ELABORACION DE ESTUDIOS Y DISENOS DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL CASCO URBANO Y EL CENTRO POBLADO LA FLORIDA EN EL MUNICIPIO DE ANOLAIMA, CUNDINAMARCA

FASE 1

CONSORCIO J&J

CONTRATO No CP-PR-2025-057

MUNICIPIO DE ANOLAIMA

INFORME DE DIAGNÓSTICO

JULIO DE 2025

MUNICIPIO DE ANOLAIMA

INFORME DE DIAGNÓSTICO

ELABORACION DE ESTUDIOS Y DISENOS DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL CASCO URBANO Y EL CENTRO POBLADO LA FLORIDA EN EL MUNICIPIO DE ANOLAIMA, CUNDINAMARCA

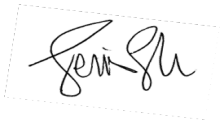
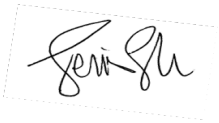
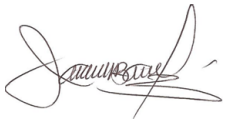
FASE 1

CONTRATO No CP-PR-2025-057
EDICIÓN INICIAL

JULIO DE 2025

CONTROL DE REVISIONES		
REV	**FECHA**	**DESCRIPCIÓN**
0	JULIO /25	Edición Inicial
1		
2		

CONTROL DE COPIAS	
1	Interventoría

Elaboró: Jesús Jiménez Lozano.	Revisó: Jesús Jiménez Lozano.	Aprobó: ING. Jorge Elvecio Baquero Díaz
Firma: 	Firma: 	Firma: 

INDICE DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 12

2 IDENTIFICACIÓN DEL MUNICIPIO. 13

2.1 Localización. 13

2.2 Límites. 14

2.3 Reseña Histórica. 16

2.4 Hechos Notables 16

3 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS DEL MUNICIPIO 18

3.1 Hidrografía. 18

3.1.1 Cuenca del Río Bahamón. 18

3.1.2 Cuenca del Río Curí. 18

3.1.3 Cuenca de la Agualauta. 18

3.1.4 Quebradas 19

3.2 Topografía. 19

3.3 Clima. 19

3.4 Humedad Relativa. 20
3.5 Precipitación. 20
3.6 Geología. 21
3.6.1 Formación Conejo (Kscn). 22
3.6.2 Grupo Guadalupe, Formación Labor y Tierna (Ksglt). 22
3.6.3 Grupo Guadalupe, Formación Plaeners (Ksgpl). 22
3.6.4 Grupo Guadalupe, Formación Arenisca Dura (Ksgd). 22
3.6.5 Formación Frontera (Ksf). 22
3.6.6 Formación Simijaca (Kss). 23
3.6.7 Formación Capotes (Kic). 23
3.6.8 Formación Hilo (Kih). 23
3.6.9 Depósitos Fluvio – Glaciares (Kf). 23
3.7 Altimetría y pendientes. 23
3.7.1 Aspectos agrológicos. 25
3.7.2 Relieve. 25
3.7.3 Laderas de Montaña. 25
3.7.4 Laderas con influencia coluvial. 25
3.7.5 Laderas de Montaña con influencia coluvial. 26
3.7.6 Abanicos. 26
3.7.7 Suelo 26
3.7.7.1 Propiedades de los suelos. 27
3.7.7.1.1 Propiedades físicas. 27
3.7.7.1.2 Propiedades químicas. 28
3.8 MEDIOS DE COMUNICACIÓN. 29

3.8.1 Vías de acceso a la Localidad 29
1.1.1 Eje vial principal Anolaima - San Carlos. 29
3.8.2 Eje vial secundario Anolaima - La Florida - Facatativá. 29
3.8.3 Eje vial secundario Anolaima – Balsillas. 29
3.8.4 Eje vial principal Anolaima - Corralejas - La Tribuna. 30
3.8.5 Eje vial secundario Anolaima - La Laguna - zona de Platanal - El retiro. 30
3.8.6 Eje vial secundario Anolaima - La Mesita - Quipile. 30
3.8.7 Eje vial secundario Anolaima - Calandaima - Cachipay. 30
3.8.8 Eje vial secundario Anolaima - San Juanito - Cachipay. 31
3.8.9 Otros ejes viales. 31
3.8.10 Corredor férreo. 31
3.9 Otros Medios de Comunicación. 33
4 División Política - Administrativa. 34
4.1 BARRIOS CASCO URBANO 34
4.2 Veredas catastrales 34
4.3 Inspecciones. 35
4.4 Caseríos. 35
4.5 Gobierno. 35
4.6 Servicios Varios. 35
5 servicios públicos. 36
6 estudio de población y demanda. 37
6.1 POBLACIÓN ACTUAL. 38
6.2 Proyección de Población 42
6.3 Estudios de Demanda de Agua. 47

6.3.1 Determinación de la demanda de agua Acueducto 51
6.3.2 Determinación de la demanda de agua Alcantarillado Sanitario. 52
6.3.3 Determinación de la demanda de agua Alcantarillado Pluvial. 57
6.3.3.1 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO 57
6.3.3.2 APLICACIÓN DEL MODELO RACIONAL PARA DETERMINACIÓN DE CAUDALES 58
6.3.3.3 CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA. 59
6.3.3.4 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA 59
6.3.3.5 METODOLOGÍA 62
6.3.3.6 ANÁLISIS DE LLUVIA 62
6.3.3.7 CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA IDF 62
6.3.3.8 Áreas de drenaje 67
6.3.3.9 Periodo de retorno de diseño 67
6.3.3.10 Intensidad de precipitación 68
6.3.3.11 Coeficiente de escorrentía 69
6.3.3.12 Tiempo de concentración 69
6.3.3.13 Tiempo de entrada, Te 70
6.3.3.14 Tiempo de recorrido, Tt 70
7 SISTEMA DE ACUEDUCTO. 72
7.1 OBRA DE CAPTACIÓN 72
7.1.1 BOCATOMA SECTOR ALTO 72
7.1.2 CÁMARA DE QUIEBRE DE PRESIÓN. 72
7.1.2.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES 73
7.1.3 BOCATOMA SECTOR BAJO 74
7.1.4 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES 75

7.2 RED DE ADUCCIÓN 76
7.2.1 RED DE ADUCCIÓN BOCATOMA DESARENADOR SECTOR ALTO 76
DESCRIPCIÓN 76
7.2.1.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES 76
7.2.2 RED DE ADUCCIÓN BOCATOMA DESARENADOR SECTOR BAJO 76
DESCRIPCIÓN 76
7.2.2.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES 77
7.3 DESARENADOR 77
7.3.1 DESARENADOR PARTE ALTA 77
DESCRIPCIÓN 77
7.3.1.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES 77
7.3.2 DESARENADOR PARTE BAJA 78
DESCRIPCIÓN 78
7.3.2.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES 79
7.4 RED DE CONDUCCIÓN 80
RED DE CONDUCCIÓN PARTE ALTA 80
DESCRIPCIÓN 80
7.4.1 RED DE CONDUCCIÓN PARTE BAJA 80
DESCRIPCIÓN 80
7.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE 81
DESCRIPCIÓN 81
7.5.1 Cámara de aquietamiento: 81
7.5.2 Cámara de mezcla con retro mezclador mecánico 83
7.5.3 Floculador mecánico 84

7.5.4 Sedimentador de flujo horizontal. 85
7.5.5 Filtros rápidos de flujo descendente y con retrolavado con lecho de antracita de arena. 86
7.5.6 Tanque de cloración. 88
7.5.7 Casa de Bombas. 88
7.5.8 Tanque de almacenamiento 89
7.5.9 Tanque Elevado para Retrolavado 90
7.5.10 Observaciones y recomendaciones 91
7.6 RED DE DISTRIBUCIÓN CASCO URBANO 91
7.6.1 DESCRIPCIÓN 91
7.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 96
8 SISTEMA DE ALCANTARILLADO. 98
8.1 Barrio La Gloria 98
8.1.1 Problemática del sistema de alcantarillado 98
8.2 Zona Centro 99
8.2.1 Problemática Del Sistema De Alcantarillado 99
8.3 Barrio Urbanización Caracolí 100
8.3.1 Problemática del sistema de alcantarillado. 100
8.4 Barrio El Porvenir 100
8.4.1 Problemática del sistema de alcantarillado. 100
8.5 ESQUEMA DE VERTIMIENTOS 101
8.5.1 Vertimiento 1 102
8.5.2 Vertimiento 2 106
8.5.3 Vertimiento 3 110

8.5.4 Vertimiento 4 114
8.6 Matadero Municipal 116
8.7 SÍNTESIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL 119
9 ANEXOS 120
9.1 Catastro de Pozos 120
10 BIBLIOGRAFIA 121

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localización Casco Urbano Municipio de Anolaima. 14
Figura 2. Localización Municipio de Anolaima 15
Figura 3. Vías de comunicación casco urbano Municipio de Anolaima 32
Figura 4. Gráfica Comportamiento Población Anolaima DANE 38
Figura 5. Estación Hidrometereológica Argentina. 60
Figura 6. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Argentina 60
Figura 7. Estación Hidrometereológica La Esperanza. 61
Figura 8. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación La Esperanza. 61
Figura 9. Regiones en Colombia R 64
Figura 10. Curvas IDF Intensidad, Duración y Frecuencia. 66
Figura 11. Bocatoma Sector Alto 74
Figura 12. Bocatoma sector bajo. 75
Figura 13. Desarenador sector alto 78
Figura 14. Desarenador sector bajo. 80
Figura 15. Descripción estructura existente PTAP. 82
Figura 16, Tanque de Almacenamiento 82
Figura 17. Cámara de Aquietamiento. 83
Figura 18. Mezcla rápida. 84
Figura 19. Floculador macánico. 85
Figura 20. Sedimentador 86
Figura 21. Filtros. 87
Figura 22. Laboratorio. 87
Figura 23. Válvulas Retrolavado de Filtros. 88
Figura 24. Cuarto de Bombas. 89

Figura 25. Tanque de Almacenamiento. 90
Figura 26. Sistema de Acueducto Presión. 93
Figura 27. Sistema de Acueducto. Diámetro de Tuberías. 94
Figura 28. Áreas aferentes. 101
Figura 29. Vertimiento 1. 103
Figura 30. Localización vertimiento 1 105
Figura 31. Foto de la Zona descrita. 106
Figura 32. Localización vertimiento 2. 107
Figura 33. Vertimiento 2 109
Figura 34. Punto de vertimiento 2 110
Figura 35. Localización de vertimiento 3 111
Figura 36. Sector Portal de La Virgen II 113
Figura 37. Tanque Séptico Portal de La Virgen II 114
Figura 38. Matadero Municipal 117
Figura 39. Localización Matadero Municipal. 118

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Distribución Geológica. 21
Tabla 2. Características de los suelos según pendiente dominante. 24
Tabla 3. Censos DANE. 37
Tabla 4. Proyección de población área urbana propuesta por el DANE 39
Tabla 5. Registro de recolección de basuras, casco urbano Municicpio de Anolaima. 40
Tabla 6. Tasas de crecimiento. 41
Tabla 7. Proyección de Población por los diferentes métodos. 44
Tabla 8. Proyección de Población 46
Tabla 9. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida 48
Tabla 10. Contribución Comercial. 54
Tabla 11. Contribución Institucional. 54
Tabla 12. Cuadro de Resumen demandas del Proyecto. 57
Tabla 13. Parámetros topográficos de las subcuencas. 63
Tabla 14. Promedio Precipitación máxima anual en 24h a nivel multianual 65
Tabla 15. Intensidad (Para los diferentes tiempos de retorno) 66
Tabla 16. Periodos de retorno o grado de protección 67
Tabla 17. Factor de Reducción 69

Tabla 18. Tubería instalada de Acueducto. 94
Tabla 19. Edad de Instalación de Tuberías 95

1 INTRODUCCIÓN

Actualmente el Municipio cuenta con un estudio reciente a nivel de diagnóstico y a nivel conceptual dentro del Plan de Ordenamiento Territorial POT, información básica para la elaboración del presente estudio.

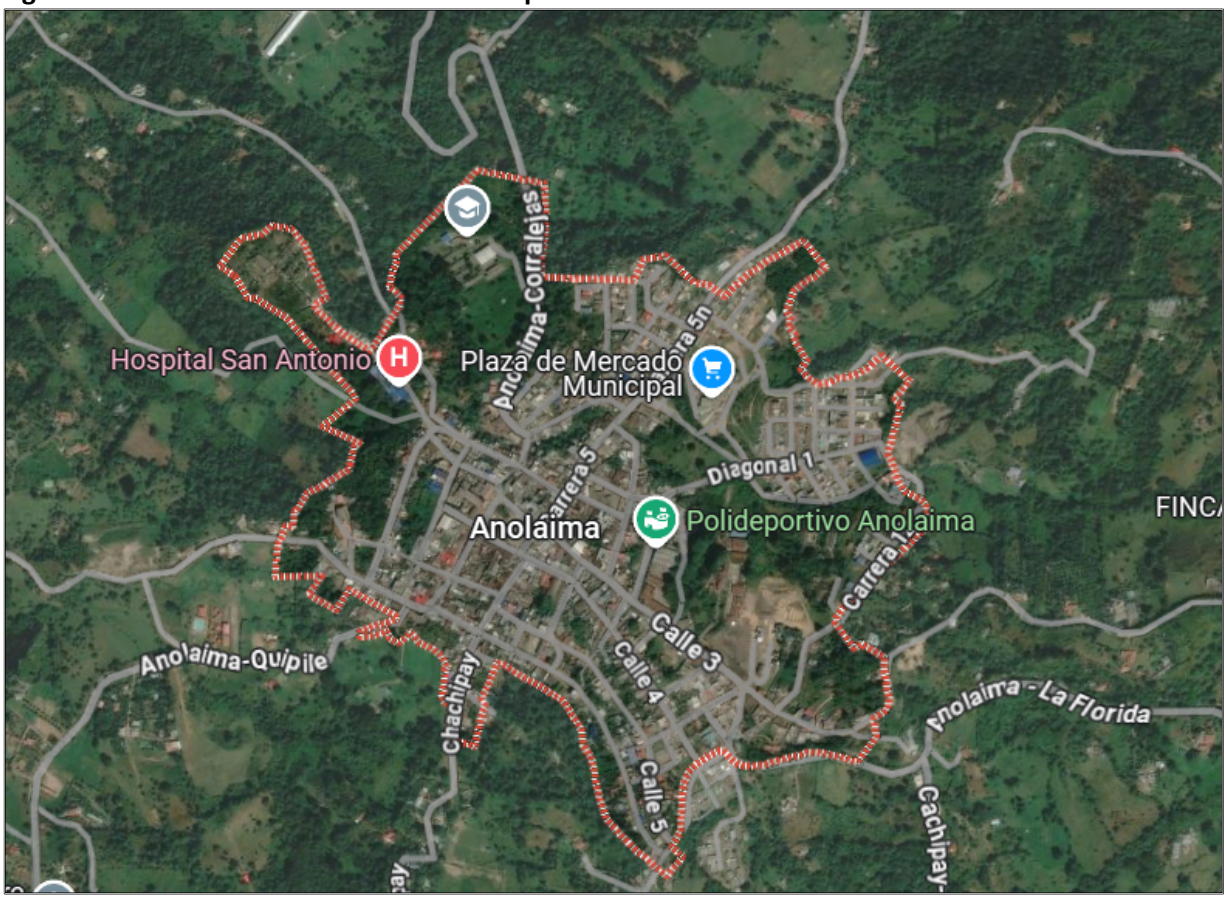
Se proyecta la optimización del Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado Municipal existente, el cual cuenta con infraestructuras tales como: **Acueducto** Obras de captación (Bocatomas de Fondo), Líneas de Aducción, dos Desarenadores, Línea de conducción, Planta de tratamiento de agua potable, Tanque de Almacenamiento y Redes de Distribución; **Alcantarillado** Redes de Distribución combinadas, sin embargo los sistemas presentan algunas falencias como: falta de agua en época de verano disminuye notablemente el caudal captado, debido a que los cultivos ubicados aguas arriba de su ubicación le quitan el agua, en la calidad de agua, en la tubería de la red de distribución que está en asbesto cemento y en la falta de presión para algunos sectores. En el Alcantarillado se presentan reboses e inundaciones por falta de separación de las redes de Alcantarillado Sanitario y Pluvial.

2 IDENTIFICACIÓN DEL MUNICIPIO.

2.1 LOCALIZACIÓN.

El municipio de Anolaima está ubicado en el pie de monte de uno de los brazos de la cordillera oriental, denominada Cruz Verde, en límites con el municipio de Facatativá encontramos Peñas de California ó Peñas Negras a una distancia de 3.000 metros de bosque húmedo de páramo, en límites de Alban y Guayabal de Síquima encontramos la cordillera de cabrera a 1550 metros de altura y el alto de goteras con una altura de 2800 metros, en limites con Zipacón y Facatativá encontramos Peñas Blancas con 2900 metros de altura y el Cerro de Manjui con 2900 metros, los anteriores pertenecen al bosque húmedo de páramo. También se encuentran cerros aislados de la cordillera como La Cuchilla de Alta Gracia, Alto de Pan de Azúcar, los Cerros de Guadalupe, Corama, Monserrate, Alto del Triunfo que rodean el casco urbano con alturas que oscilan entre 1600 y 1800 metros de altura. El municipio de Anolaima está localizado con coordenadas de Latitud Norte 4º 45' 40'' y Longitud Oeste 74º 27' 54''; desde el centro de la ciudad hasta la zona urbana del municipio son 71 Km.

Figura 1. Localización Casco Urbano Municipio de Anolaima.



Fuente. Google Maps

2.2 LÍMITES.

El área municipal es aproximadamente de 118,8 km2, distribuidas así: 11.742,9 hectáreas en sector rural y 87,41 hectáreas en el casco urbano de Anolaima; 45,32 hectáreas en la zona urbana de La Florida; 3,65 hectáreas en la zona urbana de Reventones; 3,11 hectáreas en la zona urbana de Corralejas y aproximadamente una hectárea en la zona urbana de Boquerón de Iló.

Anolaima limita:

Norte: Municipio de Guayabal de Siquima

Municipio de Albán

Oriente: Municipio de Facatativá

Municipio de Zipacón

Sur: Municipio de Cachipay

Occidente: Municipio de Quipile

Municipio de Bituima

Figura 2. Localización Municipio de Anolaima



Fuente. Propia.

2.3 RESEÑA HISTÓRICA.

El Municipio de Anolaima fue fundado en el año de 1538 por la legión conquistadora que se desplazaba hacia la sabana de Santafé de Bogotá dirigida por don Gonzalo Jiménez de Quesada. Los anolaymas eran de la nación Panche, fueron de las primeras tribus que encontraron los españoles al descender de la cordillera por el lado de Zipacón. El pueblo se formó de los agregados de Tocarema y Matima en 1604. El pueblo inicial se formó en la parte baja de la actual población sobre la quebrada y el alto del Resguardo. Allí se encuentran las ruinas de la capilla de San Vicente de Ferrer.

En 1822 no se había fundado la población de blancos o parroquia, la que se comenzó en 1802 a un lado del pueblo indio, hacia el camino real. El 18 de agosto de 1805 el cura de Anolaima don Luis Gonzaga de Martín informó al Virrey Amar y Borbón sobre el estado ruinoso de la iglesia de San Vicente Ferrer por abandono a causa de los temblores. El 20 de agosto de 1805 acordó hacer una nueva iglesia con un costo estimado en 7 mil pesos, para ello contrató los maestros Marcos Quijano, de Tocaima y Antonio Gómez de La Mesa. Este mismo año se comenzó la construcción. La obra de carpintería a cargo de los maestros Antonio Beltrán y José María Sandoval. La iglesia fue terminada por el cura José Elías Puyana. El pueblo de Anolaima que en 1815 fue incluido en el Cantón de Tocaima, no tenía la categoría de parroquia en 1822.

