PROYECTO DE INVERSIÓN
"CONSTRUCCIÓN ETAPA I DE LA INFRAESTRUCTURA FÍSICA ESENCIAL PARA LA HABILITACIÓN DE ÁREAS DE FORMACIÓN EDUCATIVA DEL CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

REQUISITOS GENERALES

COMPONENTE 1.1.9 DISEÑO REDES HIDROSANITARIAS Y AGUAS LLUVIAS

GOBERNACIÓN DE ARAUCA – SECRETARÍA DE EDUCACIÓN
Calle 20 Carrera 21 Esquina, Telefax 8851946; Código Postal 810001
Arauca-Arauca (Colombia). E-mail: sac@sedarauca.edu.co

NIT. 800102838 - 5

COMPLEJO PARQUE DE LA VIDA

REDES DE SERVICIOS PÚBLICOS DEL CAMPUS UNIVERSITARIO E HIDROLOGÍA CAÑADA DE AGUAS LLUVIAS EXISTENTE

SECTOR VIA ACCESO PRINCIPAL

COMPONENTE 1.1.9 – DISEÑO REDES HIDROSANITARIAS Y AGUAS LLUVIAS

JUAN CAMILO LEIVA MONTERREY
INGENIERO CIVIL – ESP. EN RECURSOS HÍDRICOS
M P 25202-423094 CND

CONTRATO DE CONSULTORIA No. 266 DE 2025
CONTRATISTA: CONSORCIO CAMPUS UNIVERSITARIO
R/ EDWIN YESID SANCHEZ BERRIOS

CONTRATO DE INTERVENTORIA No. 289 DE 2025
CONTRATISTA: CONSORCIO INTERDISEÑOS
R/ RENAN LÓPEZ MORENO

ARAUCA
OCTUBRE 2025

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 9
2. GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO 10
2.1 RESEÑA HISTORICA 10
2.2 GEOGRAFIA 10
2.3 ESTUDIOS EXISTENTES 12
2.4 UBICACIÓN DEL PROYECTO 12
3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO 14
3.1 DISEÑO RED DE DISTRIBUCIÓN 14
3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO 14
3.2.1 Caudal de diseño 14
3.2.2 Presiones Mínimas en la Red 14
3.2.3 Presiones Máximas en la Red. 14
3.2.4 Diámetro Interno Real Mínimo En La Red de Distribución. 14
3.2.5 Velocidades En Las Tuberías De La Red De Distribución 15
3.2.6 Pendientes En Las tuberías De La Red De Distribución. RAS Titulo B 7.4.10 15
3.2.7 Profundidades Máximas y Mínimas Para La Instalación De Tuberías Enterradas En Las Redes De Distribución. 15
3.2.8 Selección Material De Las Tuberías 16
Tuberías de Policloruro de Vinilo 16
4. ANÁLISIS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN 18
4.1.1. Modelación de redes de distribución de agua 18
4.1.2. Pérdidas de Carga 18
4.1.3. Presión Estática 19
4.1.4. Presión dinámica. 19
4.1.5. Curva Demanda Horaria 19
4.1.6. Asignación De Caudal En Los Nodos 20
4.2 SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN. 21
4.2.1. Evaluación de presiones del sistema sin hidrantes 21
4.2.2. Estado De Las Tuberías 22
4.2.3. Golpe De Ariete 22
4.2.4. RDE de la tubería 23
4.3 PROTECCIONES DE LA TUBERÍA 25
4.3.1. Válvulas De Purga 25

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

4.3.2. Válvulas De Corte o Cierre 25
5. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE AGUA RESIDUAL 26
5.1 CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES 26
5.1.1. Caudal de aguas residuales domesticas 26
5.1.2. Dotación neta máxima 26
5.1.3. Coeficiente de retorno 27
5.1.4. Densidad poblacional 27
Población futura 27
5.1.5. Densidad Saturación 28
5.1.6. Caudal medio diario (QMD) 30
5.1.7. Caudal máximo horario (QMH) 30
5.1.8. Caudal de conexiones erradas (Qce) 30
5.1.9. Caudal de infiltración (Qinf) 30
5.1.10. Caudal de diseño 30
5.1.11. Diámetro Interno Real Mínimo en los Alcantarillados Sanitarios 31
5.1.12. Criterios de autolimpieza en los alcantarillados sanitarios. 31
5.1.13. Velocidad máxima en los alcantarillados sanitarios 31
5.1.14. Relación Máxima entre profundidad de flujo y diámetro de la tubería en los alcantarillados sanitarios 31
5.1.15. Profundidad de instalación de la tubería en alcantarillados 31
5.2 DISEÑO DE TUBERIAS 32
5.3 ECUACIÓN MATEMATICA EMPLEADA EN EL DISEÑO 32
5.4 PARAMETRO DE DISEÑO DE LAS TUBERIAS 36
5.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO 36
5.5.1. Descripción del sistema y trazado de red 37
5.5.2. Determinación de Áreas Aferentes 38
5.5.3. Cálculo del Caudal de Diseño Total (QDT) 41
5.5.4. Determinación de pendientes y profundidades 44
5.5.5. Determinación de Diámetros de Tubería 45
5.6 CALCULO HIDRAULICO EN CONDICIONES INICIALES 48
5.7 CALCULO HIDRAULICO POR USO DE EDIFICACIONES 53
6. ESTACIÓN DE BOMBEO CAMPUS UNIVERSITARIO 60
7. MODELACION 67
7.1 ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN 74
7.2 UBICACIÓN 75

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

7.3 PARÁMETROS DE DISEÑO 75
Diámetro 75
Diámetro de acceso 76
8. OBRAS DE DRENAJE Y MANEJO PLUVIAL 77
8.1 Parámetros de Diseño de Sistema Pluvial 77
8.2 Intensidad – Frecuencia – Duración de las Lluvias 77
8.3 Tiempo De Concentración De Las Aguas En Un Determinado 77
8.4 Periodos De Retorno De Diseño 79
8.5 Estimación Del Caudal De Diseño 80
8.6 Estudio Hidrológico 80
8.7 Análisis de la Información Hidrológica 83
8.8 Obtención De Las Curvas IDF Por El Método Simplificado. 84
8.9 Cálculo de Caudales Método Racional 86
7.9.1. Sumideros 86
7.9.2. Tipos de Sumideros 87
7.9.3. Ubicación de los sumideros. 87
8.10 Análisis Hidráulicos Definitivos 93
8.10.1 Consideraciones Generales 93
8.10.2 Consideraciones Especificas 93
8.10.3 Parámetros de Diseño 93
8.10.4 Parámetros de Diseño 93
Velocidad 93
Pendiente 94
8.11 Diseño Hidráulico de Redes de alcantarillado pluvial 94
8.11.1 Parámetros hidráulicos 96
8.11.2 Procedimiento de diseño 96
9. HIDROLOGIA 101
9.1 Antecedentes 101
9.2 Parámetros de diseño 101
9.3 Intensidad – Frecuencia – Duración de las Lluvias 101
9.4 Tiempo de concentración de las aguas 102
9.5 Periodos de retorno de diseño 103
9.6 Estimación del caudal de diseño 104
9.7 Análisis de la información hidrológica 104
9.7.1 Climatología 106
9.7.2 Precipitación 107
9.7.3 CURVAS IDF 107

