agua sobre la canaleta es:

$$h_c = (73 \times K \times Q_c / b_c)^{2/3}$$

Donde:

K = Factor de mayoración del caudal, para que la canaleta no trabaje ahogada, se adopta 1,3

Qc = Caudal en la canaleta, en l/s

bc = Ancho de la canaleta, en cm

$$hc = (73 \times 1,3 \times 1,825 / 15)^{2/3} = 5,11 \text{ cm}$$

La profundidad total de la canaleta será de 15 cm

- **Eficiencia**

Para este sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas, se pueden alcanzar rendimientos de entre 65% - 80% en la remoción de DBO<sub>5</sub>. Por lo tanto, en base a datos experimentales, las eficiencias del tratamiento se pueden calcular así:

$$\% \text{ Remoción DBO}_5 = 1 / (1 + 0,4425 \times (CCA/Vu)^{0,50}) \times 100$$

$$\% \text{ Remoción SST} = (1 - 1/\Theta) / 100$$

Donde:

CCA: Carga contaminante afluente, Kg/día.

Vu: Volumen útil del filtro, en m<sup>3</sup>

Θ: Tiempo de retención hidráulico, en horas

$$\% \text{ Remoción DBO}_5 = 1 / (1 + 0,4425 \times (13,45/34,49)^{0,50}) \times 100 = 78,35 \%$$

$$\% \text{ Remoción SST} = (1 - 1/5,35) / 100 = 80,95 \%$$

La concentración de DBO en la salida del filtro anaerobio es 21,43 mg/L, y la concentración de SST en la salida del mismo es 15,24 mg/L.

#### 7.4.2.4. LECHO DE SECADO

Se determina según el numeral E.4.10.7.2 del RAS-2000, donde según la Tabla E.4.46 aparecen valores de área requerida en m<sup>2</sup> por habitante según el tipo de lodo. La determinación del área del lecho, la composición del lecho y el manejo de lixiviados se presentó en el numeral 7.4.1.4.

#### 7.4.2.5. EFICIENCIA DE REMOCIÓN

La eficiencia conjunta de la alternativa de tratamiento por Tanque Imhoff y Filtro Anaerobio de Flujo Ascendente es:

La remoción en  $DBO_5$  es:

$$\%E = (200 - 21,43) / 200 = 89,29\%$$

La remoción en sólidos suspendidos es:

$$\%E = (200 - 15,24) / 200 = 92,38\%$$

### 7.4.3. ALTERNATIVA 3

#### 7.4.3.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

El Tratamiento Preliminar para el Sistema de Tratamiento de Aguas Residuales del corregimiento de Salónica, estará compuesto por una sola estructura de tratamiento capaz de manejar los caudales afluentes de aguas residuales. El diseño de Las estructuras que hacen parte de este primer proceso de tratamiento se presento en el numeral 7.4.1.1.

#### 7.4.3.2. REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE Y MANTO DE LODOS (UASB)

El diseño de esta estructura se en el numeral 7.4.1.2.

#### 7.4.3.3. LAGUNA FACULTATIVA

Hay diferentes métodos para calcular la carga orgánica superficial, la cual se incrementa con la temperatura. La siguiente ecuación presentada por McGarry y Pescod (1970) representa la máxima carga que puede aplicarse a una laguna facultativa antes de que decaiga, es decir antes que se convierta en anaerobia.

$$\lambda_{smax} = 60,30 (1.099)^T$$

Donde:

$\lambda_{smax}$ : Carga orgánica superficial en Kg  $DBO_5$ /ha día

T: Temperatura media mínima mensual del aire, 18 °C

Arthur (1983) recomienda la siguiente ecuación de diseño.

$$\lambda_{smax} = 20 T - 60$$

Donde:

$\lambda_{smax}$ : Carga orgánica superficial en Kg DBO<sub>5</sub>/ha día

T: Temperatura media mínima mensual del aire, 18 °C

Sin embargo, esta ecuación es muy liberal, particularmente para temperaturas por debajo de los 20 °C, donde se obtienen valores demasiado cercanos a la curva de crecimiento.

Gloyna (1973), presenta la siguiente ecuación para estimar la carga superficial máxima que puede soportar una laguna facultativa:

$$\lambda_{smax} = 357.4 (1.085)^{T-20}$$

Donde:

$\lambda_{smax}$  = Carga orgánica superficial en Kg DBO<sub>5</sub>/ha día

T = Temperatura media mínima mensual, 21 °C

De acuerdo a los anteriores planteamientos de cálculo se procede a la determinación de la carga de diseño dependiendo de cada método:

Mc Garry and Pescod:	331,44 KgDBO/ha/día
Arthur (1983):	300 KgDBO/ha/día
Gloyna (1973):	303,60 KgDBO/ha/día

Con base en las anteriores ecuaciones se estima una Carga Orgánica Superficial de acuerdo al método de Mc Garry and Pescod de 165,72 Kg DBO/ha/día, equivalente al 50% del valor de la carga orgánica, por razones de seguridad y evitar malos olores en el futuro, además de evitar cargas de choque.