2.4 HECHOS NOTABLES

- Por los lados del caserío de Reventones de los padres Agustinianos tuvieron convento, en cuya memoria la vereda lleva el nombre San Agustín.
- El 24 de febrero de 1771 el alcalde informaba el levantamiento de los negros del tapiche "San Jerónimo" y pedía fuerzas para reprimirlos, petición que renovó el 25 de mayo don Nicolás Ballén de Guzmán teniente del gobernador letrado de La Mesa, el 10 de enero pidió establecer un estafeta en Anolaima para llevar el correo de este pueblo a aquella parroquia, sirviendo también a los de Bituima, San Juan de Rioseco y Beltrán. Fue aprobado por el Fiscal el 25 de este mes.
- El 11 de agosto de 1831 fue nombrado cura en Anolaima José Ignacio Pescador.
- El poblado se estabilizó hacia 1860 cuando se donó el área de población.

- En 1880 el párroco Francisco de Paula Higuera, quien duró 36 años, inició la actual iglesia.
- En Anolaima vivió Vargas Vila el romance de juventud que inspiró su novela "Aura o las Violetas", cuando allí estuvo de maestro de escuela hacia 1882.
- El 26 de julio de 1889 se dio a Eduardo Urdaneta título para explotar una mina de esmeraldas y en 1891 para otra de azufre, y por la misma fecha a Luciano Hernández y J. B. Taussant la concesión sobre una de carbón.
- En 1906 se hizo la primera plaza de toros en la calle 4ª entre carrera 3ª y 4ª, y la segunda en 1926, al otro lado del "Puente Cuerno", en el camino a Facatativa. El ganado de lidia se traía de la hacienda Mátima.
- En 1910 don Ricardo Castañeda donó el reloj de torre de iglesia, que aún funciona.
- En 1912 un incendio destruyó varias casas del contorno de la plaza, cuya construcción se hizo al año siguiente.
- En 1918 funcionó una factoría de azúcar.
- La fiesta de San Vicente Ferrer, patrono de la parroquia se celebra el primer domingo de septiembre.

3 CARACTERISTICAS GEOLOGICAS DEL MUNICIPIO

3.1 HIDROGRAFÍA.

El área que circunda al Municipio está representada principalmente por los ríos Bogotá, Sumapáz y Magdalena. Las aguas del río Bogotá en su cuenca media recorren parte de los municipios de La Mesa, El Colegio, San Antonio de Tena, Anolaima y Quipile.

La red hidrográfica del municipio se encuentra dividida en tres cuencas hidrográficas, las cuales son:

3.1.1 Cuenca del Río Bahamón.

Se encuentra ubica al oriente del municipio en el Cerro de Peñas Negras límites con el Municipio de Facatativa y alimenta el río que lleva su nombre, abastece los acueductos de la cabecera municipal y de la parte urbana de la Inspección de la Florida, además de algunos acueductos veredales, con también del municipio de Cachipay e Inspecciones del municipio de la Mesa.

3.1.2 Cuenca del Río Curí.

Al igual que el anterior se encuentra ubicada al oriente del municipio, en el cerro de Peñas Blancas en límites con el municipio de Facatativa. De ella se desprende el río que lleva su nombre abarcando gran parte del municipio y tiene su desembocadura en el río Apulo. De él se alimentan varios acueductos interveredales, jugando un papel importante para la economía de Anolaima ya que su área de influencia está destinada al cultivo de pan coger.

3.1.3 Cuenca de la Agualauta.

Ubicada en el cerro de Peñas Blancas de donde se desprende la quebrada Agualauta que alimenta Acueductos Regionales, Veredales e Intermunicipales, tiene también un área de influencia agrícola y ganadera.

3.1.4 Quebradas

La Miquita, Canta Gallo, Caloncho, Doña Juana, El Amarillo, El Resguardo, El Loro, La Pesquera, La Mugrosa, Chiniata, Santo Domingo, entre otras.

3.2 TOPOGRAFÍA.

En el municipio se destacan alturas importantes como: Los cerros de Peñas Blancas y Peñas Negras, el Alto del Águila, El Cerro de Pan de Azúcar, el Cerro de San Vicente y la cuchilla de Alta Gracia como los más importantes.

La meseta más importante es la de Mesitas de Caballero en donde en la actualidad se genera un desarrollo urbanístico y por ende turístico, jugando papel fundamental en todos los aspectos del desarrollo municipal.

3.3 CLIMA.

Por su localización el Municipio de Anolaima presenta pisos térmicos diferentes, uno de ellos, corresponde al piso térmico frío, ubicado en la zona Norte del Municipio, el otro corresponde al piso térmico templado que abarca la mayor parte del mismo, el último corresponde a una pequeña zona de clima cálido.

De acuerdo a los registros de las diferentes estaciones meteorológicas, en una misma zona se presenta poca variación en la temperatura durante el año. Así encontramos que en la estación Anolaima, con temperatura promedia anual de 18° C, se registra una máxima promedia de 19.4° C, en el mes de marzo y una mínima promedia de 18.4°C, en el mes de noviembre.

La temperatura promedio del Municipio está ubicada entre los 18 a 22 C°

3.4 HUMEDAD RELATIVA.

Entendida como la cantidad de agua en forma de vapor presente en la atmósfera. La humedad relativa tiene un carácter climatológico de primera magnitud por relacionarse con mecanismos como nubosidad, precipitación, visibilidad y en especial con la temperatura ya que depende de ella.

Teniendo como base los datos registrados en la estación La Florida, el Municipio de Anolaima alcanza niveles de humedad relativa del 85 % aproximadamente, en promedio mensual a lo largo del año. El menor porcentaje promedio mensual histórico se presenta en el mes de agosto con el 81% y el máximo promedio histórico mensual se presenta en el mes de noviembre con un 88%. Los valores extremos que se han presentado corresponden a un 75% registrado en el mes de septiembre de 1.992 y a un 93% presentado en febrero de 1.990, noviembre de 1.979 y 1.981 y en diciembre de 1.975.

3.5 PRECIPITACIÓN.

El Municipio de Anolaima posee un régimen de lluvias de tipo ecuatorial con patrón monomodal, con una precipitación promedio anual de 1.232,1 mm, donde el registro máximo anual se presenta para 1987 con un valor de 3.306,7 mm y el mínimo en el año de 1997 con 620,3 mm. Los datos anteriores corresponden a los registros de la estación de Primavera de Mátima, la cual se encuentra ubicada a una altura de 1850 metros sobre el nivel del mar, y proporciona datos a partir del año de 1.986. La estación en mención reporta los meses de mayo, octubre y noviembre como los de mayor precipitación promedio en la última década, mientras que los meses de junio, julio y agosto, como los de menor precipitación en el mismo lapso de tiempo.

La estación de La Florida, la cual se encuentra ubicada a una altura de 1.915 m.s.n.m., e instalada en noviembre de 1.970, muestra los meses de abril y mayo, al comienzo del año y los meses de octubre y noviembre finalizando el año, como los meses de mayor precipitación. Los registros de menor precipitación en el transcurso del año, y tomados por la misma estación son los meses de junio, julio y agosto.

3.6 GEOLOGÍA.

En el Municipio de Anolaima se encuentran las siguientes formaciones geológicas, cuya sucesión estratigráfica se halla determinada por su localización como borde sur-occidental de la sabana de Bogotá, conformando la hoya hidrográfica de los ríos Bahamón y Curí.

DISTRIBUCION GEOLOGICA

Tabla 1. Distribución Geológica.

Sigla	DESCRIPCION
Kscn	FORMACION CONEJO
Ksglt	GRUPO GUADALUPE, FORMACION LABOR TIERNA
Ksgpl	GRUPO GUADALUPE, FORMACION PLAENERS
Ksgd	GRUPO GUADALUPE, FORMACION ARENISCA DURA
Ksf	FORMACION FRONTERA
Kss	FORMACION SIMIJACA
Kic	FORMACION CAPOTES
Kih	FORMACION HILO
Qf	DEPOSITOS FLUVIO – GLACIARES

FUENTE: INGEOMINAS.

3.6.1 Formación Conejo (Kscn).

Sucesión de arcillolitas y lodolitas, algo calcáreas gris con esporádicas capaz medias de limolita, arenitas de cuarzo de grano fino y biomicrita. Se localiza hacia el norte del Municipio (3000 m.s.n.m) en el Cerro Negro en límites con el Municipio de Guayabal de Síquima, sobre las márgenes de la quebrada La Gualauta en el sitio denominado Santa Ana, sector centro norte del Municipio y sobre el sector denominado San Cayetano hacia el norte de la Inspección de Policía La Florida.

3.6.2 Grupo Guadalupe, Formación Labor y Tierna (Ksglt).

Arenisca de cuarzo, grano fino medio en capas gruesas. Se ubica en el Municipio (3000 m.s.n.m) en nacimientos del Río Curí limitando con el Municipio de Facatativá.

3.6.3 Grupo Guadalupe, Formación Plaeners (Ksgpl).

Limolita silícea y chert, en capas delgadas a medias, con intervalaciones de lodo y arenitas de cuarzo de grano fino en capas delgadas a medias. Al igual que la anterior se localiza sobre el nacimiento del Río Curí.

3.6.4 Grupo Guadalupe, Formación Arenisca Dura (Ksgd).

Arenisca de Cuarzo de grano fino, en capas delgadas a muy gruesas, con intercalaciones de limolitas silíceas. Se ubica en límites con el Municipio de Facatativá, sobre terrenos del nacimiento del Río Curí.

3.6.5 Formación Frontera (Ksf).

En la parte inferior, limolita calcárea con capas medias y delgadas de micrita, con concreciones de diferentes tamaños, se localiza en franjas delgadas en sentido norte - sur, conformando las Peñas de California hacia el oriente del Municipio y en el mismo sentido sobre el cauce de la quebrada La Gualauta; también un sector importante del centro del Municipio localizado entre la cabecera del mismo y la Inspección de La Florida. A este último corresponde la parte media que se compone en lodolitas silíceas en capas delgadas.

3.6.6 Formación Simijaca (Kss).

Está compuesta de arcillolitas y lodolitas negras con gris oscuras, con esporádicas intercalaciones de arenitas de cuarzo de grano fino. Comprende gran parte del centro – occidente del Municipio, en límites con los Municipios de Quipile y Bituima.

3.6.7 Formación Capotes (Kic).

Se compone de limolitas de arcillolitas negras con algunos niveles de concreciones. En el Municipio se localizan al occidente, formando cintas estrechas que lo atraviesan en el sentido norte – sur.

3.6.8 Formación Hilo (Kih).

Compuesta por limolitas y lodolitas calcáreas a veces silíceas, con estratificación delgada a media, laminación plana paralela y esporádicas capas de micrita. Al igual que la anterior formación se ubica sobre sectores que limitan con el Municipio de Quipile, formando capas delgadas y alargadas en sentido norte – sur atravesando el Municipio.

3.6.9 Depósitos Fluvio – Glaciares (Kf).

Pertenecientes al periodo cuaternario del Holoceno. Se localiza disperso en sentido oriente – occidente; su parte más amplia se encuentra en las zonas altas del Municipio en límites con Facatativá. De este punto hacia Quipile se va depositando y formando capas alargadas.

3.7 ALTIMETRÍA Y PENDIENTES.

Topográficamente el Municipio de Anolaima posee un relieve montañoso donde las elevaciones oscilan entre 1.200 y 2.800 m.s.n.m. En la vereda de San Rafael sobresalen las Peñas de California, cuyas pendientes fluctúan entre los 50 y 75%. En las veredas de San Jerónimo y El Limonal encontramos pendientes superiores al 75%. Sectores de Mesitas de Caballero, San Juanito y Cayundá se caracterizan conjuntamente con un sector intermedio entre Pozo Hondo, Primavera de Mátima y Mátima, por tener pendientes menores al 12%.

El sector occidental de la vereda el Retiro y desembocando en la vereda El Descanso, y Chiniata presenta pendientes de más del 75% en donde se destaca el alto del Burro.

El sector central, correspondiente a las veredas de San Isidro, Platanal, Santa Bárbara y Balsillas, presentan pendientes entre el 12 y el 25%. Así descritas, el Municipio cuenta con las siguientes pendientes

Pendientes suaves: ..... 7 - 12%
Pendiente Moderada: ..... 12 - 25%
Pendiente ligeramente fuerte: ..... 25 - 50%
Pendientes Fuerte: ..... 50%.

CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS SEGUN PENDIENTE DOMINANTE

Tabla 2. Características de los suelos según pendiente dominante.

No.	PENDIENTE (%)	USOS
1	3 a 12	Pastos manejados, café con cultivos como caña, plátano, frutales y maíz.
2	12 a 25	Rastrojo, pastos manejados, café y árboles frutales
3	25 a 50	Cultivos tradicionales como arveja, maíz frutales y otros semestrales
4	50 a más 75	Rastrojo, bosque natural, cultivos y pastos

FUENTE: CAR

3.7.1 Aspectos agrológicos.

La zona de estudio presenta un gran paisaje montañoso escarpado y colinado. Está muy degradado por acción fluvio-erosional, perdiendo su conformación y regularidad inicial.

Dentro del relieve montañoso se presenta un complejo de montañas fluvio-erosionales, con montañas (colinas) moderadamente disectadas, laderas estructurales, laderas erosionales y grandes zonas de resaltos de ladera formados por procesos geomorfológicos como remoción en masa, deslizamientos y reptación que originan un relieve con pendientes más suaves (7-12%). Algunos estratos de rocas han resistido la incidencia de fenómenos de meteorización, dejando al descubierto grandes zonas rocosas que afloran en superficie.

3.7.2 Relieve.

El Municipio de Anolaima presenta a lo largo de su perímetro cuatro tipos de formas generales de relieve. Su descripción específica y de composición geológica estructural es la siguiente:

3.7.3 Laderas de Montaña.

En el sector de piso térmico frío húmedo esta conformada por areniscas, lutitas y cenizas volcánicas presentándose de fuertemente quebradas a escarpadas. Actualmente presenta un proceso geomorfológico de escurrimientos concentrados y deslizamientos.

En un sector en el que predomina el piso térmico medio húmedo los suelos se componen de arcillas, areniscas y plaeners que presentan formas de quebradas a escarpadas con procesos geomorfológicos actuales de erosión por escurrimiento concentrado. En otro sector del mismo piso térmico la composición de los suelos denota la presencia de lutitas calcáreas, las cuales dan formas quebradas a escarpadas con procesos geomorfológicos actuales de escurrimientos concentrados y deslizamientos localizados.

3.7.4 Laderas con influencia coluvial.

En el sector del piso térmico frío húmedo a frío muy húmedo está conformada por cenizas volcánicas y/o lutitas y areniscas, sus formas se caracterizan por ser quebradas a escarpadas y su proceso geomorfológico actual es de solifluxión, deslizamientos localizados y golpes de cuchara.

En el sector medio húmedo se conforma por lutitas y cenizas volcánicas, su forma es de quebradas a fuertemente quebradas y su proceso geomorfológico actual es de coladas de barro, solifluxión y golpes de cuchara; y en otro sector del mismo piso térmico las características de sus formas son de onduladas a fuertemente onduladas y su proceso geomorfológico es de deslizamientos.

3.7.5 Laderas de Montaña con influencia coluvial.

En el sector de los pisos térmicos medio húmedo su material parental es de lutitas y materiales hetereométricos de areniscas en matriz fina, arcillas, localmente cenizas, lutitas con inclusiones calcáreas, sus características son de fuertemente quebradas a escarpadas y onduladas a fuertemente onduladas, su proceso geomorfológico actual es de Solifluxión y deslizamientos sectorizados, coladas de barro, escurrimiento difuso y deslizamientos localizados.

3.7.6 Abanicos.

En el sector medio húmedo a muy húmedo sus materiales son hetereométricos en matriz arcillosa, sus formas son ligeramente inclinado a inclinado y su proceso geomorfológico actual es de un escurrimiento difuso.

3.7.7 Suelo

Se cree que en la evacuación del gran lago de la sabana de Bogotá, se produjo desprendimiento y arrastre de materiales que se depositaron en forma selectiva a lo largo del trayecto, razón por la cual en algunos sitios como La Mesa, Anolaima, Anapoima, Apulo entre otros, se observan bloques y cantos angulosos y redondeados de diferentes tamaños (Coladas de barro) en matriz fina.

En la zona quebrada del área comprendida entre los municipios ya mencionados, se presentan diferentes formaciones geológicas que van del Cretáceo, al Terciario. Dentro de las

primeras deben citarse el gran grupo de Villeta, constituido entre otros por las formaciones: Trincheras y Socotá. La primera presenta alternancia de Calizas y Shales negros; la segunda está compuesta por areniscas calcáreas, Shales grises y marrones en la superficie, con alternancia de lutitas, margas y concreciones fosilíferas. Esta formación se localiza en los sitios de la Florida, La Sierra, El Alto, El Rosario y sector de Quipile y Anolaima, originando suelos con alto contenido de bases.

El material dominante de las zonas aluviales está integrado por aluviones gruesos y finos, cuya selección está dada por el distanciamiento del curso de los ríos hacia la planicie o del ápice al pié de los abanicos.

Las terrazas se localizan a continuación de la planicie de inundación, con un relieve plano a ligeramente inclinado. Se presentan en cuatro niveles: I-II-III- y IV, separadas por taludes bien definidos en unos casos e imperceptibles en otros.

Los taludes muestran un relieve fuertemente quebrado a escarpado, con materiales heterométricos. En la Mesa, Fusagasugá y Anolaima, los materiales son heterométricos y de mayor tamaño, provenientes de las grandes remociones en masa que sufrieron los mencionados abanicos.

3.7.7.1 Propiedades de los suelos.

3.7.7.1.1 Propiedades físicas.

Las propiedades físicas son importantes para el estudio de suelos desde el punto de vista de la producción agrícola en cuanto son responsables del sostenimiento y fijación de las plantas.

En cuanto a textura la zona de estudio presenta suelos de textura media (F-FAr); la estructura es en bloques subangulares media y moderada en superficie sobre horizontes masivos; los colores dominantes en la zona son negro, pardo oscuro y gris muy oscuro en los primeros

horizontes y colores más claros relacionados con el material parental en los horizontes inferiores; En general el drenaje es bueno para toda la zona con áreas muy localizadas de drenaje imperfecto (sectores cóncavos); la porosidad está muy relacionada con el drenaje, por lo cual, el porcentaje de espacios vacíos en toda la zona es alto; la densidad aparente va de acuerdo al contenido de materia orgánica, mostrando valores muy bajos por alto contenido de materiales orgánicos; en cuanto a retención de humedad esta es mayor cuanto más finas son las texturas, por lo cual la zona presenta adecuado contenido de humedad para la producción agrícola.

3.7.7.1.2 Propiedades químicas.

Las propiedades químicas de los suelos dependen de la naturaleza y composición de los constituyentes edáficos, además son importantes ya que permiten conocer el estado actual de la fertilidad de los suelos y proveen criterios básicos para evaluar su génesis y clasificación.

El pH es una característica muy importante ya que de su valor depende en gran parte la disponibilidad de muchos nutrientes. El Municipio presenta suelos ácidos en toda su extensión muy relacionado con el alto contenido de aluminio por lo que se deduce que la acidez se debe a este elemento.