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

9.7.4 Temperatura Mensual 108
9.7.5 NUBOSIDAD Y SOL 109
9.7.6 VIENTO 109
9.7.7 BRILLO SOLAR 110
9.7.8 RADIACIÓN SOLAR 111
9.7.9 EVAPORACIÓN 112
9.7.10 EVAPOTRANSPIRACIÓN 112
9.7.11 HUMEDAD RELATIVA 114
9.8 MODELACIÓN HIDRAÚLICA DRENAJE CAMPUS UNIVERSITARIO 116
9.8.1 Modelo digital de elevación (DEM) 117
9.8.2 Resultados hidráulicos 119
10. INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS 123
10.1 Criterios de diseño 123
10.2 Características de toma y entrega de aguas 123
10.3 Cálculo de las redes de suministro de agua potable 123
8.3.1. Caudal de diseño 123
8.3.2. Pérdidas por fricción 124
8.3.3. Pérdidas por accesorios 126
8.3.4. Dimensionamiento de la red 127
8.3.5. Bombas a presión 127
8.3.6. Tanques de distribución 128
10.4 Cálculo de las redes de aguas residuales 129
8.4.1. Aguas residuales 129
8.4.2. Hidráulica de los desagües 130
8.4.3. Dimensionamiento red de aguas residuales 131
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 132
12. BIBLIOGRAFÍA 136

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guararataros
Arauca Arauca

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Localización municipio de Saravena 10
Imagen 2. Ubicación del proyecto en el municipio de Saravena 13
Imagen 3. Ubicación del proyecto en el municipio de Saravena. 13
Imagen 4. Área de expansión urbana de Saravena 29
Imagen 5. Plano de trazado preliminar de tramos de tubería. 38
Imagen 6. Áreas Aferentes alcantarillado sanitario 39
Imagen 7. Areas aferentes Red de alcantarillado interna campus 39
Imagen 7. Áreas edificaciones 53
Imagen 8. Trazado de redes en SWMM 5.2 68
Imagen 9. Caracterización de tramos y estructuras de conexión en SWMM 5.2 68
Imagen 10. Modelación exitosa 69
Imagen 11. Resultados de la modelación 69
Imagen 12. Continuación resultados de la modelación 69
Imagen 13. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P01 a P29E, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2 70
Imagen 14. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P08 a P29, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2 71
Imagen 15. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P16 a P29, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2 72
Imagen 16. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P08 a P29, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2 73
Imagen 17. Modelado de pendientes y caudales en la red de alcantarillado 74

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. (Tabla B.7.6) Velocidades máximas según material de tuberías 15
Tabla 2. Profundidades mínimas a cota clave de la tubería. 16
Tabla 3. Asignación de caudales en los nodos. 20
Tabla 4. Análisis del golpe de ariete en las tuberías. 24
Tabla 5. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida 27
Tabla 6. Datos de población municipio de Saravena. 28
Tabla 7. Tasa de crecimiento anual 28
Tabla 8. Cuadro de áreas urbanas 29
Tabla 9. Parámetros de diseño principales 36

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 10. Áreas aferentes del proyecto alcantarillado sanitario 40
Tabla 11. Áreas aferentes redes campus universitario 40
Tabla 12. Cálculo de caudal domestico para las redes de alcantarillado sanitario....41
Tabla 13. Cálculo de caudal para las redes interna de campus universitario de alcantarillado sanitario hacia ebar...42
Tabla 14. Cálculo de caudal de diseño red alcantarillado sanitario principal 42
Tabla 15. Caudal de diseño red de alcantarillado sanitario interna, campus universitario....43
Tabla 16. Cálculo de pendientes y profundidades por tramo red de alcantarillado principal....44
Tabla 17. Calculo pendientes y profundidades por tramos de la red interna del campus universitario....45
Tabla 18. Cálculos hidráulicos de cada tramo y asignación de diámetro red principal de alcantarillado sanitario....46
Tabla 19. Cálculos hidráulicos de cada tramo y asignación de diámetro red interna del campus universitario de alcantarillado sanitario. 47
Tabla 20. Cálculo de caudal domestico red principal de alcantarillado....48
Tabla 21. Calculo de caudal domestico para redes de alcantarillado internas de campus universitario....49
Tabla 22. Cálculo del caudal de diseño 49
Tabla 23. Calculo de caudal de diseño para redes internas en el campus universitario....50
Tabla 24. Cálculos hidráulicos de cada tramo 51
Tabla 25. Cálculos hidráulicos de cada tramo y asignación de diámetro red interna del campus universitario de alcantarillado sanitario. 52
Tabla 26. Áreas de edificaciones....53
Tabla 27. Cálculo de habitantes (Estudiantes) redes de alcantarillado principal....54
Tabla 28. Cálculo de caudal doméstico y comercial 55
Tabla 29. Cálculo de caudal de diseño....56
Tabla 30. Cálculos hidráulicos de cada tramo de la red principal de alcantarillado sanitario 58
Tabla 31. Cálculos hidráulicos de cada tramo de la red de alcantarillado interna del campus universitario....59
Tabla 32. Accesorios para ebar de campus universitario. 61
Tabla 33. Cálculo de la Altura dinámica Total Estación de bombeo del campus universitario 64
Tabla 34. Diámetro interno de estructuras de conexión....76
Tabla 35. Profundidades de excavación de pozos de inspección. 76
Tabla 36.Periodos de retorno de diseño 79
Tabla 37. Áreas aferentes alcantarillado pluvial....83
Tabla 38. Estación meteorológica Saravena del IDEAM 37045010 84
Tabla 39. Parámetros acordes a la región. 85
Tabla 40. Caudales de Áreas en sumideros proyectados....90
Tabla 41. Sección 1 A pluvial....98
Tabla 42. Sección 1 B pluvial....98
Tabla 43. Sección 1 C pluvial....98
Tabla 44. Sección 1 D pluvial....98
Tabla 45. Sección 1 E pluvial....98
Tabla 46. Sección 1 F pluvial. 99
Tabla 47. Sección 1 G pluvial. 99
Tabla 48. Sección 1 H pluvial....99
Tabla 49. Sección 1 pluvial. 99
Tabla 50. Sección 2 pluvial. 99
Tabla 51. Sección 3 pluvial. 100
Tabla 52. Sección 4-A pluvial....100
Tabla 53. Sección 4-B pluvial....100