Con base en la carga orgánica superficial adoptada y la carga orgánica afluente se determinara el área superficial de diseño requerida para las lagunas facultativas, de lo cual se establece lo siguiente:

$$\text{Área superficial} = \text{COA} / \text{COS}$$

Donde:

COA: Carga orgánica afluente a la laguna, 19,74 kg DBO/día

COS: Carga orgánica superficial determinada, 165,72 kg DBO/ha.día

De esta manera el área superficial será:

Área superficial: 19,74 kg DBO/día / 165,72 kg DBO/ha día

Área superficial: 0,11911658 ha

Area superficial: 1191,17 m<sup>2</sup>

La profundidad de la laguna será de 1,50 m. por lo tanto el tiempo de retención será:

$$TRH = As \times H / Q$$

De donde:

TRH: Tiempo de retención hidráulico, en días

As: Área superficial, en m<sup>2</sup>

Q: Caudal de diseño de aguas residuales, en m<sup>3</sup>/día

$$TRH = 1191,17 \times 1,50 / 315,36$$

$$TRH = 5,67 \text{ días}$$

Se propone una laguna facultativa, la relación largo/ ancho recomendada será de 2 a 1, por lo tanto las dimensiones serán:

$$\text{Largo (L) x ancho (B)} = 0,11911658 \text{ ha} = 1191,17 \text{ m}^2$$

Como L = 2,0 B; entonces:

$$2 \times B^2 = 1191,17 \text{ m}^2, \text{ con lo cual el ancho y el largo serán:}$$

Ancho superior (B) de la Laguna Facultativa será: 24 m

Largo superior (L) de la Laguna Facultativa será: 48 m

Como se recomendó que la laguna tuviera unos taludes perimetrales de 1V a 2 H y una altura (H) constante de 1,50 m, la sección inferior de la laguna en su base será:

Largo inferior de la laguna en su base (L<sub>b</sub>) = L – 2 x 2 x H, con lo cual

Largo inferior (L) de la laguna: 42 m

Ancho inferior (B) de la laguna: 18 m

Para el cálculo de la eficiencia de remoción de carga orgánica y el valor de la concentración efluente, se emplea la siguiente ecuación:

$$E = \frac{100 * K1 * t}{1 + K1 * t}$$

Donde

E: Eficiencia de la laguna %

K1: Coeficiente de velocidad de remoción de DBO<sub>5</sub>, d<sup>-1</sup>

T: Tiempo de retención en días.



El coeficiente de remoción de sustrato se puede determinar de la siguiente manera:

$$K1 = 0,3(1,05)^{27,90-20} = 0,44$$

$$E = \frac{100 * 0,44 * 5,67}{1 + 0,44 * 5,67} = 71,37 \%$$

Es importante anotar que esta eficiencia se lograría mediante una muestra filtrada del efluente de la laguna, es decir, exceptuando el aporte por algas o fitoplancton. Por lo tanto el valor de la concentración efluente será:

$$Se = Sa \times (1 - E/100)$$

Donde:

Se: Concentración o carga de DBO efluente de la laguna en mg/L o Kg/día

Sa: Concentración o carga de DBO afluente de la laguna en mg/L o Kg/día

Por lo tanto la carga orgánica filtrada efluente de la laguna facultativa primaria será:

$$Se = 62,60 (1 - 0,7137)$$

$$Se = 17,92 \text{ mg/L}$$

#### 7.4.3.4. LECHO DE SECADO

Se determina según el numeral E.4.10.7.2 del RAS-2000, donde según la Tabla E.4.46 aparecen valores de área requerida en m<sup>2</sup> por habitante según el tipo de lodo. La determinación del área del lecho, la composición del lecho y el manejo de lixiviados se presentó en el numeral 7.4.1.4.

#### 7.4.3.5. EFICIENCIA DE REMOCIÓN

La eficiencia conjunta de la alternativa de tratamiento por Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente y Manto de Lodos con Laguna Facultativa es:

$$\%E \text{ DBO}_5 = (200 - 17,92) / 200 = 91,04 \%$$

# ANEXOS



DIAGNÓSTICO Y ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS DE  
ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO PAILA ARRIBA

Código: INF01-PAI-062  
Versión: 02-14062013