3.8 MEDIOS DE COMUNICACIÓN

3.8.1 Vías de acceso a la Localidad

1.1.1 Eje vial principal Anolaima - San Carlos.

Vía de penetración intermunicipal – Carretera pavimentada: presenta excelentes condiciones ya que en la actualidad esta totalmente pavimentada, conecta, como ya se había mencionado anteriormente, de forma estructural con Cachipay, La Mesa, Región del Tequendama, y con Zipacón, Facatativá y Bogotá D. C., también conecta con La Florida principal centro poblado del municipio. Dentro del municipio sirve y servirá como eje vial base para el desarrollo de la zona sur - central del territorio, conectando en la zona urbana con el proyecto Complejo económico municipal a través de la Av. Circunvalar.

3.8.2 Eje vial secundario Anolaima - La Florida - Facatativá.

Vía de penetración intermunicipal – Carretera sin pavimentar: se proyecta para recoger todas las actividades que se realicen en toda la franja oriental del municipio y en su importancia se destaca que conecta directamente con el Distrito de Manejo Integrado, substancial zona del municipio.

3.8.3 Eje vial secundario Anolaima – Balsillas.

Vía de penetración rural – Carretera sin pavimentar: es necesario desarrollarlo en el mediano plazo por su cobertura, conecta la parte central del municipio, exactamente las veredas de Balsillas, el sur de San Rafael y sur de Primavera de Mátima, tiene la ventaja de desembocar directamente en el centro de acopio y mercado de productos agropecuarios – Complejo económico municipal.

3.8.4 Eje vial principal Anolaima - Corralejas - La Tribuna.

Vía de penetración intermunicipal – Carretera pavimentada y sin pavimentar: conecta la parte central del municipio hacia el norte hasta Corralejas, y desde allí por un lado conecta la parte norte hacia el oriente del municipio comunicándonos con Guayabal de Síquima hasta llegar a la carretera Facatativá - zona del Gualivá, y por el otro lado conecta la parte norte hacia el occidente del municipio a Reventones - Boquerón de Iló - La sierra - Quipile. También tiene un ramal importante desde la vereda Santa Bárbara hacia el norte comunicando el norte de la vereda San Rafael.

3.8.5 Eje vial secundario Anolaima - La Laguna - zona de Platanal - El retiro.

Vía de penetración rural – Carretera sin pavimentar: es el que más desarrollo necesita, conectando una buena parte de la zona occidental - centro del municipio zona que necesita amplio desarrollo económico y social, se proyecta construir en el mediano, pero se considera de gran importancia para el desarrollo de sur de las veredas Platanal, El retiro, Luchima e Iló.

3.8.6 Eje vial secundario Anolaima - La Mesita - Quipile.

Vía de penetración rural – Carretera sin pavimentar: de gran importancia dentro del ordenamiento territorial, conecta una zona de buena proyección municipal, de suelo suburbano, y a su vez es una alternativa de comunicación con el municipio de Quipile, con el cual se proyectan flujos económicos, sociales y ambientales.

3.8.7 Eje vial secundario Anolaima - Calandaima - Cachipay.

Vía de penetración rural – Carretera sin pavimentar: aunque no está pavimentada ofrece una vía en recebo compactado con buenas especificaciones en cuanto hace referencia al diseño geométrico y obras de arte; por lo tanto ofrece excelentes condiciones como para ser la base de las actividades agropecuarias, así como generar el desarrollo de la parte sur del municipio.

3.8.8 Eje vial secundario Anolaima - San Juanito - Cachipay.

Vía de penetración rural – Carretera sin pavimentar: junto con la ruta anterior sirve como base para las actividades agropecuarias del sector sur del municipio.

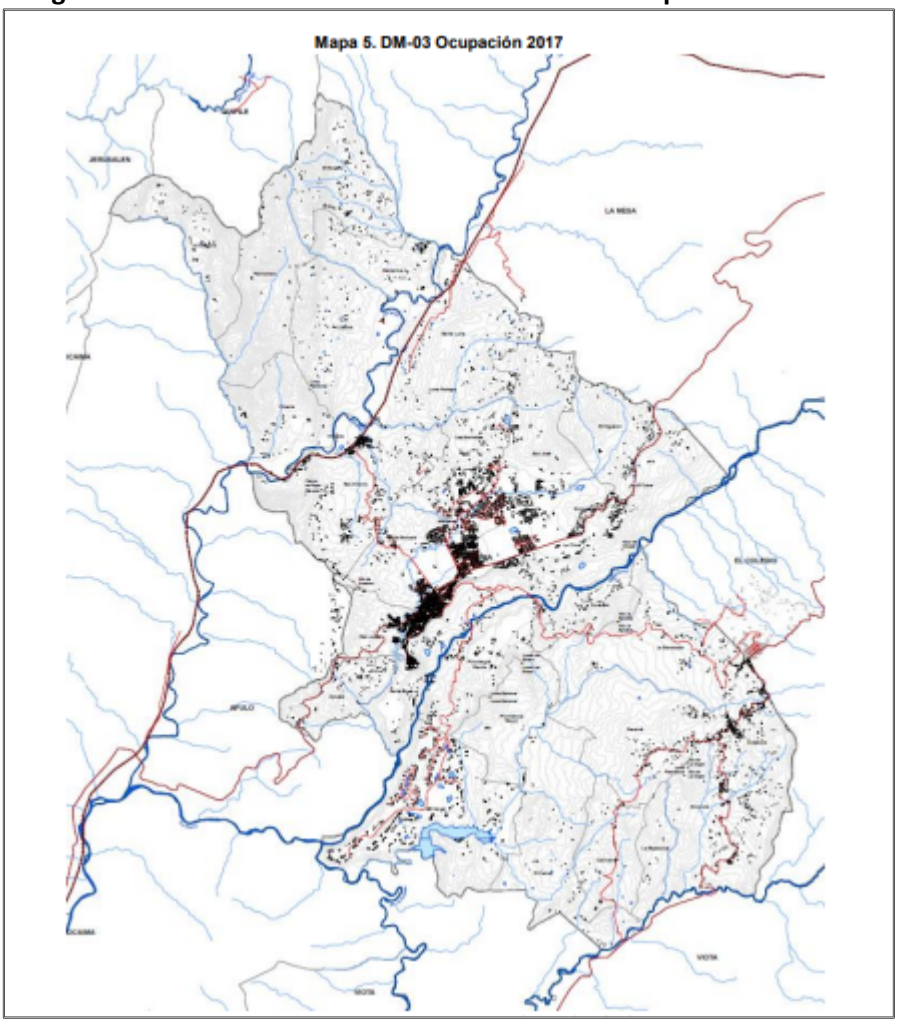
3.8.9 Otros ejes viales.

Otros ejes viales podrán incorporarse al presente plan vial, tales como vías que permitan el desarrollo de zonas o proyectos de connotación municipal o regional como las de penetración a la planta de tratamiento de residuos sólidos o el proyectado matadero municipal.

3.8.10 Corredor férreo.

Dentro de la posibilidad tangible que la línea ferroviaria se habilite en el mediano plazo, surge la necesidad de tenerla en cuenta, así como a sus zonas aledañas, dentro del Esquema de Ordenamiento territorial de Anolaima, evitando su ocupación temporal o permanente en las zonas aledañas rurales y dentro del centro poblado de La Florida, Las respectivas zonas adyacentes deben tener por lo menos seis 6.00 metros a lado y lado de la vía como espacio férreo en zona rural y 10 metros en el recorrido dentro del centro poblado La Florida. Para el municipio es importante tener en cuenta el ferrocarril porque tendría un efecto vinculante económico, social y turístico, concediéndole a la zona afectada un aumento en valor agregado y por consiguiente en plusvalía.

Figura 3. Vías de comunicación casco urbano Municipio de Anolaima



Fuente. Foto Aérea IGAC.

3.9 OTROS MEDIOS DE COMUNICACIÓN.

La prestación del servicio de Telecomunicaciones en el Departamento de Cundinamarca lo ha ejercido TELECOM; desde hace varias décadas, en la actualidad estos son algunos de los servicios con que cuenta la comunidad:

- Llamadas nacionales e Internacionales
- Servicio de Telefonía Móvil Celular
- Teléfonos públicos
- Servicio de atención inmediata (SAI)
- Discado Directo Internacional
- Internet
- Fax
- Entrega de facturación
- Línea 199 Operadora Internacional
- Línea 190 Atención al cliente
- Línea 191 Llamadas Nacionales
- Correspondencia
- Otros

4 DIVISIÓN POLÍTICA - ADMINISTRATIVA.

Anolaima se encuentra distribuido de la siguiente forma: Casco Urbano, 12 veredas, 2 Inspecciones y 2 Corregimientos

4.1 BARRIOS CASCO URBANO

En el casco urbano se encuentran los siguientes barrios:

- San Vicente
- San Antonio
- San Luis
- Coomulvia
- Villa Carolina
- Las Margaritas
- El Porvenir
- La Gloria
- Santa Cecilia
- Centro
- Santander
- San Isidro.

4.2 VEREDAS CATASTRALES

En Municipio se encuentran las siguientes veredas:

- Reventones
- Iló
- San Agustín
- Paloquemao
- Mátima
- La Florida
- San Isidro
- Mesitas de Caballero
- Monte Largo
- San Jerónimo
- Las Mercedes
- Cayundá.

4.3 INSPECCIONES.

La Florida

Reventones.

4.4 CASERÍOS.

Corralejas

Boquerón de Ilό

4.5 GOBIERNO.

El municipio cuenta con:

- Alcaldía
- Secretaria de Gobierno y Asuntos Administrativos
- Inspección Municipal
- Almacén y Archivo General
- Tesorería Municipal
- Secretaria de Planeación, Obras y Servicios Públicos
- Coordinación de Servicios Públicos
- Coordinación de obras públicas
- Secretaría de desarrollo social y comunitario
- Coordinación Umata
- Coordinación Deportes, Cultura y Turismo
- Promoción Programas Sociales (Salud y Educación)

4.6 SERVICIOS VARIOS.

- Telecom.
- Energía Eléctrica (CODENSA)
- Plaza de Mercado
- Matadero
- Casa de la Cultura
- Iglesia
- Galerías

5 SERVICIOS PÚBLICOS.

Los servicios de Acueducto, Alcantarillado y Aseo, son prestados por la Administración Municipal, a través de la oficina de Servicios Públicos.

La Energía es prestada por la Empresa Enel.

El Gas se presta por la Empresa Vanti.

6 ESTUDIO DE POBLACIÓN Y DEMANDA.

Se presenta el Estudio de población y demanda para el Casco urbano del Municipio de Anolaima.

Como punto de partida para el análisis futuro de la población, se presenta a continuación la relación de censos obtenidos a nivel nacional por el DANE:

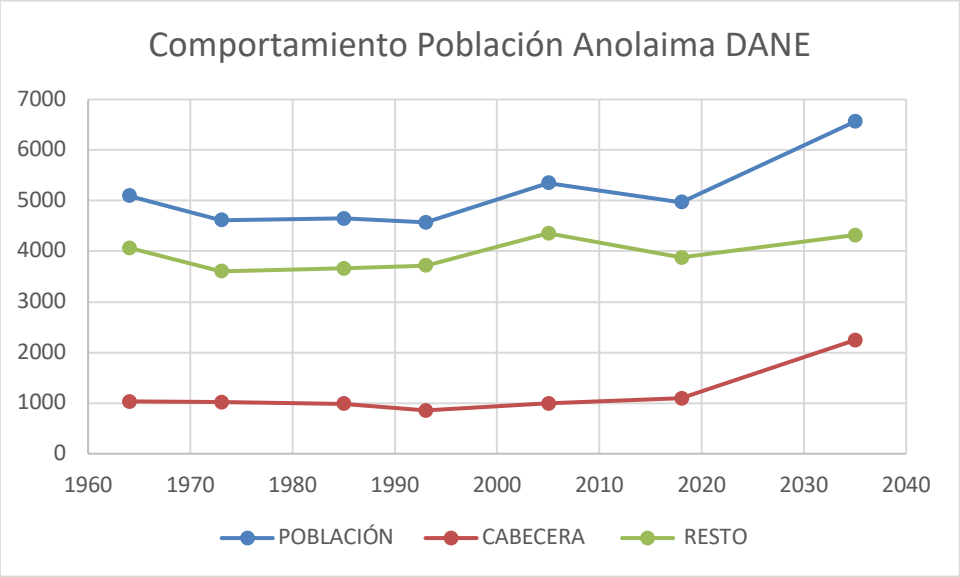
Tabla 3. Censos DANE.

INFORMACIÓN DEL CENSO DE POBLACIÓN			
AÑO	**POBLACIÓN**	**CABECERA**	**RESTO**
1973	4.618	1.015	3.603
1985	4.650	986	3.664
1993	4.572	856	3.716
2005	5.350	994	4.356
2018	4.973	1.097	3.876
2035	6.563	2.246	4.317

Fuente: Propia.

A nivel general se presenta a continuación el comportamiento o tendencia dados los resultados históricos obtenidos.

Figura 4. Gráfica Comportamiento Población Anolaima DANE



Fuente. Propia.

Dentro de los procesos de reorganización administrativa y territorial es evidente la disminución de la población para el censo del año 1993, cabe señalar que para ese año el Municipio presenta un decrecimiento sostenido para la zona rural excepto para la zona urbana, convirtiéndose este como fenómeno importante de este Municipio del departamento de Cundinamarca.

6.1 POBLACIÓN ACTUAL.

Como dato de población actual se tiene en cuenta el resultado de proyección de población hecha por el DANE (Estudio post censales–Proyección nacional y departamental – Publicación año 2020).

De acuerdo con las consideraciones del DANE, estas proyecciones fueron realizadas tomando como base los resultados ajustados de población del Censo 2018 y la conciliación censal 2005 - 2018; así como los análisis sobre el comportamiento de las variables

determinantes de la evolución demográfica, las hipótesis y algunos comentarios sobre sus resultados.

Se muestra en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, la proyección de población hecha para el Municipio de Villagómez, se señala la cantidad de habitantes esperada para el área Urbana.

Tabla 4. Proyección de población área urbana propuesta por el DANE

2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035
4327	4382	4493	5039	5494	5919	6145	6338	6527	6694	6837	6971	7091	7220	7325	7443	7545	7669

Fuente: DANE. Información estadística proyecciones de población Municipales por área 2018-2035

Población Proyectada por el DANE en el Área Urbana: **6338 Habitantes para el año 2025.**

- ***Información Básica Censal***

Para el presente diseño, se tuvo en cuenta los censos elaborados por el DANE para el municipio de Anolaima en los años 1973, 1985, 1993, 2005 y 2018, los cuales se relacionan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, también se utilizaron los datos otorgados del número de usuarios del servicio de acueducto por parte de la oficina de servicios públicos desde el año 2019 a 2024 e información censal de la zona urbana del departamento. En cuanto a los usuarios del sistema para el año 2024 la cual arrojo la cantidad de 1792 usuarios de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo.

- ***Población Flotante***

Los censos de población son herramientas administrativas con una amplia historia en nuestra sociedad y fundamentales para la aplicación equitativa de políticas concretas. No obstante, existen numerosos problemas de muy diversa índole que en la práctica impiden su exactitud, incluso relativa, siendo quizá el principal de ellos el de la movilidad.

A causa del desarrollo de los medios de transporte, la expansión de las infraestructuras y el abaratamiento relativo de los costos económicos, las personas disfrutan en la actualidad de unas posibilidades de movilidad cada vez más amplias, fenómeno al cual hay que añadir las características propias de nuestra sociedad en sus vertientes política, económica o cultural, que han transformado nuestra forma de vivir el territorio.

De este modo y por una parte, las áreas metropolitanas, con sus entramados políticos, empresariales, laborales, sociales…, se consolidan y cada vez se extienden más y no sólo en el sentido geográfico; por otra parte, se multiplican nuestros desplazamientos por motivos de ocio a lugares más o menos distantes, convirtiéndonos en ambos casos en habitantes efímeros de los lugares visitados.

Decimos "habitantes" en el sentido estricto de la palabra, pues cuando nos desplazamos desde nuestra habitual residencia a otros lugares, a otras ciudades, nos convertimos como mínimo por unas horas en sus moradores, ocupando un espacio físico, nuestra persona y/o nuestro vehículo, consumiendo recursos (agua, alimentos, gasolina…), alquilando habitaciones de hotel, visitando museos y un sinfín más de posibilidades, muchas de ellas gratuitas.

Teniendo en cuenta que la población tiene una Alta actividad turística y comercial se ajustan las proyecciones de población para el casco urbano según la recolección de basuras, información disponible de la oficina de planeación. Lo anterior se relaciona en la siguiente:

Tabla 5. Registro de recolección de basuras, casco urbano Municicpio de Anolaima.

MES	2021	2022	2023	2024
ENERO	181.78	176.32	172.12	180.43
FEBRERO	159.99	148.43	133	147.17
MARZO	175.12	167.1	150.77	142.86

ABRIL	163.15	152.72	137.76	161.06
MAYO	159.02	156.1	158.55	155.73
JUNIO	166.23	163.09	158.81	154.9
JULIO	166.28	150.73	150.12	170.99
AGOSTO	169.93	152.5	152.4	146.77
SEPTIEMBRE	157.73	145.89	130.61	129.12
OCTUBRE	158.58	146.75	147.73	143.56
NOVIEMBRE	172.83	152.66	140.88	151.21
DICIEMBRE	191.29	159.46	158.27	163.44

Fuente: Oficina de Servicios Públicos

Teniendo en cuenta los picos de la recolección de basuras, en los años del 2021 – 2024, se obtiene una población flotante de 1.34%, 73 habitantes.

- ***Tasas de crecimiento***

Partiendo del último censo de población realizado por el DANE (2018) y proyectando valores extremos dados para el horizonte de diseño (2051) se puede considerar las siguientes tasas de crecimiento.

Tabla 6. Tasas de crecimiento.

SERVICOS PUBLICOS Anolaima ZN casco urbano				TASAS DE CRECIMIENTO ESP	
AÑO	USUARIOS	PERSONAS	ARITMETICO	GEOMETRICO	EXPONENCIAL
2019	1683	5386	Pendiente	r	K
2020	1701	5444	58	1.08	1.07
2021	1715	5488	44	0.81	0.80
2022	1744	5581	93	1.69	1.68
2023	1785	5712	131	2.35	2.32
2024	1792	5735	23	0.40	0.40
			69.80	1.27	1.26

Fuente: Propia

6.2 PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema. Se calculó la población, utilizando por lo menos los modelos matemáticos: Aritmético, Geométrico y Exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. Los datos de población deben estar ajustados con la población flotante y la población migratoria.

Para el presente proyecto el cálculo de la proyección de la población se establecerá por los métodos aritmético, geométrico y exponencial. Los datos de entrada corresponden a los valores de los censos históricos realizados por el DANE los cuales se relacionan en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**.

La determinación de las variables a utilizar en la proyección de población será:

- Pf= Población correspondiente al año para que se requiere proyectar la población (hab)
- Puc=Población correspondiente al último año censado con información (hab)
- Pci= Población correspondiente al censo inicial con información (hab)
- Pcp= Población del censo posterior (hab)
- Pca= Población del censo anterior (hab)
- Tuc= Año correspondiente al último año censado con información.
- Tci= Año correspondiente al censo inicial con información.
- Tf= Año al cual se quiere proyectar la información.
- Tcp= Año correspondiente del censo posterior.
- Tca= Año correspondiente del censo anterior.

Como tal se describen las principales características de los modelos matemáticos a utilizar.

Proyección Método Aritmético

La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc})$$

Proyección Método Geométrico

La ecuación que se emplea es:

$$P_f = P_{uc} * (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

Donde r es la tasa de crecimiento anual en forma decimal. La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{UC} - T_{CI})}} - 1$$

Proyección Método Exponencial

La ecuación que se emplea es:

$$P_f = P_{ci} * e^{k*(T_f - T_{ci})}$$

Donde k es la tasa de crecimiento de la población la cual se calcula como el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, así:

$$k = \frac{LnP_{cp} - LnP_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Tabla 7. Proyección de Población por los diferentes métodos.