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

Tabla 54. Sección 4 pluvial. 100
Tabla 55. Estaciones climatológicas y pluviométricas del IDEAM 106
Tabla 56. Datos de evapotranspiración mm/mes estación de Saravena. Fuente. consultor 2025....113
Tabla 57. Áreas de drenaje del estudio. 115
Tabla 58. Caudal de diseño cuenca campus universitario. 116
Tabla 59. Resultados de modelación hidráulica para inundación del drenaje superficial natural. 120
Tabla 60. Sistema de Unidades empleado 123
Tabla 61. Unidades de consumo y diámetro mínimo 124
Tabla 62. Longitudes equivalentes de los accesorios tipo con diferente diámetro 126
Tabla 63. Simulación red de agua potable 127
Tabla 64. Evaluación de consumos, fuente NTC-1500 128
Tabla 65. Consumo general y cálculo de volumen de tanques, fuente propia. 129
Tabla 66. Unidades de descarga 129
Tabla 67. Simulación red de aguas residuales 131

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Presiones de servicio red de distribución acueducto parque de la vida. (QMH) 21
Figura 2. Mapa de presiones de servicio Parque de la vida – Presión dinámica. 21
Figura 3. Presiones en la hora de máximo consumo en la red. 22
Figura 4. Esquema de áreas por descarga pluvial, en el sector del parque de la vida 80
Figura 5. Regiones en Colombia para definición de parámetros a,b,c,d método simplificado para la obtención de curvas IDF manual de drenaje de INVIAS. 85
Figura 6. Curvas IDF estación Saravena del IDEAM 86

Grafico 1. Curva característica de la bomba Estación de Bombeo de agua residual del campus universitario. 66
Grafico 2. Caracterización climática- Saravena. Fuente. Meteoblue 2025 106
Grafico 3. Valores precipitaciones Estación- Saravena. 107
Grafico 4. Curva de intensidad de frecuencia (IDF) vs tiempo con periodos de retorno Campus universitario – estación Saravena. Fuente propia 108
Grafico 5. Valores precipitaciones Estación- Saravena. 108
Grafico 6. Nubosidad y sol del municipio- Saravena. Fuente: Meteoblue 2025. 109
Grafico 7. Vientos del municipio- Saravena. Fuente: Meteoblue 2025. 109
Grafico 8. Comportamiento de vientos del municipio- Saravena. Fuente: Meteoblue 2025. 110
Grafico 9. Brillo solar estación de Saravena de los meses ENERO-DICIEMBRE. Fuente, ideam 2025. 111
Grafico 10. Curva de porcentaje de potencia según la distribución fotovoltaica acumulada. 111
Grafico 11. Evaporación zona Saravena desde enero a diciembre. Fuente, GSA, 2025. 112
Grafico 12. Mapa de calor según evaporación mm/mes del municipio de Saravena. Fuente, GSA. 2025. 112
Grafico 13. Relación de evapotranspiración mm/mes con respecto a los meses del año. Fuente, consultor 2025...114
Grafico 14. Humedad relativa estación de Saravena. Fuente ideam, 2025. 114
Grafico 15. Cueca rio para el descargue de aguas lluvias del canal. 115
Grafico 16. Topografía del terreno del campus universitario, vía a través de arcgis. 117
Grafico 17. Modelo digital de elevación (DEM). 117
Grafico 18. Modelo digital de elevación (DEM). 118

Grafico 19. Geometría del cauce para el cálculo de inundación. 119
Grafico 20. Modelación hidráulica de huella de inundación vista en planta, canal natural campus universitario. 120
Grafico 21. Sección transversal Cota de inundación para la sección del canal natural del campus universitario. 121
Grafico 22. Sección de canal proyectada hidráulicamente por programa H-canales según la sección requerida en el punto a intervenir. 122

1. INTRODUCCIÓN

Este informe tiene como propósito proporcionar los diseños hidráulicos e hidrosanitarios del sistema de acueducto, alcantarillado sanitario, pluvial y redes internas del parque de la vida en el municipio de Saravena.

Se abordarán en detalle las funciones de cada uno de los componentes de los sistemas, además de definir claramente las responsabilidades y procedimientos para los mantenimientos preventivos y correctivos que se deberán tener en cuenta una vez ampliadas y optimizadas los sistemas.

Este documento es parte de los volúmenes técnicos del contrato de consultoría No. 266 de 2025 que tiene por objeto "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA", y busca asegurar un funcionamiento eficiente y seguro de la infraestructura de las redes de acueducto, alcantarillado sanitario, pluvial y redes internas hasta el punto de conexión certificado por la empresa de servicios públicos municipal -ECAAAS ESP.

Para llevar a cabo este análisis fue necesario analizar los datos de precipitación de la estación 37045010 (SARAVENA) para la determinación de las curvas Intensidad- Frecuencia- Duración, calculada con base a las precipitaciones máximas en 24 horas.

El análisis se desarrolló contemplando todos los parámetros relacionados con la hidráulica para determinar la capacidad de la obra proyectada de acuerdo a lo establecido en la resolución 0330 de junio de 2017 y 0799 de diciembre de 2021 del Ministerio de Vivienda.

2. GENERALIDADES DE LA ZONA DE ESTUDIO

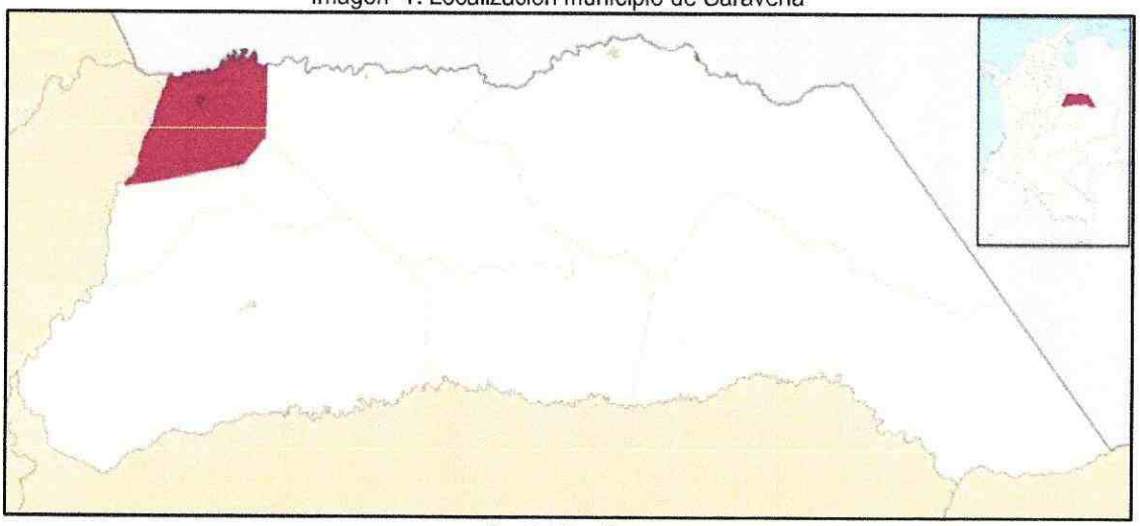
2.1 RESEÑA HISTORICA

Fue fundada por un grupo de colonos provenientes de Santander y de otros Departamentos del Interior del país, en 1972 el INCORA tomó las riendas del proyecto de colonización y debido a la gran distancia que los campesinos debían recorrer para su aprovisionamiento decide construir a orillas de la quebrada "LA PAVA" una cooperativa agraria alrededor de la cual empiezan a asentarse los colonizadores hasta formar una especie de caserío llamado las Pavas. La pista o campo de aterrizaje construida junto a la Cooperativa fue ampliada. Saravena formaba parte del municipio de TAME, pero al llegar la colonización fue ascendido a Inspección de policía, al poco tiempo fue corregimiento y según decreto 2004 del 3 de febrero de 1976 fue erigido como municipio. *(Municipio de Saravena, 2016)*

2.2 GEOGRAFIA

El municipio de Saravena está localizado en la Orinoquia colombiana, noroccidente del departamento de Arauca. Sus coordenadas geográficas son: Latitud norte entre 6° 46' y 7° 00' N y en la Longitud este entre 71° 41' y 72° 06' O.

Imagen 1. Localización municipio de Saravena



Fuente: Google

La unidad geográfica está comprendida en la "Unidad Andina Orinocense", que comprende la vertiente de la Cordillera Oriental, que integra el Piedemonte, montañas, nieves y páramos. Donde se conservan coberturas originales de selvas en algunas zonas y nacen los principales ríos que dan origen al Arauca. Saravena hace parte, dentro de la Orinoquia araucana, del paisaje andino Orinocense el cual, desde el punto de vista paisajístico, puede dividirse de la siguiente manera:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

- Piedemonte andino: Está localizado en la sección baja de la cordillera y conformado por un complejo relieve de materiales acumulados y estribaciones andinas donde sobresalen bajos, áreas de explayamiento, cunas, terrazas, mesetas, mesas, colinas, lomas y serranías. Esta zona estuvo cubierta de selva y está comprendida entre los 200 y 1000 metros sobre el nivel del mar.

- Vertiente cordillerana: Conformada por relieves escalonados descendientes hasta alcanzar los 1000 mts sobre el nivel del mar. La zona cordillerana está cubierta por completo de selva de gran biodiversidad, riqueza hídrica y de suelos. En esta zona está el Parque Nacional Natural Cocuy y la reserva indígena U´WA.

Límites del municipio:

- Norte: Con la República de Venezuela desde la desembocadura del río Bojabá en el río Arauca, hasta la inspección de Puerto Lleras.
- Sur: Con el municipio de Fortul.
- Este: Con el municipio de Arauquita y Fortul.
- Oeste: Con el Departamento de Boyacá, sobre la cuenca del río Bojabá. *(Municipio de Saravena, 2016)*

2.3 ESTUDIOS EXISTENTES

A partir del año 2007, el municipio de Saravena cuenta con un Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado.

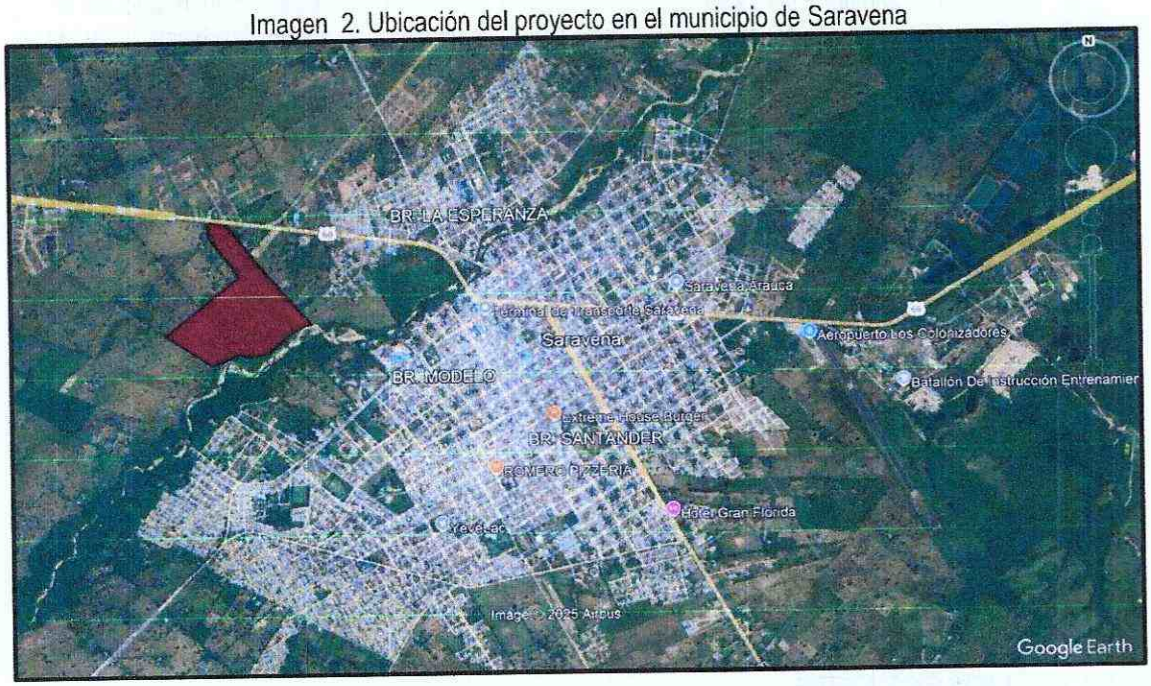
Desde el año 2010 el municipio cuenta con el PBOT.

Se tiene como referencia un estudio topográfico que incluye un levantamiento altimétrico y planimétrico del predio, acompañado con sus respectivas carteras topográficas, al igual que el diseño urbanístico del campus, estudios y diseños que han sido tomados en cuenta para el trazado de las redes.