AÑO	Aritmetico	Geometrico	Exponencial
2021	5561	5561	5561
2022	5631	5632	5632
2023	5701	5703	5703
2024	5771	5775	5775
2025	5841	5848	5848
2026	5910	5922	5922
2027	5980	5997	5997
2028	6050	6073	6072
2029	6120	6150	6149
2030	6190	6228	6227
2031	6259	6307	6305
2032	6329	6387	6385
2033	6399	6468	6466
2034	6469	6549	6547
2035	6539	6632	6630
2036	6608	6716	6714
2037	6678	6801	6799
2038	6748	6887	6885
2039	6818	6975	6972
2040	6888	7063	7060
2041	6957	7152	7149
2042	7027	7243	7239
2043	7097	7335	7331
2044	7167	7427	7423
2045	7237	7521	7517
2046	7306	7617	7612
2047	7376	7713	7708
2048	7446	7811	7806
2049	7516	7910	7905
2050	7586	8010	8004
2051	7655	8111	8106

Fuente: Propia

Comparación de Métodos y Adopción del Método de Proyección

El análisis de la proyección de población partió de la comparación de los métodos descritos anteriormente y que se resumen en la tabla anterior. En él se analiza y se compara el comportamiento y la tendencia generada por el análisis de la información de los censos históricos hechos por el DANE.

De igual manera es de significativa importancia incluir en el análisis la proyección de población hecha por el DANE de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, la cual abarca un periodo de proyección desde el 2018 hasta el 2035 y la proyección de población de usuarios del acueducto del casco urbano que según el Censo de 2018 del DANE reporta una cobertura se servicio de más del 90% con un promedio de 3.2 personas/ vivienda, a partir de los registros suministrados por la oficina de servicios públicos Municipales y relacionados en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**.

Con base en lo anterior, se escoge para la proyección de población el Método Geométrico, ya que es el que más se acerca a las proyecciones del DANE del 2018 – 2035.

Se pudo constatar que el que mejor se ajusta a la dinámica poblacional es la tendencia de crecimiento según Usuarios del Acueducto mediante el método Geométrico, el cual establece un valor de 5848 habitantes para el año 2025 y una tasa de crecimiento adoptada 1.27%, en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se establece la proyección final de población del casco urbano para un horizonte de diseño de 25 años (2026-2051).

Tabla 8. Proyección de Población

Proyección de Población Cabecera Tasa Creciente de Acueducto

AÑO	Aritmetico	Geometrico	Exponencial	Tasa
2021	5561	5561	5561	1.27%
2022	5631	5632	5632	
2023	5701	5703	5703	
2024	5771	5775	5775	
2025	5841	5848	5848	
2026	5910	5922	5922	
2027	5980	5997	5997	
2028	6050	6073	6072	
2029	6120	6150	6149	
2030	6190	6228	6227	
2031	6259	6307	6305	1.27%
2032	6329	6387	6385	
2033	6399	6468	6466	
2034	6469	6549	6547	
2035	6539	6632	6630	
2036	6608	6716	6714	1.27%
2037	6678	6801	6799	
2038	6748	6887	6885	
2039	6818	6975	6972	
2040	6888	7063	7060	
2041	6957	7152	7149	1.27%
2042	7027	7243	7239	
2043	7097	7335	7331	
2044	7167	7427	7423	
2045	7237	7521	7517	
2046	7306	7617	7612	1.27%
2047	7376	7713	7708	
2048	7446	7811	7806	
2049	7516	7910	7905	
2050	7586	8010	8004	
2051	7655	8111	8106	

TOTAL 2051	Aritmetico	Geometrico	Exponencial
	7655	8111	8106

Fuente: Propia

6.3 ESTUDIOS DE DEMANDA DE AGUA.

Determinación de la demanda de Agua Actual

Observando la prestación actual del servicio se evidencia la existencia de sistemas de macro medición y micro medición de forma que permiten de manera objetiva determinar demandas reales.

Determinación de la demanda de agua Futura

Se tendrá en cuenta para la determinación de demandas de agua futuras, las siguientes consideraciones:

- Se realizará el cálculo de la demanda futura para la optimización de las estructuras contempladas en el presente proyecto, de acuerdo a la Resolución No. 0330 del 08 de junio de 2017 "Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico".

- A partir del año estimado de optimización del sistema, se tomará la dotación residencial recomendada en la Resolución No. 0330 del 08 de junio de 2017 del MAVDT, en el artículo 43. Dotación neta máxima, según sea la altura promedio sobre el nivel del mar de la zona atendida, en este caso el municipio de Anolaima se encuentra a 1657 m.s.n.m., se adopta una Dotación Neta igual a la Dotación Neta Máxima de 130 lt/hab-dia, de acuerdo con dicha Resolución.

Tabla 9. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DEL MAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACIÓN NETA MÁXIMA (L/HAB-DÍA)
>2000 m.s.n.m	120
1000-2000 m.s.n.m	130
<1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 330 del 08 de Junio de 2017, Tabla No. 1.

Periodo de diseño

Según la Resolución No. 0330 del 08 de junio de 2017 "Por la cual se adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico", en su artículo 40. Período de diseño. "Para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantanrillado y aseo, se adopta como periodo de diseño 25 años".

Análisis y determinación del IANC

El Índice de Agua No Contabilizada (IANC) es un indicador que básicamente representa el porcentaje de pérdidas de agua en que un prestador incurre en su operación normal, las cuales pueden ser tanto técnicas como comerciales.

Este indicador permite determinar el porcentaje de pérdidas de agua que la empresa asume dentro de sus costos tanto por carencias técnicas como por factores diferentes a éstas, carencias en segmentos coherentes con los procesos de conducción, almacenamiento, distribución y comercialización.

De forma general el IANC se calculará de la siguiente forma:

$$IANC_{i} = \frac{AP_{ac} - AF_{ac}}{AP_{ac}} \times 100 \quad (\%)$$

Dónde:

APac: Agua producida, en m³, en el sistema de acueducto (medida a la(s) salida(s) de la(s) planta(s).

AFac: Agua facturada, en m³, en el sistema de acueducto.

i : Período de análisis1.

IANC Actual

Dados los requerimientos necesarios para la definición del IANC referentes en el numeral 0 y entendiendo que en el sistema actual se presenta un mayor porcentaje de pérdidas, se adoptará como valor de referencia un 25% de acuerdo a lo recomendado en la Resolución 0330 del 08 de Junio de 2017.

IANC Futura

Como requerimiento general se espera que en un mediano plazo el sistema llegue a tener un porcentaje de pérdidas técnicas máximas admisibles del 25%. (Parágrafo, artículo 44. Dotación bruta, Resolución No. 0330 del 08 de junio de 2017).

[1] (Información tomada documento de trabajo CRA diciembre del 2009)

Dotación Bruta

La determinación de la dotación bruta se establecerá según la ecuación indicada por el RAS (artículo 44. Dotación bruta, Resolución No. 0330 del 08 de junio de 2017):

Dotación Bruta Actual

$$\text{bruta} = \frac{\text{d neta}}{1 - \%\ \text{pérdidas}}$$

$$\text{dbruta} = \frac{130\ \text{L/hab} - \text{día}}{1 - 0.25} = 173.33\ \text{L/hab} - \text{día}$$

La dotación Bruta actual es de 173.33 l/hab/día.

Dotación Bruta Futura

$$\text{dbruta} = \frac{\text{d neta}}{1 - \%\ \text{pérdidas}}$$

$$\text{dbruta} = \frac{130\ \text{L/hab} - \text{día}}{1 - 0.25} = 173.33\ \text{L/hab} - \text{día}$$

La dotación Bruta Futura es de 173.33 l/hab/día.

Dado el establecimiento de dotaciones actuales y futuras refiere que el sistema tendrá un proceso de regulación que permita ajustarlo en el tiempo de acuerdo con los requerimientos actuales (Art. 44 Resolución No. 0330 del 08 de junio de 2017). Se tendrá en cuenta que dadas las necesidades de optimización de los sistemas actuales se proyectará una optimización del mismo en un periodo de 5 años.

6.3.1 Determinación de la demanda de agua Acueducto

Población a atender

Población Actual: 5.848 hab. (1828 usuarios)

Población Proyectada 25 años: 8111 hab. (2535 usuarios)

Caudal Medio Diario.

El caudal medio diario, Qmd, corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año.

$$\boldsymbol{Qmd = \frac{PoblaciónX\ dbruta}{86400} = \frac{8111\ X\ 173.33}{86400} = 16.27\ l/s}$$

Caudal Máximo diario.

El caudal máximo diario, QMD, corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k1, el cual para este nivel de complejidad corresponde a 1,3.

$$\boldsymbol{QMD = Qmd\ X\ 1,3 = 21.15\ lps.}$$

Caudal Máximo Horario.

El caudal máximo horario, QMH, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el

caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k2, que corresponde a 1,6 de acuerdo al nivel de complejidad del sistema.

$$\boldsymbol{QMH = QMD\ X\ 1,6 = 33.84\ lps.}$$

6.3.2 Determinación de la demanda de agua Alcantarillado Sanitario.

Población a atender

Población Actual: 5.848 hab. (1828 usuarios)

Población Proyectada 25 años: 8111 hab. (2535 usuarios)

Caudal Medio Diario.

El caudal medio demandado por la población servida de un sistema de alcantarillado, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada es:

$$Qmd = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN}$$

Caudal doméstico (QD)

El aporte doméstico QD, el cual es la cantidad de agua que el consumidor efectivamente recibe para satisfacer sus necesidades, está dado por la siguiente expresión.

$$Q_D = \frac{P \times D_{neta} \times C_R}{86400} = \frac{8111 \times 130 \times 0.85}{86400} = 10.37 \frac{l}{s}$$

P = La población puede ser estimada como el producto de la densidad de población (D) y el área residencial bruta acumulada de drenaje sanitario. Esta área debe incluir las zonas recreacionales.

Dneta = Los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben diseñarse para la máxima densidad de población futura o densidad de saturación, la cual depende de la estratificación socioeconómica, el uso de tierra y el ordenamiento urbano para nuestro cao es 130 l/hab-día.

CR = El coeficiente de retorno es la fracción de agua de uso doméstico servido (Dotación Neta), entregada como aguas negras al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. De acuerdo a la Resolución 0330 de 2017 corresponde a 0.85.

Aguas Residuales Industriales (QI)

El consumo de agua industrial varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria. En cada caso, debe considerarse la naturaleza de los residuos industriales, y su aceptación al sistema de alcantarillado estará condicionada por la legislación vigente con respecto a vertimientos industriales. Sin embargo, para industrias pequeñas localizadas en zonas residenciales o comerciales, se pueden utilizar los valores que aparecen en la Resolución 0330 de 2017.

Contribución industrial= 0.8

El aporte industrial QI está dado por la siguiente expresión:

$$Q_1 = Contribución_Industrial \times Ha = 0.8 \times 0{,}2624 = 0.209 \frac{l}{s}$$

Aguas Residuales Comerciales (QC)

Comprende el aporte de agua residual de los establecimientos públicos del sector. Por tratarse de una zona mixta (comercial y residencial), pueden ponderarse los valores de acuerdo a la TABLA 10.

Tabla 10. Contribución Comercial.

Nivel del complejidad del sistema	Contribución comercial
Cualquier	0,4 – 0,5

Fuente. Contribución comercial (Tabla C.1.2.6.2 RAS 2000)

Contribución Comercial = 0.5

$$Q_C = ContribuciónComercial \times Has = 0.5 \times 4.86 = 2.43 \frac{l}{s}$$

Aguas Residuales Institucionales (QIN)

El consumo de agua de las diferentes instituciones varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las mismas; sin embargo, para pequeñas instituciones ubicadas en zonas residenciales, los aportes de aguas residuales pueden estimarse a partir de los valores por unidad de área institucional, presentados en la tabla 14.

Tabla 11. Contribución Institucional.

Nivel del complejidad del sistema	Contribución Institucional
Cualquier	0,4 – 0,5

Fuente. Contribución institucional Mínima en zonas residenciales (Tabla C.1.2.6.4 RAS 2000)

Contribución Institucional = 0.5

$$Q_{IN} = ContribuaciónInstitucional \times Has = 0.5 \times 10.8 = 5.4 \frac{l}{s}$$

De acuerdo con los cálculos anteriores obtenemos el caudal medio diario con la siguiente expresión:

$$Q_{md} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN} = 10.37 + 0.209 + 2.43 + 5.4 = 18.41 \frac{l}{s}$$

Caudal medio diario = 18.41 l/s

Aporte de Aguas Lluvias por Conexiones Erradas (QCE)

Corresponde a los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de tejados y patios. Estos aportes son función de la efectividad de las medidas de control sobre la calidad de las conexiones domiciliarias y de la disponibilidad de sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias.

Aporte por Conexiones Erradas = 0.2 l/s-Ha

$$Q_{CE} = Aporte_Conexiones_Erradas \times Has = 0.2 \times 70.27 = 14.05 \frac{l}{s}$$

Aporte por Infiltración (QINF)

Debido a que es inevitable la infiltración de aguas subsuperficiales a las redes de sistemas de Alcantarillado sanitario, principalmente de aguas freáticas, a través de fisuras en los colectores, en juntas ejecutadas deficientemente, en la unión de colectores con pozos de inspección y demás estructuras, y en estos cuando no son completamente impermeables. En ausencia de medidas directas o ante la imposibilidad de determinar el caudal por infiltración, el aporte debe estar entre 0.1 l/s-Ha y 0.3 l/s-Ha.

Aporte por Infiltración = 0.2 l/s-Ha.

$$Q_{INF} = Aportes_por_inf\ iltración \times Has = 0.2 \times 44.42 = 8.88 \frac{l}{s}$$

Determinación del Caudal Máximo Horario (QMH)

El caudal máximo horario es la base para establecer el caudal de diseño. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal medio diario, mediante el uso del factor de mayoración F.

$$QMH = F * Qmd$$

Factor de mayoración (F)

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos. La variación del factor de mayoración debe ser estimada a partir de mediciones de campo. Este valor debe estimarse entre 1.4 y 3.8

De acuerdo a la fórmula de los Angeles.

$$F = \frac{3.53}{Q_{MD}^{\ 0.0914}} = 2.7$$

$$Q_{MH} = F \times Q_{md} = 2.7 \times 18.41 = 49.70 \frac{l}{s}$$

Determinación del Caudal de Diseño (QDT)

El caudal de diseño se obtiene sumando el Caudal Máximo Horario con los aportes por infiltraciones y conexiones erradas.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{CE} + Q_{IN} = 49.7 + 14.05 + 8.88 = 72.63 \frac{l}{s}$$

Cuadro Resumen demandas del proyecto.

Tabla 12. Cuadro de Resumen demandas del Proyecto.

CUADRO RESUMEN DEMANDAS DEL PROYECTO								
QD *(l/s)*	**QI *(l/s)***	**QC *(l/s)***	**QIN *(l/s)***	**QMD *(l/s)***	**QMH *(l/s)***	**Qce *(l/s)***	**QIN *(l/s)***	**QDT *(l/s)***
10.37	0.209	2.43	5.4	18.41	49.70	14.05	8.88	72.63

Fuente: Propia.

6.3.3 Determinación de la demanda de agua Alcantarillado Pluvial.

6.3.3.1 PARÁMETROS HIDROLÓGICOS DE DISEÑO

De acuerdo con el artículo 135 de la Resolución 0330 de 2017. Caudal de Lluvias, se establece que la estimación de los caudales de aguas lluvias para el diseño de colectores y canales se debe realizar mediante modelos de lluvia- escorrentia. Se puede utilizar el Método racional, siempre y cuando el área de drenaje sea inferior a 80 ha. Para el diagnóstico de las redes de alcantarillado Combinado aplicamos el modelo de lluvia-escorrentía Método Racional, este nos permite obtener caudales racionales determinados para áreas menores de 80 ha, como es el caso particular de los colectores del Municipio de Anolaima.

6.3.3.2 APLICACIÓN DEL MODELO RACIONAL PARA DETERMINACIÓN DE CAUDALES

Este método se atribuye a Lloyd-George en 1906, si bien los principios del mismo fueron establecidos por Mulvaney en 1850, permite determinar el caudal máximo que escurrirá por una determinada sección, bajo el supuesto que éste acontecerá para una lluvia de intensidad máxima constante y uniforme en la cuenca correspondiente a una duración D igual al tiempo de concentración de la sección.

Este modelo aplica la Ecuación empírica que determina los caudales Producidos en un área de drenaje establecida bajo unos parámetros de intensidad de lluvia establecida mediante las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia y un parámetro adimensional que determina el coeficiente de escorrentía medio en el área de estudio.

$$Q = C \times I \times A$$

Dónde:

Q = Caudal Superficial producido por una precipitación en un área determinada.

C = Coeficiente de escorrentía (Adimensional)

I= Intensidad de la lluvia determinado en una curva de Intensidad, duración y Frecuencia (IDF)

En donde: Q: Caudal máximo en la sección de cálculo, C: Coeficiente de escorrentía medio ponderado de la cuenca, A: Área total de la cuenca vertiente en la sección de cálculo, i: Intensidad media máxima para una duración igual al tiempo de concentración, de la sección de cálculo.

El coeficiente de escurrimiento C representa la fracción de la lluvia que escurre en forma directa y toma valores entre cero y uno, y varía apreciablemente entre una cuenca y otra, y de una tormenta a otra, debido a las condiciones de humedad iniciales. Sin embargo, es común tomar valores de C representativos de acuerdo con ciertas características de las cuencas como la vegetación, pendientes del terreno y uso de suelos. [German Monsalve, 1999: p.179].

El tiempo de concentración no es más que el tiempo que tardaría una gota de agua en recorrer la longitud desde el punto más distante de la corriente de agua de una cuenca hasta el lugar de medición. Los tiempos de concentración son calculados a partir de las

características físicas de la cuenca, las cuales son: las pendientes, longitudes, elevaciones medias y el área de la cuenca. Es de notar que todas las fórmulas tienen factores de corrección que aplican según la cobertura de la cuenca. [German Monsalve, 1999: p.180].

6.3.3.3 CONSTRUCCIÓN DE CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA.

Las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) permiten la estimación de los caudales de escorrentía para diferentes tipos de cuenca hidrográficas. Para el cálculo de la curva sintética se siguió la metodología que emplea como base los registros de precipitaciones máximas diarias; la cual es aquella magnitud de lluvia que ocurre sobre una cuenca.

Los modelos de estimación de precipitación máxima probable no se encuentran normalizados; debido a que estos varían principalmente con la cantidad y calidad de los datos disponibles, además estos parámetros varían con el tipo de cuenca que sea cuestión de análisis, su ubicación geográfica y topografía inciden en el clima y específicamente en las condiciones en las que se desarrolla la precipitación.

6.3.3.4 RECOPILACIÓN Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN HIDROMETEOROLÓGICA

Se realizó la recopilación de las estaciones climatológicas presentes en la zona de influencia de la consultoría y áreas vecinas con el objeto de lograr una descripción adecuada de las características hidrológicas de las áreas aferentes al proyecto.

Se obtuvo información de precipitación de estaciones operadas por la CAR, estación ARGENTINA Y LA ESPERANZA.

ESTACIÓN ARGENTINA.

Figura 5. Estación Hidrometereológica Argentina.



Fuente. CAR.