2.4 UBICACIÓN DEL PROYECTO

El predio denominado Parque de la Vida dentro del cual se implanta el campus universitario, está ubicado en las coordenadas latitud 6°57'26.35"N y longitud 71°53'24.91"O.

Imagen 2. Ubicación del proyecto en el municipio de Saravena



Fuente: Google Earth Pro

Imagen 3. Ubicación del proyecto en el municipio de Saravena.



Fuente: Google Earth Pro

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

3. DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

A continuación, se presenta el diseño de los componentes que conforman el sistema de acueducto general del predio Parque de la Vida dentro del cual se localiza el área de implantación del campus objeto de estudios y diseños del contrato de consultoría No. 266 de 2025 "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA".

3.1 DISEÑO RED DE DISTRIBUCIÓN

De acuerdo a la evaluación de la red presentada, se deberá de proyectar el diseño de una nueva red de distribución para el parque de la vida, dado las condiciones que actualmente no se presenta redes de acueducto y que, de acuerdo a la evaluación hidráulica se deben calcular los caudales mínimos para suministrar a una proyección de 25 años.

Por lo anterior a continuación se presenta el diseño de la red de distribución del parque de la vida, con la finalidad de dar cumplimiento a lo establecido en la normatividad vigente en los escenarios de funcionamiento con hidrantes.

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

3.2.1 Caudal de diseño

De acuerdo a la resolución 0330 del 08 de junio de 2017, la resolución 0799 de diciembre de 2021, la resolución 0908 de diciembre 2021 expedida por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, la evaluación de la red de distribución se deberá de realizar con el QMH, en donde los valores de caudal correspondiente a los usuarios del proyecto fueron cargados en los nodos que conforman la red a evaluar.

- Caudal Máximo Horario condiciones periodo de diseño: 9,246 L/s

3.2.2 Presiones Mínimas en la Red.

En el artículo 27 de la resolución 844 de noviembre de 2018, se estipula que en las redes distribución de sistemas de acueducto rurales, la presión dinámica mínima debe ser superior a 5 m.c.a, previo análisis del tipo de edificación y de las perdidas en las que se incurre, buscando suministrar agua en las duchas.

Para efectos del proyecto es de 10 metros de columna de agua (m.c.a) en el punto más desfavorable de la red.

3.2.3 Presiones Máximas en la Red.

Para sistemas nuevos u optimizaciones, la presión estática máxima debe ser de 50 m.c.a. Para cumplir esta condición, la red de distribución debe estar subdivida en tantas zonas de presión como se requieran. (Art 62 Res 0799 de diciembre de 2021)

3.2.4 Diámetro Interno Real Mínimo En La Red de Distribución.

El diámetro mínimo en las redes de distribución no deberá ser inferior a 75 mm para sectores urbanos, mientras que para sectores rurales no deberán ser inferiores a 50 mm. Se deben realizar los cálculos necesarios que

permitan garantizar que, con el diámetro interno real de la tubería seleccionada se cumplan con las condiciones mínimas establecidas. (Art 63 Res 0330 junio de 2017).

De acuerdo al ítem 4 del artículo 27 de la resolución 844 de 2018 "*cuando parcialmente no se pueda cumplir con los requisitos de diseño de sistemas de acueducto establecidos en la resolución 330 de 2017 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio o la norma que lo modifique, adicione o sustituya, desde los estudios y diseños el responsable del proyecto justificará la adopción de parámetros o valores por fuera de los límites o rangos normativos establecidos, siempre y cuando la infraestructura cumpla con su objetivo, garantizando el funcionamiento hidráulico o de procesos y la administración, operación y mantenimiento previstos*"

3.2.5 Velocidades En Las Tuberías De La Red De Distribución

La velocidad máxima en las tuberías de la red de distribución, bajo condiciones de caudal máximo horario al final de periodo de diseño bajo condiciones excepcionales de mantenimiento o de protección contra incendios, debe ser en función del material de las tuberías. En la tabla B.7.6 se plantean las velocidades máximas recomendadas para las tuberías en la red de distribución.

Tabla 1. (Tabla B.7.6) Velocidades máximas según material de tuberías

Material	Velocidad (m/s)
Acero sin revestimiento	5.0
Acero Con Revestimiento	4.0
Hierro Dúctil	4.0
CCP	3.0
PVC y PVCO	6.0
PEAD	5.0
GRP	6.0
Polipropileno	6.0

3.2.6 Pendientes En Las tuberías De La Red De Distribución. RAS Titulo B 7.4.10.

Con el objeto de permitir la acumulación del aire en los puntos altos y su eliminación por las válvulas colocadas con este fin y para facilitar el arrastre de los sedimentos hacia los puntos bajos y acelerar el desagüe de las tuberías, etas no deben colocarse horizontalmente. Las pendientes mínimas recomendadas son:

- Cuando el aire circula en el sentido del flujo del agua, la pendiente mínima debe ser 0.04%.
- Cuando el aire circula en sentido contrario al flujo de agua, la pendiente mínima debe ser 0.1%.

3.2.7 Profundidades Máximas y Mínimas Para La Instalación De Tuberías Enterradas En Las Redes De Distribución.

La profundidad de instalación de las tuberías que conforman la red de distribución no debe exceder de 1.50 m, medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno. En cuanto a la profundidad mínima de instalación, se debe cumplir con lo definido en la Tabla 5.

Tabla 2. Profundidades mínimas a cota clave de la tubería.

SERVIDUMBRE	PROFUNDIDAD A LA CLAVE DE LA TUBERÍA (m)	
	Zona Urbana	Zona rural
Vías peatonales o zonas verdes o agrícolas	0.60	1.00
Vías vehiculares	1.00	1.00

Fuente: Resolución 0330 junio de 2017.

3.2.8 Selección Material De Las Tuberías.

La red de distribución existente en el centro poblado se conforme de tuberías de Policloruro de Vinilo, PVC.

Tuberías de Policloruro de Vinilo

Se empleará la tecnología BIAXIAL de PAVCO; la tecnología por medio de la cual se estiran en línea las moléculas de polímero, obteniéndose su orientación, en el sentido circunferencial y longitudinal, generando planos de orientación molecular, una real estructura laminada en capas incrementando significativamente la resistencia mecánica y fortaleza del material.

Este material garantiza la conservación de la calidad del agua para consumo humano ya que ha sido verificado de acuerdo a la ANSI/NSF 61:02 sin exceder los valores máximos de aluminio, antimonio, cobre, arsénico, bario, cadmio, cromo, plomo, mercurio, níquel, selenio y plata que establece el decreto 1575 de 2007 y la resolución 2115 de 2007. Además, la resina de PVC con que se fabrica ha sido certificada de tal forma que el cloruro de vinilo monómero residual es menor a 3,2mg/kg.

A continuación, se presenta las características del material de la tubería seleccionada:

Resistencia
La máxima tensión a la falla. Es la habilidad de las tuberías de resistir la rotura debido a la presión interna.

- **Resistencia a la tensión**

La tensión es de 11.600 psi., para PVC-U es de 7.600 psi. El incremento es del 50% aproximadamente, debido a la biorientación de las moléculas.

- **Resistencia Hidrostática**

Diseñada de acuerdo con la ASTM F 1483 y NTC 5425, con: LTHS: Resistencia Hidrostática a Largo Plazo, tensión estimada en la pared de la Tubería en la dirección diametral que aplicada en forma continua causará falla a las 100.000 horas

- **Resistencia a la fractura frágil**

La estructura laminada, por capas, producto de la biorientación ofrece excelente resistencia a la fractura frágil. La tubería es capaz de absorber sobre presiones causadas por los efectos del golpe de ariete.

- **Propagación de Fracturas**

La estructura laminada de BIAXIAL® de PAVCO evita la transmisión de fracturas a través de la pared de la Tubería.

BIAXIAL® de PAVCO alcanza una fuerza máxima de tensión de 6.17 lb-f para una abertura de 4.974" y para PVC-U de 7.83 lb-f para una abertura de únicamente1.60". Para BIAXIAL® de PAVCO la fuerza es siempre creciente

El diseño de producto y el desempeño en un sistema de Tuberías para transporte de fluídos, como el caso de los sistemas de acueducto, depende del balance de estos dos criterios, Resistencia y Fortaleza. BIAXIAL® de PAVCO mejora considerablemente estas dos características, ofreciendo ventajas y beneficios a los sistemas, como son:

Característica	Beneficio
Mayor Resistencia	Incrementa resistencia a la presión hidrostática y a la tensión, permite reducir los espesores de pared, conservando alta rigidez y mayor durabilidad. Tuberías más livianas para la misma presión de servicio.
Mayor Fortaleza	Aumenta la resistencia al impacto a bajas temperaturas, mayor resistencia a la fractura frágil, mayor resistencia a la propagación lenta de fracturas. Los golpes causados durante la manipulación no conducen a daños en el corto o mediano plazo. Respuesta dúctil. Es tolerante al maltrato.
Menor Espesor de Pared	Mayor flexibilidad, menor peso, más fácil manipulación, beneficios para la salud y seguridad humana, se incrementa la capacidad de transporte de agua. Ahorros en instalación y energía consumida para la operación de los sistemas.
Proceso En Línea	Garantía de consistencia y calidad del producto. Confiabilidad. Mayor productividad. Entregas oportunas
Campana Con Hidrosello instalado en fábrica	Elimina riesgo de desplazamiento del sello durante el ensamble confiabilidad.

Las Tuberías de PVC son inmunes a casi todos los tipos de corrosión, químicas y electroquímicas, que pueden encontrarse en un sistema de Tuberías enterradas. Efectos galvánicos y electroquímicos no existen en sistemas con Tuberías de PVC, ya que el PVC no es conductor de la electricidad.

Las Tuberías de PVC no sufren daños por aguas o suelos agresivos, en consecuencia, no requieren protecciones catódicas, recubrimientos especiales o pinturas. Esto significa ahorro en costos iniciales de los sistemas y garantía de larga vida de éstos, durabilidad.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

4. ANÁLISIS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

4.1.1. Modelación de redes de distribución de agua

Todos los sistemas de redes de distribución deben contar con un modelo hidráulico, a través del cual se pueda predecir el comportamiento frente a diferentes condiciones operativas, de mantenimiento o de expansión. Debe tenerse en cuenta las siguientes consideraciones.

- La modelación debe realizarse en periodo extendido, con frecuencia horaria, incorporando en los nodos los patrones de consumo medidos en campo. En condiciones excepcionales en las que dicha información no esté disponible, debe justificarse la selección de los patrones empleados. (Art 57 Res 0330 de junio de 2017).
- Los programas utilizados para la modelación hidráulica deben incorporar el método del gradiente para sus cálculos. (Art 57 Res 0330 de junio de 2017).
- Se deberá implementar un escenario de modelación que contemple la operación de la red de distribución bajo la premisa de contingencia por incendio; para lo cual se deben tener en cuenta las disposiciones contempladas en los artículos 70, 71 y 72 de la presente resolución. (Art 57 Res 0330 de junio de 2017).

Se realiza la modelación de la red de distribución en el escenario de los hidrantes en funcionamiento y en condiciones normales de operación sin uso de hidrantes, en la red se garantizará una presión en los nodos de 1 m.c.a en el momento del funcionamiento de los hidrantes, los cuales para efectos de evaluación se considera el gasto por hidrantes en simultaneo de 5 l/s cada uno, considerando este gasto independiente del consumo.

4.1.2. Pérdidas de Carga

Para el cálculo de pérdidas de carga en una red mixta se acepta el uso de la fórmula de Darcy – Weisbach o Hazen – Williams, pero se debe tener en cuenta que la fórmula de Hazen – Williams no arroja resultados confiables para diámetros inferiores a 4".

Para este diseño se empleó la fórmula de Darcy – Weisbach por ser la ecuación general para sistemas de tuberías a presión, combinada con la de Colebrook – White.

Ecuación de Darcy- Weisbach

$$hf = f * \frac{l}{D} * \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación de Colebrook- White

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\,log10\left[\frac{Ks}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right]$$

$$Re = \frac{V.D}{v}$$

Hf= perdida de cabeza a lo largo del tramo (m)

f = factor de fricción de Darcy (adimensional)

l = longitud del tramo de tubería (m)

D = diámetro interior de la tubería (m)

V = velocidad del flujo (m/s)

g = aceleración de la gravedad (m/s2)

Ks = Rugosidad absoluta de la tubería (m). Para PVC = 0.0015

Re = Numero de Reynolds (adimensional)

v = viscosidad dinámica del fluido (m3/s)

Para el cálculo de la red de distribución se usó el software EPANET para la simulación de redes de distribución de agua, desarrollado por la Agencia para la Protección del Medio Ambiente de EEUU con el fin de disponer de una herramienta para el cálculo, entre otras cosas, del comportamiento hidráulico en sistemas de distribución de agua. En estos momentos es uno de los paquetes informáticos más completo que existe en el campo de la simulación de sistemas hidráulicos, hecho que unido a su distribución libre hace que sea el software más extendido.
El EPANET permite la simulación de todo tipo de redes de distribución de agua de una forma sencilla, con un número cualquiera de elementos hidráulicos incluyendo depósitos, sistemas de bombeo, bancos de válvulas, tuberías, uniones, etc utilizando tan solo la interface gráfica. Además, permite realizar cálculos incluyendo curvas de demanda y simular fugas en diferentes componentes de la red.