Figura 6. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación Argentina

C A R - CORPORACIÓN AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACIÓN : 2120179 ARGENTINA

Latitud	4° 44' 54,2" N	X=N= 1016850	Departamento	CUNDINAMARCA	Corriente	R. CURÍ	Categoría	PG	
Longitud	74° 31' 9,1" W	Y=E= 950996	Municipio	QUIPILE	Cuenca	R. APULO	Fecha Instalación	4/01/1983	
Elevación	1154 m.s.n.m		Oficina Provincial	13 TEQUENDAMA			Fecha Suspensión		

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	
2005	14	26	12	32	38	16	19	18	19	29	25	38	38.00
2006	9	23	37	25	42	26	20	26	25	26	35	15	42.00
2007	6	9	55	58	42	28	9	36	19	30	25	26	58.00
2008	35	40	38			48	14	38	15	26	26	14	48.00
2009	16	26	56	12	9	16	14	25	29	48	33	5	56.00
2010	18	12	37	47	45	24	18	37	34	32	36	46	47.00
2011	9	43	48	45	40	52	37	65	22	34	29	28	65.00
2012	26	13	75	16	38	11	11	65	7	36	39	22	75.00
2013	23	43	33	65	24	45	43	5	25	16	21	23	65.00
2014	30	35	25	29	60	11	13	7	30	28	30	37	60.00
2015	15	37	29	9	34	34	21	9	19	24	19	20	37.00
2016	10	27	33	6	9	11	18	8	40	27	22	12	40.00
2017	59	15	38	37	24	16	13	41	52	25	29	29	59.00
2018	36	15	45	33	34	12	3	7	33	33	75	27	34.00
2019	0			13.7	12.6	17.3	2	5.6	14.5	16	26	32	32.00
2020	16	51	45.1	20	23.2	13.7	8.2		0	22	36	19	45.10
2021	25	17	25	41	35	30	20.1	16	11.8	76.6	23.5	24	76.60
												Promed.	51.63

Fuente. CAR.

ESTACIÓN LA ESPERANZA.

Figura 7. Estación Hidrometereológica La Esperanza.



Fuente. CAR.

Figura 8. Precipitación Máxima en 24 Horas, Estación La Esperanza.

C A R - CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica

PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HORAS (mm)

ESTACIÓN : 2120647 ESPERANZA LA

Latitud	4° 42' 21,8" N	X=N=1012160	Departamento	CUNDINAMARCA	Corriente	R. APULO		Categoría		CP	
Longitud	74° 25' 49" W	Y=E=360861	Municipio	LA MESA	Cuenca	R. APULO		Fecha Instalación		12/01/1992	
Elevación	1391 m.s.n.m		Oficina Provincial	13 TEQUENDAMA				Fecha Suspención			

AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	
2005	56	31						0	1	0	14	30	56.00
2006	16	26	34	40	20	30	19	51	18	31	9	9	51.00
2007	30	11	10	20	13	10	10	10	10	44	25	35	90.00
2008	25	50	48	19	78	43	17	35	22	39	53	31	78.00
2009	71	47	46	17	73	13	19	14	38	48	42	23	73.00
2010	35	27	32	55	70	46	10	77	19	56	81	44	81.00
2011	27	65	29	42	59	76	52	24	32	51	68	53	76.00
2012	38	19	39	48	15	22	15	76	14	35	32	30	76.00
2013	59	61	29	87	72	74	8	27	19	38	52	30	87.00
2014	37	55	34	34	65	18	5	23	31	42	40	35	65.00
2015	22	28	50	47	36	68	14	52	22	29	32	7	68.00
2016	20	40	68	27	32	8	21	15	53	48	49	37	68.00
2017	60	19	73	30	32	56	19	20	47	24	59	39	73.00
2018	45	38	49	50	42	10	10	8	20	52	39	60.5	60.50
2019	31.5	21.5	42	48.5	85	14.6	23.6	11	15	37	72.5	73.9	85.00
2020	25	83.5	9.5				10.8	48	24.5	45	52	45	83.50
2021	28	49	75	37	31.5	31	20	51	30	76.5	37	39.5	76.50
												Promed.	73.38

Fuente. CAR.

6.3.3.5 METODOLOGÍA

La información hidrológica obtenida presenta vacíos en las series temporales, esto se debe a la insuficiencia de operación de las estaciones meteorológicas. Las series de precipitación máxima en 24 son sometidas a un ajuste de probabilidades donde se busca obtener la precipitación máxima de cada estación para diferentes periodos de retorno. Con la información de la precipitación máxima se realizan las curvas IDF para las estaciones que comprenden el perímetro de servicio sanitario en el municipio de Anolaima. A partir de las curvas IDF se puede obtener una intensidad de precipitación para el modelado de la red de alcantarillado pluvial.

6.3.3.6 ANÁLISIS DE LLUVIA

Con los datos de la información media multianual de las estaciones pluviométricas se obtuvo la gráfica del comportamiento anual de la lluvia para cada estación. La precipitación se caracteriza por presentar variación espacial y temporal, es decir, en cada punto del espacio y en cada momento de tiempo presenta un valor diferente; aunque esto no exime que la variable global pueda presentar un comportamiento típico, el cual depende de factores geotécnicos, atmosféricos e hidrodinámicos.

La zona presenta un comportamiento bimodal de las lluvias, característico en toda la extensión del país, debido a la ubicación geográfica que tiene. En las estaciones analizadas se encontraron dos periodos húmedos, intercalados por dos zonas secas; se evidencian precipitaciones por encima de los 80 mm, y mínimas de aproximadamente 40 mm para la zona de Anolaima.

6.3.3.7 CONSTRUCCIÓN DE LA CURVA IDF

Debido a que en esta ocasión intervienen dos estaciones sobre el perímetro sanitario es necesario realizar una homogenización de la información de las dos estaciones que inciden en el perímetro de cobertura; para ello se obtuvo el peso de cada pluviómetro sobre el área de cobertura teniendo en cuenta la relación del área sobre cada polígono de la estación sobre el área del polígono de cobertura.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Para el cálculo del caudal Pluvial, para diferentes periodos de retorno se construye la curva de Intensidad, Duración y Frecuencia – IDF, por el método de **Curva Sintética** de acuerdo al Manual de Drenaje para Carreteras del Instituto Nacional de Vías.

En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración-frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas.

La expresión resultante está dada por:

$$i = \frac{a \times T^b \times M^d}{(t/60)^c}$$

Donde: i: Intensidad de precipitación, en milímetros por hora (mm/h)

T: Periodo de retorno, en años.

M: Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual

t: Duración de la lluvia, en minutos (min).

a,b,c y d: Parámetros de ajuste de la regresión. Estos parámetros fueron regionalizados como se presenta en la Figura 1, y sus valores se presentan en la Tabla 14

Tabla 13. Parámetros topográficos de las subcuencas.

REGIÓN	a	b	c	d
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe(R2)	24.85	0.22	0.50	0.10
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.20
Orinoquia (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Fuente: Manual de Drenaje para Carreteras - INVIAS

Figura 9. Regiones en Colombia R

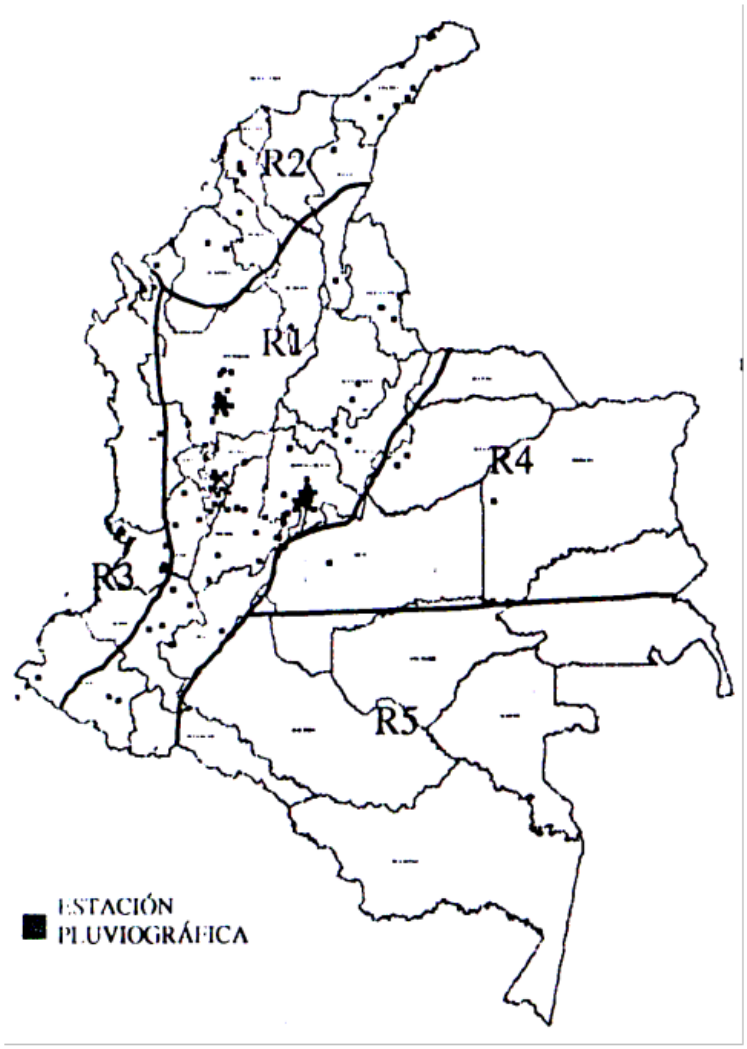


Figura 2.13. - Regiones en Colombia para definición de parámetros a, b, c y d

Fuente: Manual de Drenaje para Carreteras - INVIAS

Se descargan de la página de la CAR el parámetro de precipitación total diaria desde el año 2005 hasta el año 2021, de la estación Argentina y la Estación La Esperanza, donde se obtuvieron los datos para determinar M (Precipitación máxima promedio anual en 24 h a nivel multianual).

Tabla 14. Promedio Precipitación máxima anual en 24h a nivel multianual

Etación	ESPERANZA LA	ARGENTINA
Año	PMD(mm)	PMD(mm)
2005	56	38
2006	51	42
2007	90	58
2008	78	48
2009	73	56
2010	81	47
2011	76	65
2012	76	75
2013	87	65
2014	65	60
2015	68	37
2016	68	40
2017	73	59
2018	60.5	34
2019	85	32
2020	83.5	45.1
2021	76.5	76.6
Promedio	**73.38**	**51.63**
Promedio	**62.51**	

Fuente: Propia

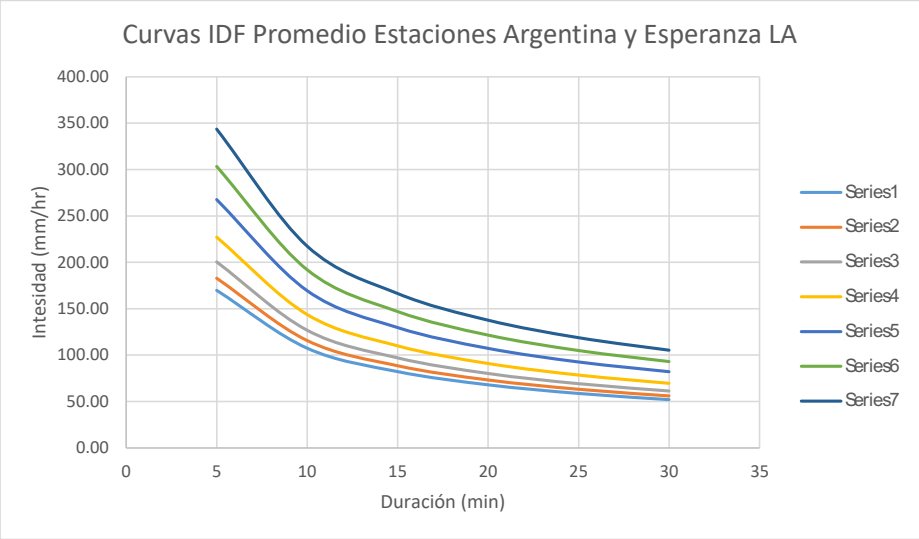
El promedio de las precipitaciones se realiza para los años que presentan datos, para este caso 17 años.

Tabla 15. Intensidad (Para los diferentes tiempos de retorno)

	TR	TR	TR	TR	TR	TR	TR
t(min)	2	3	5	10	25	50	100
5	169.90	182.76	200.36	226.99	267.69	303.26	343.56
10	107.52	115.67	126.81	143.66	169.41	191.93	217.43
15	82.28	88.51	97.03	109.93	129.64	146.86	166.38
20	68.05	73.20	80.25	90.92	107.22	121.47	137.61
25	58.73	63.18	69.26	78.47	92.54	104.83	118.76
30	52.07	56.01	61.41	69.57	82.04	92.95	105.30

Curva IDF Intensidad, Duración y Frecuencia

Figura 10. Curvas IDF Intensidad, Duración y Frecuencia.



Fuente: **Propia.**

Los sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias pueden proyectarse cuando las condiciones propias de drenaje de la localidad requieran una solución a la evacuación de la escorrentía pluvial. No necesariamente toda población o sector requiere un sistema pluvial.

Dependiendo de las condiciones topográficas, tamaño de la población, las características de las vías, la estructura y desarrollo urbano, entre otras, la evacuación de la escorrentía podría lograrse satisfactoriamente a través de las cunetas de las calles. Donde sea necesario, estos sistemas pueden abarcar la totalidad de la población o solamente los sectores con problemas de inundaciones.

6.3.3.8 Áreas de drenaje

El trazado de la red de drenaje de aguas lluvias debe, en general, seguir las calles de la localidad. La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar. El área aferente debe incluir el área tributaria propia del tramo en consideración. Las áreas de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.

6.3.3.9 Periodo de retorno de diseño

El periodo de retorno de diseño debe determinarse de acuerdo con la importancia de las áreas y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar a los habitantes, tráfico vehicular, comercio, industria, etc. La selección del periodo de retorno está asociada entonces con las características de protección e importancia del área de estudio y, por lo tanto, el valor adoptado debe estar justificado. En la tabla 36 se establecen valores de periodos de retorno o grado de protección.

Tabla 16. Periodos de retorno o grado de protección

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
Tramos iniciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	2	2	3
Tramos iniciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	2	3	5

Características del área de drenaje	Mínimo (años)	Aceptable (años)	Recomendado (años)
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	2	3	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	5	5	10
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores de 1000 ha *	10	25	25
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 ha	25	25	20

Fuente: RAS 2000

6.3.3.10 Intensidad de precipitación

La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de precipitación dada por las curvas IDF para el periodo de retorno de diseño definido con base en lo establecido en el literal 5.4, y una duración equivalente al tiempo de concentración de la escorrentía, cuya estimación se define en el literal D.4.3.7.

Los valores de intensidad dados por las curvas IDF corresponden a valores puntuales representativos de áreas relativamente pequeñas. En la medida en que las áreas de drenaje consideradas se hacen más grandes, la intensidad media de la lluvia sobre éstas se reduce en razón de la variabilidad espacial del fenómeno de precipitación. En consecuencia, resulta conveniente considerar factores de reducción de la intensidad media de la precipitación en la medida en que el área de drenaje se incremente. Los valores de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** corresponden a factores de reducción para convertir la intensidad puntual en intensidad media espacial.

Tabla 17. Factor de Reducción

Áreas de drenaje (ha)	Factor de reducción
50 – 100	0.99
100 – 200	0.95
200 – 400	0.93
400 – 800	0.90
800 – 1600	0.88

Fuente: Análisis consultor

6.3.3.11 Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía, C, es función del tipo de suelo, del grado de permeabilidad de la zona, de la pendiente del terreno y otros factores que determinan la fracción de la precipitación que se convierte en escorrentía. En su determinación deben considerarse las pérdidas por infiltración en el suelo y otros efectos retardadores de la escorrentía. De igual manera, debe incluir consideraciones sobre el desarrollo urbano, los planes de ordenamiento territorial y las disposiciones legales locales sobre uso del suelo. El valor del coeficiente C debe ser estimado tanto para la situación inicial como la futura, al final del periodo de diseño.

Para áreas de drenaje que incluyan sub-áreas con coeficientes de escorrentía diferentes, el valor de C representativo del área debe calcularse como el promedio ponderado con las respectivas áreas.

$$C = \frac{(\sum C * A)}{\sum A}$$

6.3.3.12 Tiempo de concentración

El tiempo de concentración está compuesto por el tiempo de entrada y el tiempo de recorrido en el colector. El tiempo de entrada corresponde al tiempo requerido para que la escorrentía llegue al sumidero del colector, mientras que el tiempo de recorrido se asocia con el tiempo de viaje o tránsito del agua dentro del colector.

$$T_C = T_e + T_t$$

6.3.3.13 Tiempo de entrada, Te

Existen varias fórmulas para estimar el tiempo de entrada. La ecuación de la FAA de los Estados Unidos se utiliza frecuentemente para la escorrentía superficial en áreas urbanas. Esta ecuación es:

$$Te = \frac{0.707 * (1.1 - C) * L^{1/2}}{S^{1/2}}$$

La fórmula de Kerby también permite estimar Te

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

El Soil Conservation Service (SCS) propone estimar Te con base en la velocidad media de escorrentía superficial sobre el área de drenaje y la distancia de recorrido.

$$Te = \frac{L}{60 * Vs}$$

Vs puede aproximarse por

$$Vs = a * S^{1/2}$$

6.3.3.14 Tiempo de recorrido, Tt

El tiempo de recorrido en un colector se puede calcular como

$$Tt = \frac{L}{60 * V}$$

Dado que Tt debe corresponder a la velocidad real del flujo en el colector, el tiempo de concentración puede determinarse mediante un proceso iterativo, tal como se describe a continuación:

- Suponer un valor de la velocidad real en el colector.
- Calcular Tt.
- Calcular Te.
- Obtener Tc.
- Obtener i para este valor de Tc y el periodo de retorno adoptado.
- Estimar Q con el método racional.
- Con este valor de Q, estimar Tt real; si el valor de Tt estimado en el paso 2 difiere en más de 10% por defecto o exceso con respecto al valor calculado en el paso 7, es necesario volver a repetir el proceso.

El tiempo de concentración mínimo en pozos iniciales es 10 minutos y máximo 20 minutos. El tiempo de entrada mínimo es 5 minutos.

Si dos o más colectores confluyen a la misma estructura de conexión, debe considerarse como tiempo de concentración en ese punto el mayor de los tiempos de concentración de los respectivos colectores.

7 SISTEMA DE ACUEDUCTO.

7.1 OBRA DE CAPTACIÓN

7.1.1 BOCATOMA SECTOR ALTO

DESCRIPCIÓN

Esta bocatoma de fondo se encuentra localizada en la margen izquierda del río Bahamón. Existe una rejilla de 3.10 m x 0.50 m anclada sobre una presa. Para la protección de la presa hay un muro en el costado derecho de 6.50 m de largo aguas arriba, un ancho de 0.70 m y una altura de 0.50m en este mismo costado aguas abajo existe un muro de 3 m de largo x 0.20m de ancho y 0.30m de altura. Aguas arriba de la rejilla existe una placa en concreto de 3.10 m de largo x 1.70 m de ancho y 0.20 m de espesor. Aguas abajo de la rejilla hay un vertedero de 0.10 m de ancho y caída de 1.50 m para evacuar las aguas que no entran en la rejilla; debajo de la rejilla va un canal de 3.10 m de largo, 0.50 m de ancho y 0.50 m de profundidad. Este canal pasa por entre un muro de protección de 3m de largo y que sirve de protección en el costado izquierdo de la presa. El agua sale de la bocatoma en una tubería de 6" aguas abajo, hasta una cámara de quiebre de presión.

7.1.2 CÁMARA DE QUIEBRE DE PRESIÓN.

Está localizada 8 m aguas abajo de la bocatoma. Consiste en un tanque de 1.95 m de largo x 1.20 m de ancho, muros de 0.15 m de espesor, dividido por una viga de 0.15 x 0.15 m, la cual divide el tanque en dos secciones: una sesión de 0.90 x 0.90 y 0.45 m de profundidad, y la segunda sección de 0.90 x 0.90 y 0.60 m de profundidad. A este tanque llega una tubería de 6" que se encuentra embebida en una viga en concreto: la salida se da en similares condiciones.

En la primera sección de esta cámara existe un rebose de sección rectangular, que permite evacuar el caudal de exceso.

7.1.2.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

- Aguas abajo de la rejilla, el aliviadero presenta serios problemas de socavación.
- Los árboles que crecen encima de la bocatoma dejan caer las hojas, las cuales obstruyen el paso del agua; no se hace mantenimiento adecuado de limpieza de la rejilla.
- El concreto que sirve de anclaje de la rejilla se ha erosionado, lo que puede ocasionar que el agua obstrucción de la rejilla.
- La tubería entre la bocatoma y la cámara de quiebre esta en pésimas condiciones, se encuentra perforada en múltiples sitios, y el agua escapa por estos orificios y causa problemas de estabilidad en la estructura.
- Para la tubería que sale de la bocatoma no se encontró una coladera que impida la entrada de objetos extraños que pueden bloquear la tubería.
- En época de verano disminuye notablemente el caudal captado, debido a que los cultivos ubicados aguas arriba le quitan el agua.
- Existen dos rejas en la cámara de quiebre que hacen la función de tapa, están en pésimas condiciones. Se recomienda construir las tapas en concreto.
- El agua proveniente del rebose en la cámara de quiebre escurre por los muros de la cámara, afectando la estabilidad de esta; se recomienda construir una caja y colocar una tubería que recoja esta agua y las conduzca al lecho del río donde sigan su cauce natural sin ningún problema.
- Para el lavado de esta cámara no se cuenta con una válvula de lavado, además el tubo es muy corto y las salidas de agua también afectan la estabilidad de la estructura. Se recomienda colocar una válvula y una tubería de aprox. 4m para que evacuen estas aguas.

Figura 11. Bocatoma Sector Alto



Fuente: Propia.

7.1.3 BOCATOMA SECTOR BAJO

DESCRIPCIÓN

Es una estructura en concreto de 5.10 m, con **un** cuerpo de ancho de 3 m, y una caída aguas abajo de 3.30 m. Para la estabilidad de la presa existe una aleta de sección trapezoidal: altura del muro 1.50 m, ancho de la corona, 0.30 m, y ancho de la base 0.70 m, está provista de una rejilla de 1 x 0.50 m armada con varillas de 1" de esta rejilla sale un tubo de recolección de 6" y que se encuentra perforado por la mitad, para recibir un caudal mayor directamente de la quebrada, y conducir las aguas a una cajilla de distribución de 1 x 1.20 m en interior y profundidad 0.80 m; de esta cajilla, por tubería de 6", el agua se conduce a una cámara de quiebre. A su vez, y sobre la superficie de la presa existe un tubo de 8" y una longitud de 10 m, que recoge aguas para conducirlas a una cámara de quiebre.

Cámara de quiebre de presión.

Es una estructura de 1.20 x 0.80 m, interiores, y una profundidad de 1.50 m, y muros de 0.20 m de espesor. Está localizada a 5.50 m de la cajilla de salida de la bocatoma. En esta caja hay una válvula de lavado en mal estado. Se dispone una rejilla en varilla de ½" que hace las funciones de tapa; de esta caja sale una tubería en asbesto – cemento de 6" hacia el desarenador.

7.1.4 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

- La tubería de la rejilla a la caja de salida esta perforada, es necesario reemplazarla.
- El aliviadero de la presa presenta varios puntos donde el agua socava la estructura.
- En la cajilla de salida no existe una coladera, que impide que entren objetos extraños a la estructura, tampoco posee una tapa de protección para el agua captada, así mismo, no dispone de lavado.
- Se recomienda diseñar la bocatoma.
- La cámara no tiene tapa en concreto.
- En la cámara falta una válvula para el lavado, con rueda de manejo, y una tubería que conduzca las aguas del lavado al río.
- El lavado de esta caja afecta la aleta de la bocatoma.
- El muro al margen del río, que sirve de estabilización, presenta fisuras.

Figura 12. Bocatoma sector bajo.



Fuente: Propia.

7.2 RED DE ADUCCIÓN

7.2.1 RED DE ADUCCIÓN BOCATOMA DESARENADOR SECTOR ALTO

DESCRIPCIÓN

La red de aducción sale del tanque de la cámara de quiebre en tubería PVC 4", con longitud aprox. de 500m hasta el desarenador ubicado en el costado derecho de la carretera Cachipay – Anolaima. Existe un rebose en PVC diámetro 2", longitud aprox. de 3m, para descargar las aguas de exceso a la quebrada El Salitre.

7.2.1.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

La caja se encuentra desprotegida y el acceso de animales vacunos está contaminando las aguas.

7.2.2 RED DE ADUCCIÓN BOCATOMA DESARENADOR SECTOR BAJO

DESCRIPCIÓN

La línea de aducción es en asbesto – cemento de 6", de longitud total de 70m, la primera etapa de esta línea, tiene una longitud aprox. de 30m. La segunda etapa consiste en un paso elevado, de 14 m de longitud, y con un sifón de 4 m de profundidad. Cruza a través de una cercha metálica que recubre la tubería; se encuentra sostenida por la raíz de un árbol. Y la parte final es un tramo de tubería de 26 m que llega al desarenador.

7.2.2.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

Se encuentra en un terreno que presenta serios problemas de deslizamiento, existe un árbol caído sobre la tubería, presentándose el riesgo de deslizamiento del árbol, y por ende de la tubería, en cualquier momento.

7.3 DESARENADOR

7.3.1 DESARENADOR PARTE ALTA

DESCRIPCIÓN

Es una estructura con medidas exteriores 3.80 x 1.70 m, localizada a 2 m abajo de la cámara de quiebre. A este entra una tubería de 6" embebida en una viga de concreto. El agua entra al desarenador por medio de una cajilla de recepción de 1.40 x 0.50 m y una profundidad de 1.40 m; en esta cajilla se encuentra un rebose que conecta un canal de 0.30 m de ancho, que conduce las aguas hasta el lecho del río; a continuación existe un bafle de 0.20 m de ancho y una profundidad de 0.65 m medidos a partir de la corona del desarenador; el tanque que hace las funciones de desarenador tiene una longitud de 2.40 x 1.40 m y una profundidad de 1.50 m en el muro del costado derecho hay una válvula de lavado HF con rueda de manejo de diámetro 4"; el rebose de 0.10 m de ancho y con altura de 1.10 m medidos desde el piso, permite que el agua pase a una cajilla de salida de 1.40 x 0.30 m de ancho y una profundidad de 0.30 m medidos desde el rebose. El agua sale de esta cajilla en una tubería de 6" embebida en concreto, y una longitud de 2.70 m hasta el tanque de distribución.

7.3.1.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

- La estructura no cumple con las dimensiones, para tratar el volumen de agua entrante. Se recomienda el diseño de un desarenador nuevo para esta función.
- El canal que sirve de vertedero de excesos descarga las aguas muy cerca de la cámara de quiebre, causando problemas de socavación en dicha estructura.

- De la caja de lavado sale una zanja que transporta las aguas hasta el río. Se recomienda reemplazar esta zanja con una tubería de aprox. 15 m que evacue las aguas de lavado.
- La tubería de salida del desarenador al tanque presenta filtraciones. se recomienda reemplazarla con una tubería PVC de 6" y longitud 2.70m

Figura 13. Desarenador sector alto



Fuente: **Propia.**

7.3.2 DESARENADOR PARTE BAJA

DESCRIPCIÓN

Esta localizado cerca del puente sobre el río Bahamón, de la carretera Cachipay – Anolaima. Es un tanque con una longitud útil de 6.30m x 1.80 m, una altura de 2.70 m, y un volumen de 29.5 m³ a este llegan dos tuberías:

- La primera, de la captación del sector alto, en PVC 4", en una longitud aproximada de 1 km.
- La segunda, en tubería asbesto – cemento, de 6", en una longitud de 70 m.

Estas tuberías entran a una cajilla de 1.80 x0.50 m; el caudal de exceso sale por un canal a una caja ubicada en la parte derecha del desarenador; de dicha caja sale una tubería de 4", por debajo del desarenador, para evacuar las aguas al río.

A continuación de la cajilla existe un bafle de 0.15 m de ancho, de altura 0.50 m, medidos a 0.50 m debajo de la corona del muro. Para la salida a la red de conducción existe un codo de 45º de radio largo, en hierro fundido, que conecta una tubería de asbesto – cemento de 8".

7.3.2.1 OBSERVACIONES Y RECOMENDACIONES

- El rebose no es suficiente y el agua se vierte por la corona del muro.
- El caudal de entrada es muy superior al caudal de diseño, por lo tanto el caudal de exceso está afectando la estructura.
- La válvula de lavado con rueda de manejo, está dañada.
- No existe una cajilla de salida ni coladera.
- No existe un paso directo.
- La tubería de descarga de lavado no tiene la longitud necesaria, y está erosionando el terreno cercano al desarenador.
- No se dispone de válvula de entrada ni salida para la tubería de asbesto – cemento

Figura 14. Desarenador sector bajo.



Fuente: **Propia.**

7.4 RED DE CONDUCCIÓN

RED DE CONDUCCIÓN PARTE ALTA

DESCRIPCIÓN

Red construida en el año 2007 en PVC de 10" con una longitud de 4.243 m que actualmente no está operando.

7.4.1 RED DE CONDUCCIÓN PARTE BAJA

DESCRIPCIÓN

Red construida en AC de 8" es la que actualmente abastece 17 l/s a la planta de tratamiento de agua potable, pero presenta deterioro debido al tiempo de operación. Inicia en la caja de

repartición del desarenador parte baja que actualmente esta operando y tiene una longitud de 2.490 m.

Se debe realizar el empalme a la planta de tratamiento de agua potable e instalación de accesorios para la puesta en marcha de la conducción para la operación de un caudal máximo diario de 17 l/s, para lo cual hacen falta la instalación de 70 ml de tubería para su correcto funcionamiento.

7.5 PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE

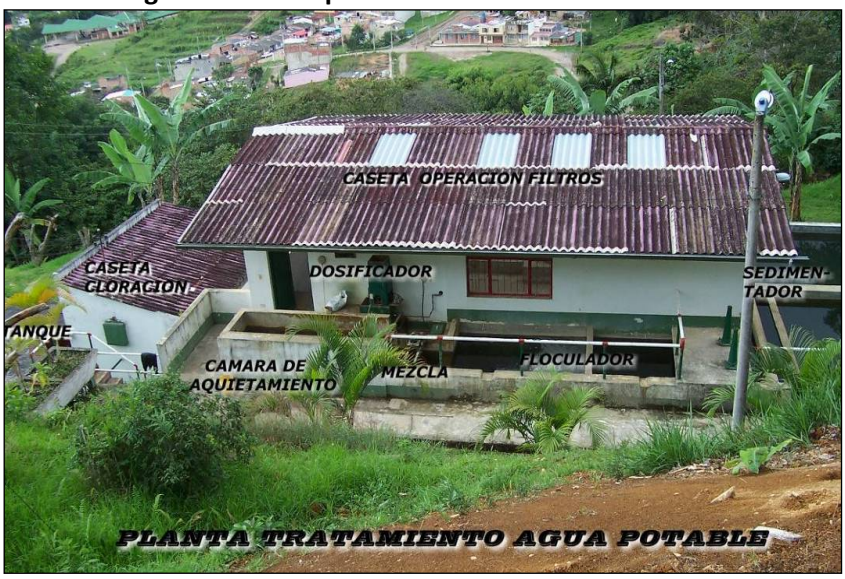
DESCRIPCIÓN

Es una planta convencional. Fue construida por el INSFOPAL, aproximadamente hace 37 años. Esta planta trata 17 L/s y consta de lo siguiente:

7.5.1 Cámara de aquietamiento:

Consiste en un tanque de 3.50m x 0.90m y 1m de profundidad, y muros de 0.07m de espesor. A esta cámara llega la tubería de la conducción asbesto – cemento de 6"; en dicha cámara está instalado un vertedero triangular (90º) de pared delgada. Se hicieron mediciones y la altura del agua en el vertedero era de 18.5cm lo que equivale a 17 L/s.

Figura 15. Descripción estructura existente PTAP.



Fuente: **Propia.**

Figura 16, Tanque de Almacenamiento



Fuente: **Propia.**

Figura 17. Cámara de Aquietamiento.



Fuente: **Propia.**

7.5.2 Cámara de mezcla con retro mezclador mecánico

Ubicada a continuación de la cámara de aquietamiento; sus dimensiones son: 1m x 0.90 m y 2m de profundidad. En esta cámara se aplica sulfato de aluminio, por medio de un dosificador volumétrico de alumbre.

Figura 18. Mezcla rápida.



Fuente: Propia.

7.5.3 Floculador mecánico

Consiste en dos tanques en concreto:

El primero, de dimensiones 2.90 x 2 m y profundidad 3 m en él se encuentra instalado un mezclador mecánico de paletas de flujo horizontal, con tubería de lavado de 3"; está separado del segundo tanque por una pantalla construida a partir de 0.5m del fondo.

El segundo tanque, de 3.20 m de largo x 2 m de ancho, en este también se encuentra instalado un mezclador mecánico de paletas de flujo horizontal. La pendiente del piso es del 5%, para facilitar el lavado; está provisto de una pasarela sobre la que se encuentran instaladas dos válvulas de compuerta de 10", en mal estado de funcionamiento.

Figura 19. Floculador macánico.



Fuente: **Propia.**

7.5.4 Sedimentador de flujo horizontal.

En un tanque en concreto de 8.70 x 9.50 m y altura de 3.20 m, de borde libre 0.20 m en la entrada de este existe un canal de 0.35 m de ancho y 4.60 m de largo y profundidad de 0.50 m; el fondo de este canal tiene 4 orificios de 0.22 m de diámetro para el paso del agua al Sedimentador propiamente dicho. A una distancia de 0.30 m del canal, existe un muro cortina, en ladrillo, con huecos cuya función es la de disminuir el velocidad de en entrada del agua al Sedimentador. Este tanque está construido en forma de herradura: el muro que sirve para dar esta forma tiene un largo 6.50 m y un ancho de 0.20 m al final de este muro, existe una pasarela de 9 x 1 m y un espesor de 0.07 m, provista de barandas a lo largo de ésta. En las pasarelas se encuentran instaladas dos válvulas HF 8" de lavado con guía y rueda de manejo. El fondo del Sedimentador tiene una pendiente del 5%, con sus respectivas válvulas de lavado.

En el centro del sedimentador, existe una tubería que cumple las funciones de rebose de 8", a nivel de la lámina de agua.

Al final del sedimentador existe un canal de salida, provisto de un muro que cumple las funciones de rebose, de 0.10 m de espesor; la profundidad del canal de salida es de 0.80m, en este se encuentra instalada una tubería, con un tapón que se retira en las ocasiones de lavado del canal; de este canal sale otro canal, de 0.40 m de ancho, que lleva el agua sedimentada a los filtros.

Figura 20. Sedimentador



Fuente: **Propia.**

7.5.5 Filtros rápidos de flujo descendente y con retrolavado con lecho de antracita de arena.

Estos filtros se encuentran dentro de la caseta de operación. La planta cuenta con dos filtros. La dimensión de cada filtro es de: 4 x 3 y profundidad total es de 3.10 m distribuida así: 0.20 m para recolección de agua filtrada; 0.20m de falso fondo Leopold; capa de soporte en grava 0.40 m; lecho filtrante en arena de e = 0.40 m; capa de antracita e = 0.40 y 0.36 m de expansión de lecho filtrante; capa sobrenadante 0.94 m y borde libre de 0.20 m.

Para cada filtro existen dos canaletas, en concreto, con un ancho de 0.30 m y profundidad de 0.25 m para recolección de agua filtrada. Estos filtros están provistos de cuatro válvulas: dos de las cuales tienen el propósito de salida del agua filtrada y dos para lavado.

Figura 21. Filtros.



Fuente: **Propia.**

Figura 22. Laboratorio.



Fuente: **Propia.**

Figura 23. Válvulas Retrolavado de Filtros.



Fuente: **Propia.**

7.5.6 Tanque de cloración.

Es un tanque con dimensiones internas 7 x 6 y 3 m de altura útil; su capacidad es de 126 m³. En este se hace la dosificación del cloro. En este tanque hay un canal de rebose para permitir la salida al tanque de almacenamiento.

7.5.7 Casa de Bombas.

Sobre el tanque de cloración se encuentra construida una caseta, donde se instalaron tres bombas: dos de ellas fuera de servicio. La tercera, que está en funcionamiento, bombea agua del tanque de cloración a un tanque elevado, localizado aprox. a unos 25 m de este. En esta caseta también se encuentran instalados los tableros de control eléctrico.

Figura 24. Cuarto de Bombas.



Fuente: **Propia.**

7.5.8 Tanque de almacenamiento

Estructura en concreto con dimensiones 20.8 m de largo x 9 m de ancho y una altura útil de 2.80 m. y borde libre de 0.60 m, con muros de espesor promedio 0.80 m. Su capacidad es de 410 m³. El espesor de la placa de cubierta es de 0.10 m al final del tanque se dispone de su respectiva tapa de acceso, para el mantenimiento del tanque. Para lavado, salida y rebose, se cuenta con una caja de válvulas con muros, placa y tapa en concreto, de dimensiones de 2m x 2m y 3.20m de profundidad respectivamente. Esta provista de dos válvulas: una válvula HF de 8" para lavado, y otra para la salida a la red de distribución. El tanque de almacenamiento cuanta con una tubería de rebose PVC 6": el tubo está colocado horizontalmente a nivel de la lámina de agua, atraviesa el muro, y deja caer libremente el agua dentro de la cámara.

A los muros de este tanque se le han hecho tres mejoramientos, reforzando los muros existentes con un nuevo muro interior.

Figura 25. Tanque de Almacenamiento.



Fuente: **Propia.**

7.5.9 Tanque Elevado para Retrolavado

Este tanque se encuentra ubicado a una cota de terreno de 5.0 m sobre la cota del tanque de almacenamiento. Tiene las siguientes dimensiones 8 x 4 m y altura total de 2 m, borde libre de 0.40 m. Con volumen de 50 m³ es un tanque semienterrado; los muros tienen un espesor de 0.25 m. El tanque es alimentado por sistema de bombeo del tanque de cloración por medio de descarga de 2". El agua de este tanque es empleada para lavado de filtros y para abastecer a cinco usuarios. Para el lavado del tanque, este tiene una caja de 1.50 x 1 m, y una profundidad de 2.15 m donde se encuentran instaladas dos válvulas: una para lavado del tanque, y otra de salida de agua para lavado de filtros. En la placa de cubierta del tanque existe una tapa de dos abras en lámina corrugada de ¼" apoyada sobre ángulos. Debajo de la tapa se encuentran cinco escalones en varilla de ¾" para realizar el mantenimiento del tanque.

7.5.10 Observaciones y recomendaciones

- Se está utilizando un retro mezclador en la cámara de mezclas, según la información del fontanero, el cual no se usa en la forma adecuada, por problemas en el sistema eléctrico (los tableros se recalientan), igual situación se presenta con el mezclador de paletas del floculador de flujo horizontal.
- Los dos filtros con lecho de antracita quedaron mal armados, lo que causa problemas de filtración. Se recomienda volver a armar estos filtros. Otro problema que presentan estos filtros es durante el lavado: se utiliza el agua que está en el tanque elevado, la cual entra con mucha velocidad a los filtros y arrastra los lechos de antracita y arena.
- Los operarios de la planta manifiestan que los tableros se recalientan, lo que causa mal funcionamiento de los equipos; en el sistema de iluminación se funden muchos bombillos.

7.6 RED DE DISTRIBUCIÓN CASCO URBANO

7.6.1 DESCRIPCIÓN

Se tiene definido de la salida del tanque de almacenamiento una tubería en asbesto-cemento 8", aproximadamente 2 metros adelante, en una tee se derivan dos tuberías en asbesto-cemento, una de 6" y otra de 4", que abastecen continuamente el sistema.