4.1.3. Presión Estática.

Se obtiene de restarle a la cota del punto más alto la cota del punto analizado, es decir esta es la presión en la tubería cuando el fluido no está en movimiento, en algunas ocasiones esta presión es mayor a la presión dinámica por lo cual se debe tener en cuenta en el análisis de resistencia de la tubería.

4.1.4. Presión dinámica.

Se obtiene de restarle a la presión estática del punto la pérdida de carga acumulada hasta ese punto.

4.1.5. Curva Demanda Horaria

La curva de demanda horaria debe ser propia de la población, pero dado que no se cuenta con estos valores, se utilizarán para el cálculo de las presiones los coeficientes representativos al caudal máximo horario, máximo diario y medio diario para poder determinar las presiones en los puntos.

Periodo 1: 0
Periodo 2: 1.3
Periodo 3: 2.08

4.1.6. Asignación De Caudal En Los Nodos

De acuerdo a la distribución de los usuarios en la red se hace la asignación de los caudales en los nodos de las líneas para luego con conexión domiciliaria abastecer a la población beneficiada en la red de distribución, a continuación, se presentan los caudales de los nodos correspondientes a cada sector.

Tabla 3. Asignación de caudales en los nodos.

NODO	Qmd (L/S)
P01	-
P02	0,0395
P03	0,0422
P04	0,5507
P05	0,0055
P06	0,5569
P07	0,5871
P08	0,4454
P09	0,5425
P10	0,0370
P11	0,0438
P12	0,4265
P13	0,5863
P14	0,5751
P15	0,0068

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

4.2 SIMULACIÓN HIDRÁULICA DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

4.2.1. Evaluación de presiones del sistema sin hidrantes

Se Realiza la simulación hidráulica de la red de distribución evaluando el caudal máximo horario, para la determinación de las presiones de servicio de la red correspondiente al periodo 3 suponiendo este periodo como el de máximo consumo.

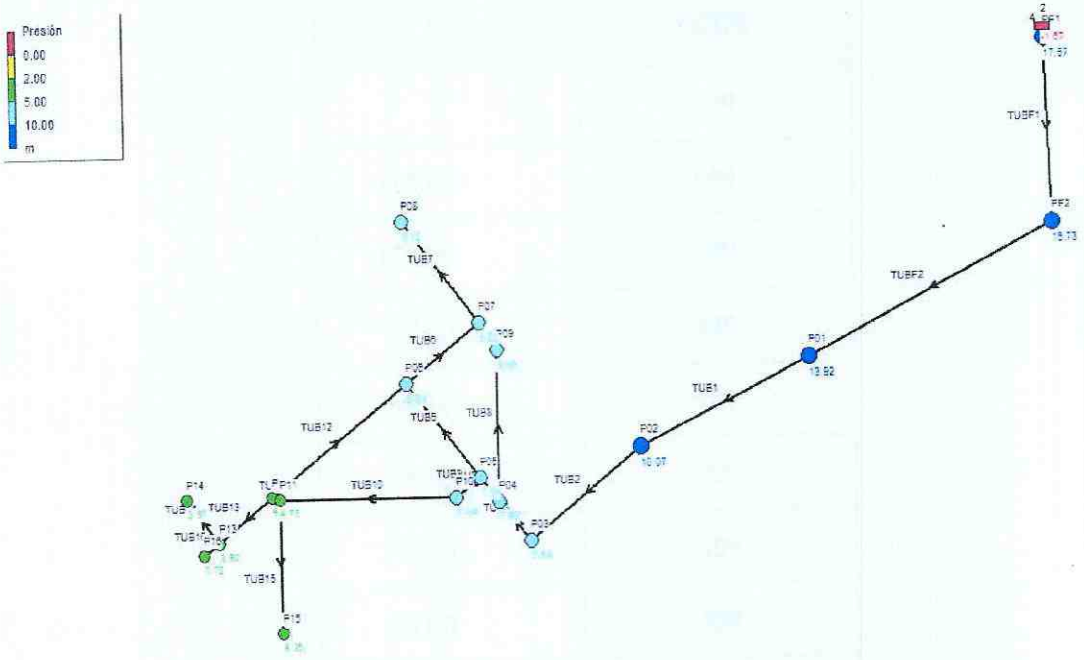


Figura 1. Presiones de servicio red de distribución acueducto parque de la vida. (QMH)

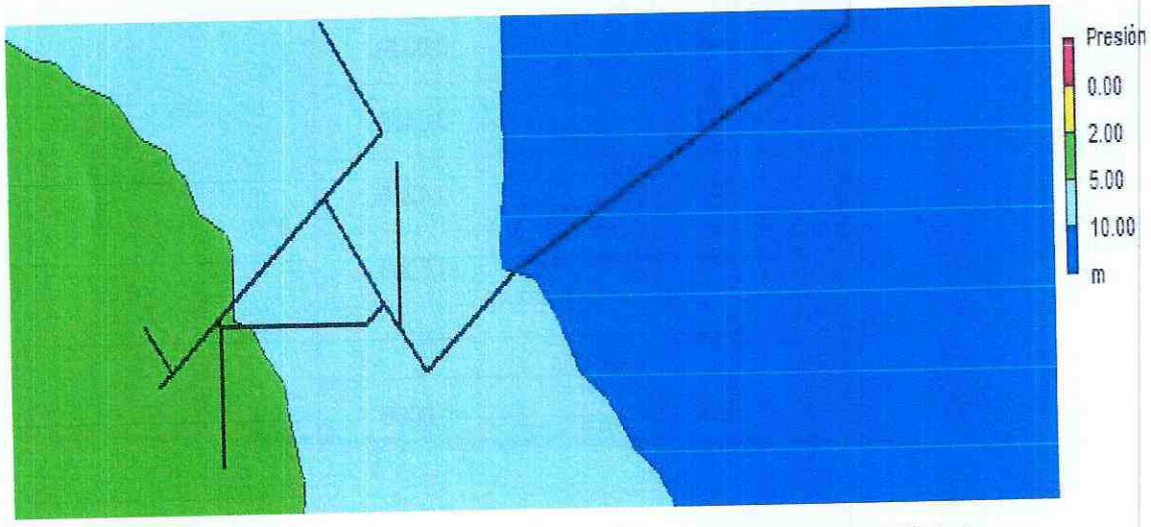


Figura 2. Mapa de presiones de servicio Parque de la vida – Presión dinámica.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