La tubería de 4" AC abastece los barrios:

- Caracolí.
- Las Margaritas
- El Porvenir
- Villa Carolina
- Plaza de mercado
- San Isidro
- Comulvia

Presenta bajas presiones en los barrios San Isidro y Comulvia

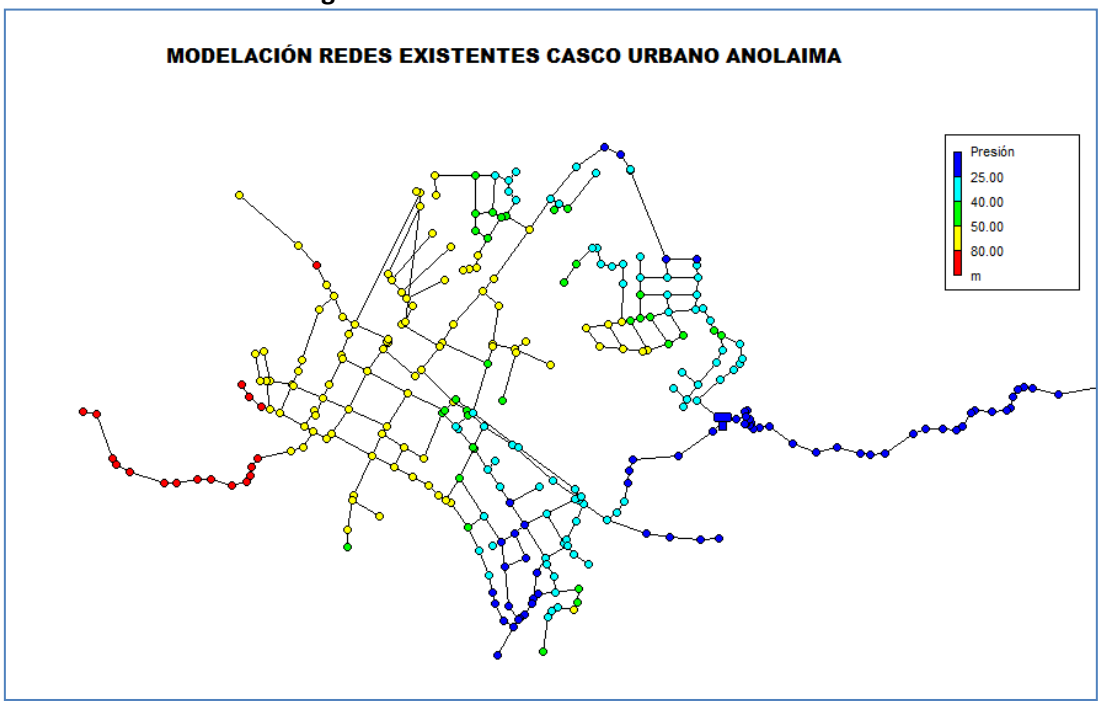
La tubería de 6" AC abastece los barrios:

- La Gloria
- Portal de la virgen
- Centro del Municipio
- San Vicente
- Santa Cecilia

Presenta bajas presiones en la Urbanización Portal de la Virgen

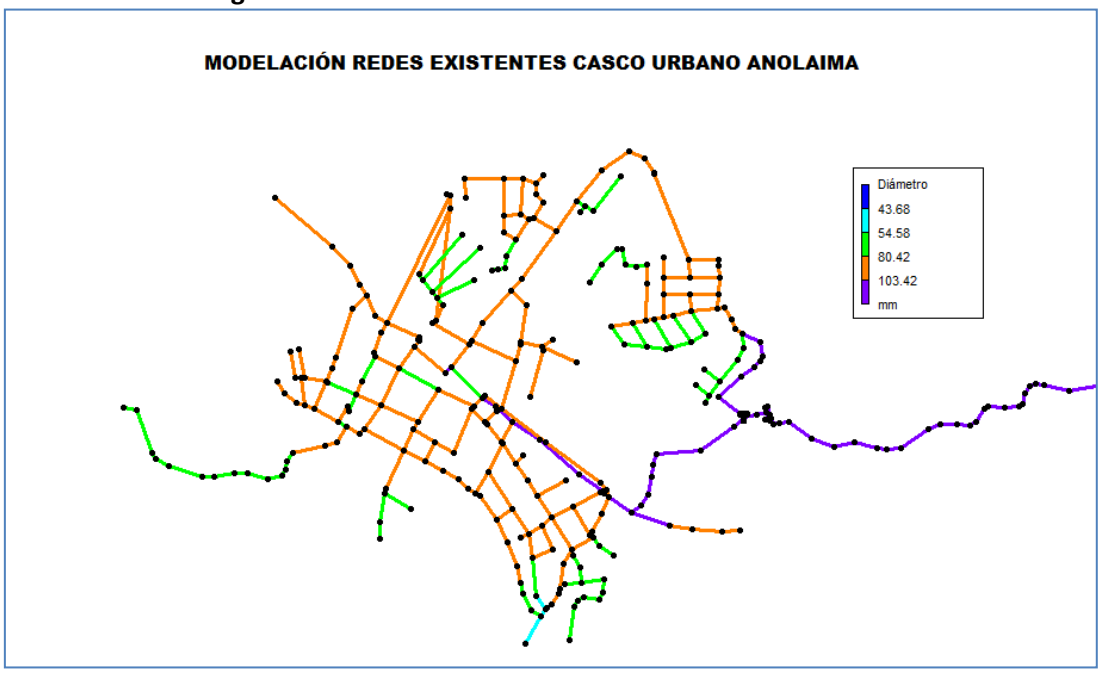
Como se puede observar en la imagen 16, la modelación de la red de distribución del casco urbano de Anolaima las presiones en los barrios anteriormente mencionados son inferiores a 25m, esto suponiendo que de cada barrios sale una cantidad de agua suficiente para abastecer a estos usuarios, pero en realidad el sistema no funciona así, lo que sucede es que en los sectores donde hay más presión se consume más agua y a estos lugares no les llega lo necesario.

Figura 26. Sistema de Acueducto Presión.



Fuente: **Propia.**

Figura 27. Sistema de Acueducto. Diámetro de Tuberías.



Fuente: Propia.

A continuación, se presenta un cuadro donde se resume el tipo de material, el diámetro y la longitud aproximada de tubería instalada en el casco urbano del municipio de Anolaima.

Tabla 18. Tubería instalada de Acueducto.

MATERIAL	Ø	LONGITUD	UND	SUBTOTAL
AC	8"	1,28	m	
AC	6"	353,68	m	
AC	4"	804,88	m	
AC	3"	2846,42	m	

AC	2"	397,72	m	
TOTAL TUBERIA AC				**4403,98**
PVC	3"	6146,91	m	
PVC	2½"	344,00	m	
PVC	2"	2719,70	m	
PVC	1½"	122,18	m	
TOTAL TUBERIA PVC				**9332,79**
HG	3"	25,63	m	
HG	2"	45,00	m	
TOTAL TUBERIA HG				**70,63**
TOTAL				**13807,40**

Fuente: Propia

Tabla 19. Edad de Instalación de Tuberías

BARRIO	EDAD TUBERIA
CARACOLI	12 AÑOS
URBANIZACION EL PORVENIR	12 AÑOS
URBANIZACION VILLA CAROLINA	12 AÑOS
COOMULVIA	16 AÑOS
SAN ISIDRO	8 AÑOS
SAN LUIS	30 AÑOS

CENTRO	30 AÑOS
PORTAL DE LA VIRGEN	12 AÑOS
URBANIZACION LA GLORIA	15 AÑOS
SANTA CECILIA	20 AÑOS
SAN VICENTE	5 AÑOS

Fuente: Propia

7.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Se determino el diseño y la construcción de una nueva bocatoma 320 m aguas arriba de la bocatoma de la parte alta para un caudal de 34 l/s.

- Se determino el diseño y la construcción de un nuevo desarenador a 63 m de la bocatoma proyectada para un caudal máximo diario de 17 l/s.

- Se debe construir 1705 m de longitud de red de conducción para empalmar con la red de conducción existente en 10".

- Se debe realizar el empalme a la planta de tratamiento de agua potable e instalación de accesorios para la puesta en marcha de la conducción para la operación de un caudal máximo diario de 17 l/s.

- En cuanto al casco urbano la implementación de la red matriz nos ayuda a sectorizar ya que se definen unas zonas para entregar a redes menores que son las encargadas de entregar a los usuarios que facilita el proceso de operación y mantenimiento en el caso de necesitar racionamiento de agua se puede hacer por zonas sin afectar las presiones. Esto nos brinda la posibilidad de implementar una red de incendios asegurando el caudal y las presiones necesarias.

- En cuanto a las redes existentes en el casco urbano se recomienda el cambio de tubería en AC por tubería en PVC, en diferentes diámetros, así como de los accesorios para definir la sectorización

8 SISTEMA DE ALCANTARILLADO.

Para la descripción actual de alcantarillado para el municipio de Anolaima se debe indicar que este inicia en la parte alta del municipio cerca de la planta de potabilización en el pozo 133c, con un colector de gres en 12" hasta el pozo 133, donde también confluye el colecto que viene del pozo 129 en gres de 10" por la avenida circunvalar, el pozo 133 conecta con un pozo que se encuentra tapado por asfalto en la esquina de la carrera once con calle tercera; este colector continua por la calle tercera en gres de 10" en dirección del centro del municipio hasta la carrera quinta, descargando en el pozo 512, sigue por la carrera quinta hasta el pozo 515, y baja por la calle segunda hasta el pozo 77, y desde ahí por la carrera cuarta hasta el pozo 79, para luego descargar en el box culvert colvert de la quebrada la amarilla.

A continuación se realiza la descripción por barrios del municipio, asì:

8.1 BARRIO LA GLORIA

Las aguas negras del barrio la Gloria se recogen en el pozo 13 localizado en la esquina de la calle tercera con la carrera doce, este baja hasta la altura de la estación Terpel, y continúa recogiendo una serie de colectores de las calles adyacentes hasta el pozo que se encuentra tapado por asfalto en la esquina de la carrera once con calle tercera. Otro de los colectores baja por la carrera once también a la esquina de la calle tercera con la carrera doce. El colector de la calle cuarta entre carreras once y octava, todas las tapas de los pozos se encuentran tapadas. La otra red de colectores de este barrio, inicia en el parque la gloria y escurren por tuberías de 8" en gres y PVC en dirección al matadero municipal y sigue por un embovedado que pasa por debajo de barias viviendas, para descargar finalmente a la Quebrada "La Mugrosa o Matadero"

8.1.1 Problemática del sistema de alcantarillado

- Falta de pozos iniciales

- Pozos tapados principalmente en la calle cuarta donde se arreglo la capa de rodadura y se taparon los pozos.
- Varios pozos que no cumplen con la altura minina es decir pozos de profundidad menor a un metro.
- Pendientes de más de treinta grados en los colectores.
- La mayoría de pozos con escombro o falta de limpieza
- La red de alcantarillado es mixto, es decir también recoge aguas lluvias

8.2 ZONA CENTRO

El alcantarillado en el centro del municipio por su topografía la mayor parte escurre hacia el embovedado que cruza por debajo de varias viviendas , paralelo a la calle sexta y finalmente descarga en la Quebrada "la Mugrosa", otra parte sigue en la otra dirección para descargar en el box culvert de la quebrada La Amarilla. El alcantarillado de la parte de atrás de la alcaldía y del sector del hospital sigue la dirección de la carretera que sale para cuatro caminos y a la altura del puente del hospital un colector de gres de 12" conduce las aguas a la quebrada la Amarilla.

8.2.1 Problemática Del Sistema De Alcantarillado

- Por la calle segunda varias viviendas descargan directamente a la quebrada La Amarilla.
- La red en varios tramos va de un diámetro mayor a uno menor
- Existen tramos entre estos el embovedado que cruzan por debajo de las viviendas.
- Existen pozos dentro de predios privados como el caso de la cacharrería, y otro cerca al puente del ancianato.
- La red de alcantarillado es mixto, es decir también recoge aguas lluvias

8.3 BARRIO URBANIZACIÓN CARACOLÍ

El alcantarillado de la urbanización Caracolí recoge un colector que viene por la avenida circunvalar, este alcantarillado está compuesto por 9 pozos. Sale del barrio a través de un viaducto sobre la quebrada La Amarilla al pozo 650 en la urbanización el Porvenir.

8.3.1 Problemática del sistema de alcantarillado.

Los números asignados a los pozos no tienen ninguna referencia con el consecutivo relacionado la cantidad de pozos que conforman el sistema de alcantarillado.

8.4 BARRIO EL PORVENIR

Esta red confluye en la parte baja de la diagonal primera, vía que divide a esta urbanización con la urbanización Villa Carolina.

8.4.1 Problemática del sistema de alcantarillado.

La urbanización el porvenir posee un alcantarillado de pocos años de construido y que por la falta de pavimentación de las calles la mayoría de los pozos se encuentran tapados.

8.5 ESQUEMA DE VERTIMIENTOS

Actualmente en el Casco Urbano de Anolaima se encuentran cuatro puntos de vertimiento de los cuales el cuarto se proyecto bajo supuestos. A continuación se detallará en su descripción en las páginas siguientes:

Figura 28. Áreas aferentes.



Fuente: **Propia.**

Se debe tener en cuenta que el área total aferente del casco urbano de Anolaima es de 45.26 Ha. En la siguiente figura se contempla la configuración de las áreas que en azul corresponde al vertimiento No 1, en magenta al vertimiento No 2 y finalmente en anaranjado al vertimiento No 3.

Para cada vertimiento se determinaron los porcentajes del total del área aferente o total del casco urbano, a saber:

Vertimiento 1: área aportante 12.12 Ha correspondiente al 26.80% del área total.

Vertimiento 2: área aportante 29.14 Ha correspondiente al 64.40% del área total.

Vertimiento 3: área aportante 1.81 Ha correspondiente al 4.00% del área total.

Vertimiento 4: área aportante 2,19 Ha correspondiente al 6.80% del área total.

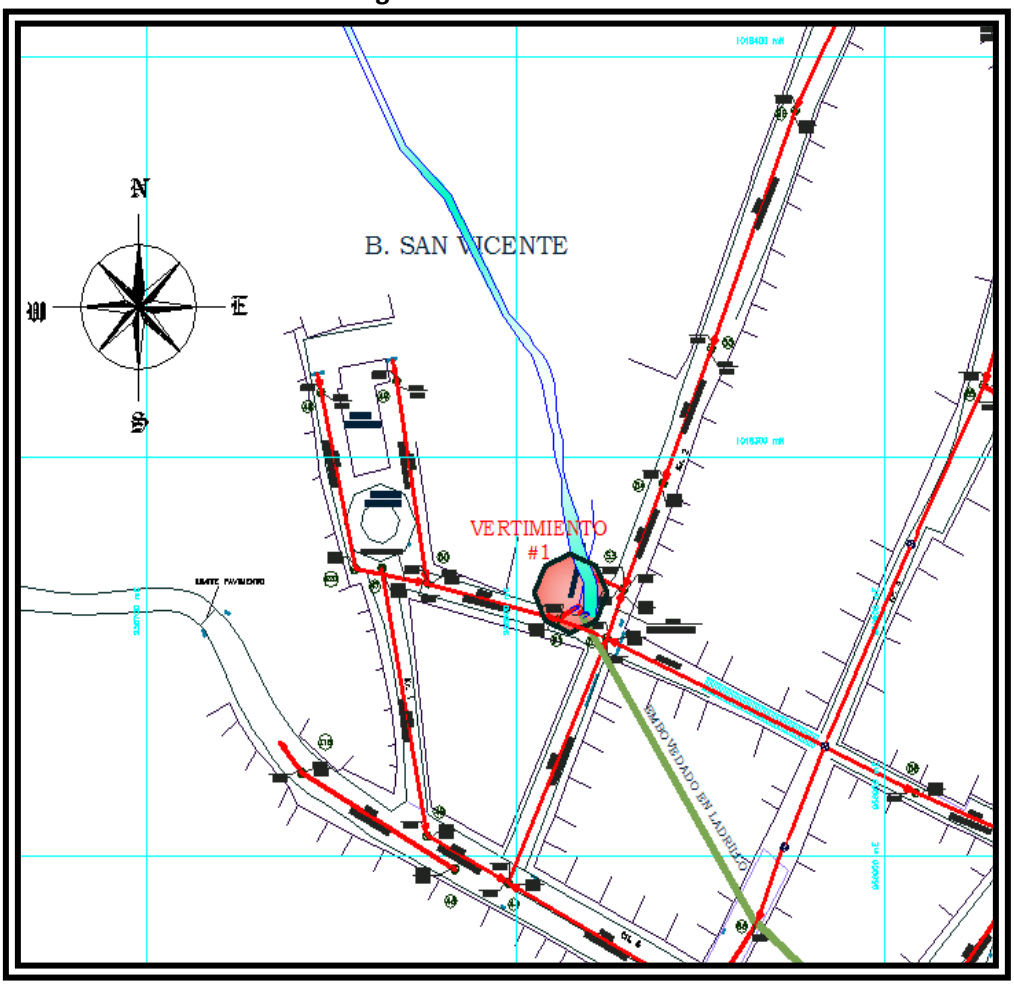
En Diciembre del 2008, según lo exigido por la CAR, se tomaron muestras integradas de A.R., para análisis Biológicos en tres sitios estratégicos:

- Sitio antes de la confluencia de la Quebrada la Mugrosa con la Quebrada Amarilla.
- Sitio antes de la confluencia de la Quebrada Amarilla con la Quebrada la Mugrosa.
- Sitio aguas abajo de la confluencia de las quebradas Amarilla y La Mugrosa.

8.5.1 Vertimiento 1

Este vertimiento se ubica en el occidente del casco urbano de Anolaima. Con una población aportante aproximada de 1244 habitantes, se convierte en el segundo en la lista en generación de caudal de ARD. Para este vertimiento se calculó una ppc de 23.3 gr para DBO y de 8.7 gr para SST.

Figura 29. Vertimiento 1.



Fuente: Propia.

Localizado en las coordenadas X: 956816.736 e Y: 1018262.47. Este vertimiento se realiza directamente en la Quebrada San Vicente o Matadero. Realizada la caracterización de los parámetros de interés se encontró que las ARD generadas por este sector presentan un grado de contaminación alta. A continuación se presenta la caracterización del vertimiento.

Parámetro	Unidades	Concentración
DBO_5	mg/l	345
DQO	mg/l	477
SST	mg/l	129
Coliformes Fecales	NMP/100ml	----
Coliformes Totales	NMP/100ml	----
OD	mg/l	----
pH	Und.	6.89
Q (caudal)	l/s	1.03
Fósforo Total	mg/l	----

Vertimiento No.		**1**
Nombre Fuente Receptora		**Matadero**
Caudal (l/s)		1,03
Concentración DBO (mg/l)		345,0
Concentración SST (mg/l)		129,0
Producción percapita de carga contaminante DBO_5 (kg/hab*día)		0,0233
Producción percapita de carga contaminante SST (kg/hab/día)		0,0087
Población (hab)	Actual	1244
	Corto plazo	1326

	Mediano plazo	1369
	Largo plazo	1473

Tabla 1. Caracterización del Vertimiento 1.

En la siguiente fotografía se observa la ubicación del punto de vertimiento No 1. Ya en el plano se ubica en la siguiente figura.

Figura 30. Localización vertimiento 1



Fuente: Propia

Figura 31. Foto de la Zona descrita.



Fuente: **Propia.**

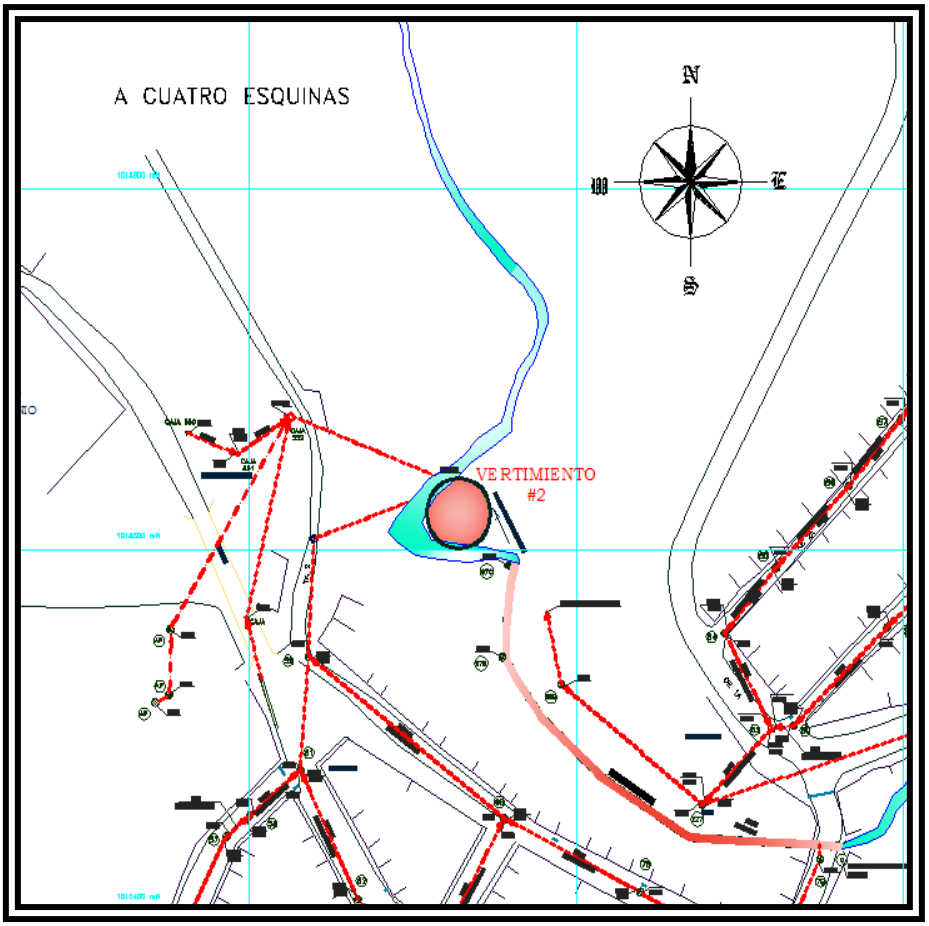
En esta fotografía se detalla el punto de vertimiento No 1. El cuerpo de agua receptor se denomina Quebrada La Mugrosa. Es importante anotar que además del impacto generado por la descarga directa de las ARD, se observan grandes cantidades de residuos sólidos que se disponen a lado y lado del cauce de la quebrada, aumentando el grave deterioro observado y atrayendo roedores y aves carroñeras. Entre otras cosas en el sitio se perciben olores desagradables.

8.5.2 Vertimiento 2

Localizado en las coordenadas X: 956948.87 e Y: 1018513.31. Este vertimiento se realiza directamente en la Quebrada La Amarilla. Realizada la caracterización de los parámetros de

interés se encontró que las ARD generadas por este sector presentan un grado de contaminación muy alta. A continuación, se presenta la caracterización del vertimiento descrito.

Figura 32. Localización vertimiento 2.



Fuente: **Propia.**

Parámetro	Unidades	Concentración
DBO_5	mg/l	450
DQO	mg/l	661
SST	mg/l	182
Coliformes Fecales	NMP/100ml	----
Coliformes Totales	NMP/100ml	----
OD	mg/l	----
pH	Und.	7.26
Q (caudal)	l/s	0.42
Fósforo Total	mg/l	----

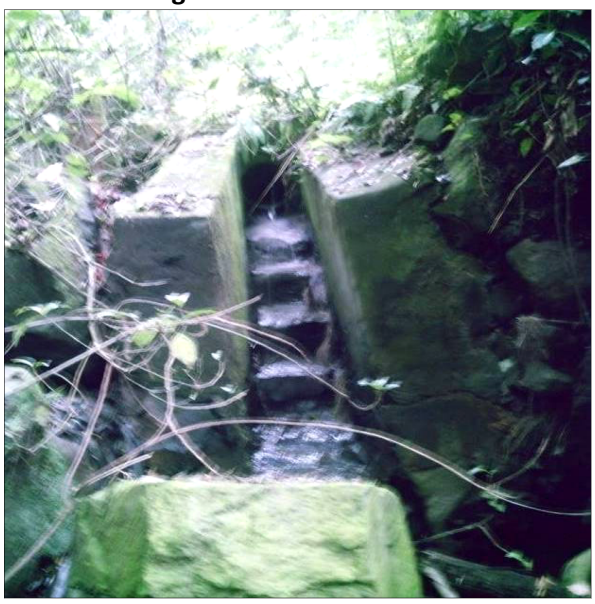
Vertimiento No.	**2**
Nombre Fuente Receptora	**El Amarillo**
Caudal (l/s)	0,42
Concentración DBO (mg/l)	450,0
Concentración SST (mg/l)	182,0
Producción percapita de carga contaminante DBO_5	0,0311

(kg/hab/día)		
Producción percapita de carga contaminante SST (kg/hab/día)		0,0126
Población (hab)	Actual	2978
	Corto plazo	3123
	Mediano plazo	3276
	Largo plazo	3526

Tabla 2. Caracterización del Vertimiento 2.

En la siguiente fotografía se puede observar el vertimiento No 2.

Figura 33. Vertimiento 2



Fuente: **Propia.**

Este vertimiento se encuentra ubicado al Nor-Occidente del Casco Urbano de Anolaima. Con una población aportante aproximada de 2978 habitantes, se convierte en el primer vertimiento en la lista en generación de caudal de ARD. Para este vertimiento se calculó una ppc de 31.1 gr para DBO y de 12.6 gr para SST.

Por otro lado esta corriente receptora se encuentra en grave estado de deterioro, tal y como se observa en la siguiente fotografía.

Figura 34. Punto de vertimiento 2

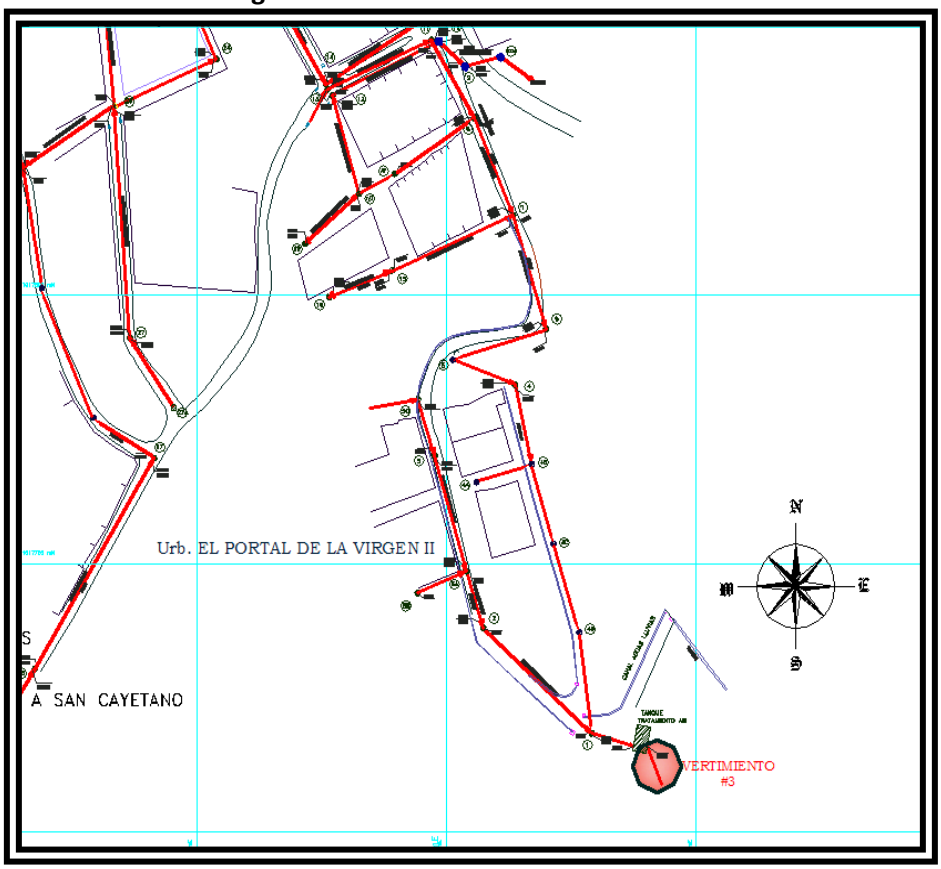


Fuente: **Propia.**

8.5.3 Vertimiento 3

Localizado en las coordenadas X: 957474.97 e Y: 1017631.914. Este vertimiento proviene de un Tanque séptico que trata las ARD generadas en la URB. El Portal de La Virgen II. Se debe tener en cuenta que la concentración de DBO está catalogada como alta. A continuación se muestra la caracterización de vertimiento descrito.

Figura 35. Localización de vertimiento 3



Fuente: Propia.

Parámetro	Unidades	Concentración
DBO_5	mg/l	315
DQO	mg/l	689
SST	mg/l	151

Coliformes Fecales	NMP/100ml	----
Coliformes Totales	NMP/100ml	----
OD	mg/l	----
pH	Und.	6.81
Q (caudal)	l/s	0.04
Fósforo Total	mg/l	----

Vertimiento No.		**3**
Nombre Fuente Receptora		**Vallado Innominado**
Caudal (l/s)		0,04
Concentración DBO (mg/l)		315,0
Concentración SST (mg/l)		151,0
Producción percapita de carga contaminante DBO_5 (kg/hab/día)		3,7059
Producción percapita de carga contaminante SST (kg/hab/día)		1,7765
Población (hab)	Actual	184
	Corto plazo	193
	Mediano plazo	202
	Largo plazo	217

Tabla 3. Caracterización del Vertimiento 3.

Figura 36. Sector Portal de La Virgen II



Fuente: **Propia.**

En la siguiente fotografía se puede observar El Tanque Séptico. En general se encuentra en buen estado estructural, sin embargo, se debe realizar una desmalezada en los alrededores del sistema de tratamiento.

Figura 37. Tanque Séptico Portal de La Virgen II



Fuente: Propia.

Este vertimiento se encuentra ubicado en el Sur del Casco Urbano de Anolaima. Con una población aportante aproximada de 184 habitantes, se convierte en el tercer vertimiento en la lista en generación de caudal de ARD. Para este vertimiento se calculó una ppc de 3705,9 gr para DBO y de 1776,5 gr para SST. El efluente del Tanque Séptico es vertido en un potrero adyacente.

8.5.4 Vertimiento 4

Localizado en las coordenadas X: 956382,35 Y: 1018182,71. Este vertimiento se generara una vez se construya la PTAR de el Barrio San Vicente. Los datos del efluente se asumen los típicos de aguas residuales domesticas puesto que el vertimiento en la actualidad no se está generando, al no existir las conexiones domiciliarias al emisario final del alcantarillado que se construyó recientemente hasta el lote donde se construirá esta planta.

Caracterización Vertimiento:

Parámetro	Unidades	Concentración
DBO_5	mg/l	41
DQO	mg/l	75
SST	mg/l	75
Coliformes Fecales	NMP/100ml	----
Coliformes Totales	NMP/100ml	----
OD	mg/l	----
pH	Und.	6.81
Q (caudal)	l/s	1,4
Fósforo Total	mg/l	----

Vertimiento No.	**3**
Nombre Fuente Receptora	**CAÑO HUMEDO**
Caudal (l/s)	3
Concentración DBO (mg/l)	
Concentración SST (mg/l)	
Producción percapita de carga contaminante DBO_5 (kg/hab/día)	

Producción percapita de carga contaminante SST (kg/hab/día)		
Población (hab)	Actual	184
	Corto plazo	193
	Mediano plazo	202
	Largo plazo	217

Tabla 4. Caracterización del Vertimiento 4.

8.6 MATADERO MUNICIPAL

El casco urbano de Anolaima cuenta con un matadero (ubicado dentro del perímetro urbano) el cual actualmente sacrifica aproximadamente 50 reses por semana. De éste se beneficia tanto el casco urbano, como el Municipio de Cachipay. Cabe anotar que el matadero cuenta con instalaciones adecuadas para tal fin; el sistema de tratamiento consiste en una trampa de grasas y sedimentador (diariamente se realiza limpieza consistente en remover los sólidos flotantes y grasas) y posteriormente dos tanques para el filtrado de las aguas residuales. En cuanto al manejo de excrementos, se cuenta con rejillas en cada uno de los patios de reposo. No obstante el matadero municipal de Anolaima vierte el efluente proveniente de la PTAR, al sistema de alcantarillado.

Se deben tomar medidas preventivas dentro del mediano plazo para evitar la saturación de la futura PTAR. Es decir, es necesario replantear la ubicación del matadero municipal, puesto que no debe quedar localizado dentro del perímetro urbano.

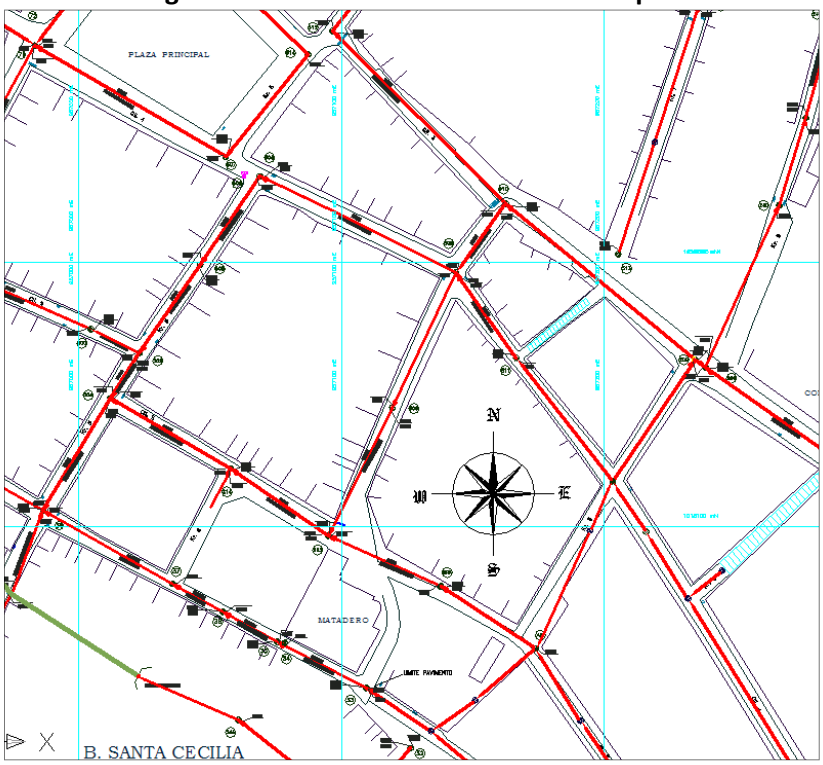
Figura 38. Matadero Municipal





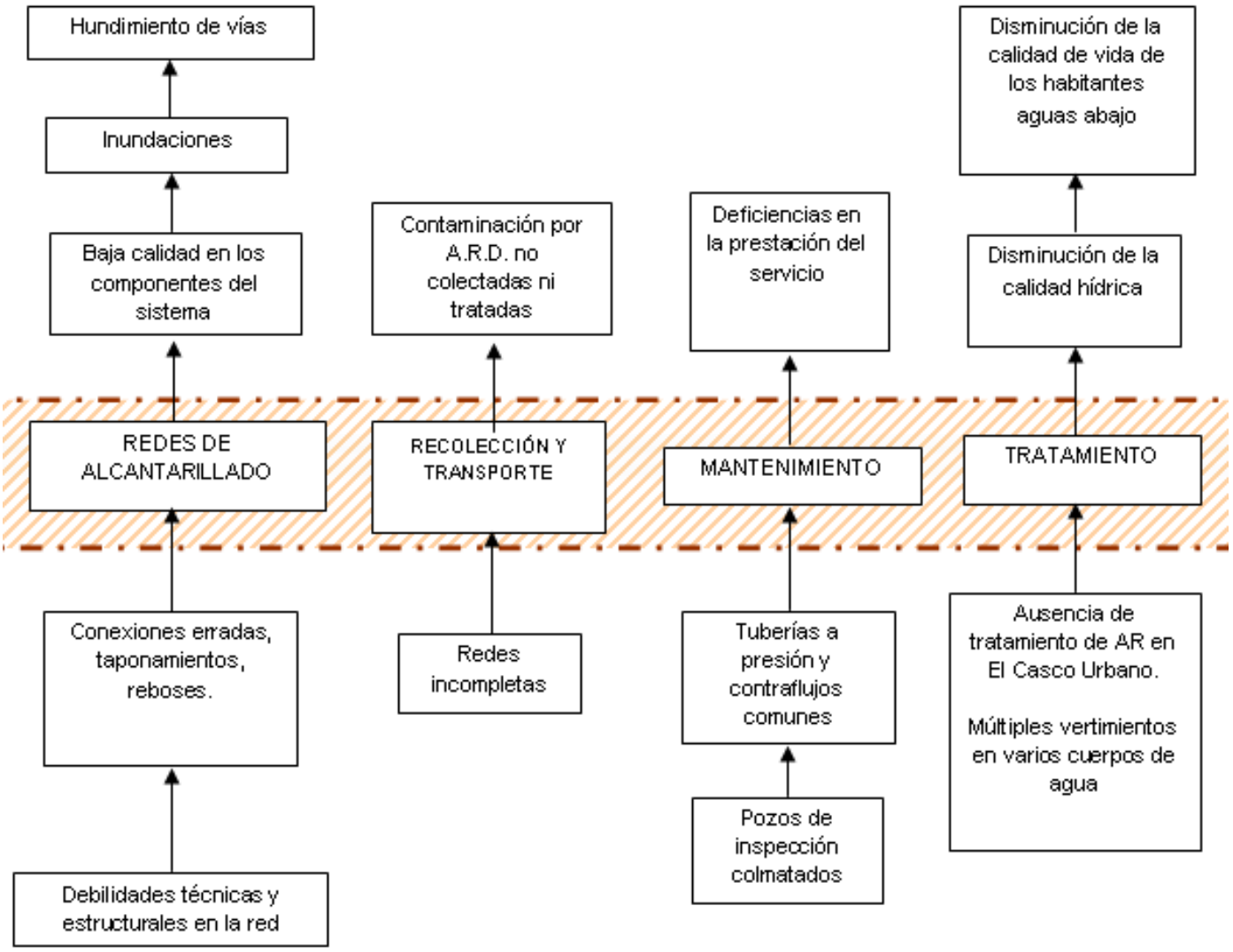
Fuente: **Propia.**

Figura 39. Localización Matadero Municipal.



Fuente: Propia.

8.7 SÍNTESIS DE LA SITUACIÓN ACTUAL



9 ANEXOS

9.1 CATASTRO DE POZOS

Se anexa el catastro de pozos a este informe.

10 BIBLIOGRAFIA

- DIAGNOSTICO, ESTUDIOS, DISEÑOS Y FORMULACION DEL PLAN MAESTRO DE ACUEDUCTO Y ALCANTARILLADO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE ANOLAIMA.
- www.cundinamarca.gov.co/gobernacion/Perfiles/Municipios.aspx
- Normas de Potabilidad del agua - Decreto 475/98
- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000

ING JESÚS JIMÉNEZ LOZANO.
M.P. 25202089480 CND