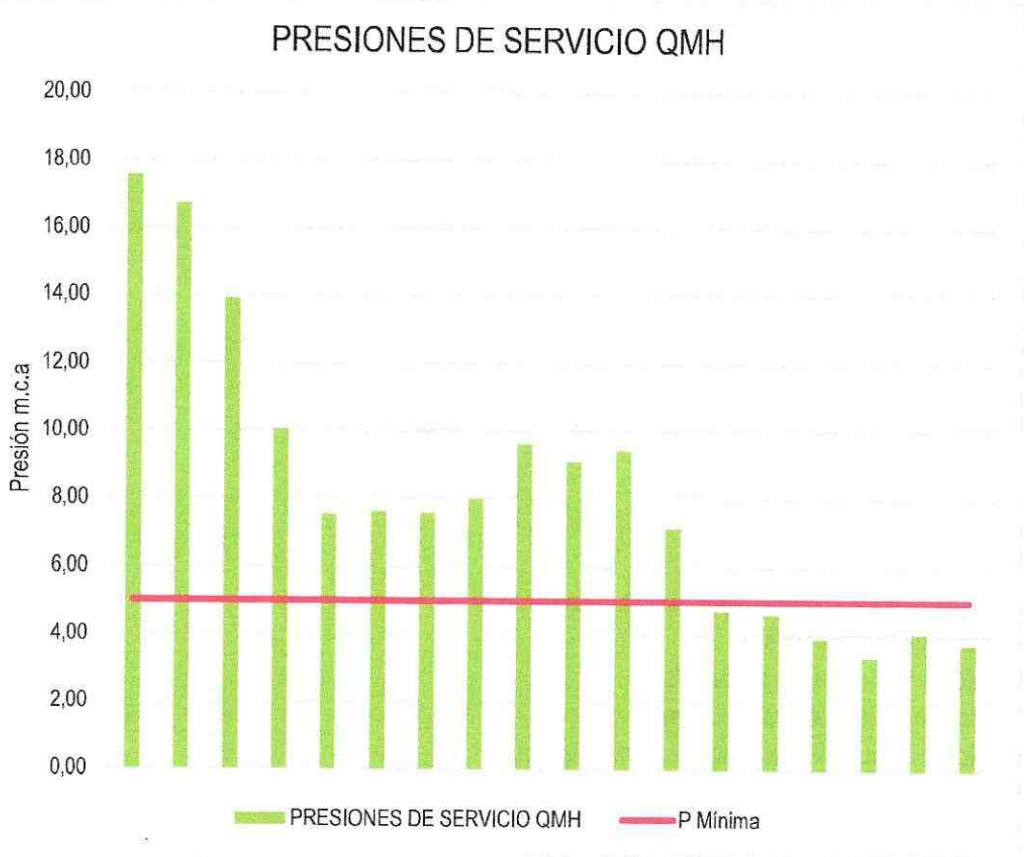


Figura 3. Presiones en la hora de máximo consumo en la red.

Como se observa en las Figuras 2 a la 4, se observa que las presiones de servicio se encuentran por encima de los 5.0 m. c. a acorde a lo establecido por la resolución 0844 de 2018, los resultados de la modelación se presentan en el Anexo 2.

4.2.2. Estado De Las Tuberías

Realizada la simulación en el modelo se puede observar que la velocidad en algunos tramos es baja casi nula, principalmente por las bajas demandas en los nodos, por lo cual se proyectan válvulas de purga para realizar el mantenimiento periódico.

4.2.3. Golpe De Ariete

Una columna de líquido moviéndose tiene inercia, que es proporcional a su peso y a su velocidad. Cuando el flujo se detiene rápidamente, por ejemplo, al cerrar una válvula, la inercia se convierte en un incremento de presión. Entre más larga la línea y más alta la velocidad del líquido, mayor será la sobrecarga de presión.

Las principales causas de este fenómeno son:

- La apertura y cierre rápidos de una válvula
- El arranque y la parada de una bomba
- La acumulación y el movimiento de bolsas de aire dentro de las tuberías

$$P = \frac{aV}{g}$$

$$a = \frac{1420}{\sqrt{1 + \left(\frac{K}{E}\right)(RDE - 2)}}$$

En donde:

P = Sobrepresión máxima en metros de columna de agua
a = Velocidad de la onda (m/s)
V = Cambio de velocidad del agua (m/s)
g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)
K = Módulo de compresión del agua ($2.06*10^4$ Kg/cm²)
E = Módulo de elasticidad de la tubería ($2.81*10^4$ Kg/cm²). Para tubería de PVC tipo 1, grado 1.

RDE = Relación diámetro exterior/ espesor mínimo

4.2.4. RDE de la tubería

Mediante el análisis de golpe de ariete se obtiene el RDE óptimo para cada tramo de tubería, a la presión dinámica se le suma la sobrepresión por golpe de ariete y se compara con la presión estática tomándose el valor más alto como el crítico para el diseño del tramo de tubería.

En la tabla siguiente se presenta el cálculo del RDE para la red de distribución.

Tabla 4. Análisis del golpe de ariete en las tuberías.

Red	Tubería	Tramo Inicial	Tramo Final	Longitud Real (m)	Cota Clave inicio (msnm)	Cota Clave final (msnm)	Sw (%)	Presión Estática Inicial (mca)	Presión Estática Final (mca)	Presión Dinámica Inicial (mca)	Presión Dinámica Final (mca)	Cota Piezométrica inicio (msnm)	Cota Piezométrica final (msnm)	D interno (mm)	D nominal (mm)	RDE	a (m/s)	V (m/s)	Sobre presión (mca)	Presión Dinámica + golpe de ariete (mca)	Presión Crítica (mca)	Presión de diseño (mca)	Presión de diseño (Kg/cm2)	RDE 13,5	RDE 21	RDE 26	PRESION DOMINANTE
RED INTERNA PARQUE	TUBF1	PF1	PF2	270,33	244,57	244,13	0,16	0,00	0,44	17,57	16,73	262,14	260,86	152,22	160,5	21	368	0,50	18,74	36,31	36,31	39,94	3,99	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUBF2	PF2	P01	499,01	244,13	242,32	0,36	0,44	2,25	16,73	13,92	260,86	256,24	152,22	160,5	21	368	0,50	18,74	35,47	35,47	39,01	3,90	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB1	P01	P02	279,03	242,32	242,87	0,20	2,25	1,70	13,92	10,07	256,24	252,94	152,22	160,5	21	368	0,50	18,74	32,66	32,66	35,92	3,59	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB2	P02	P03	216,14	242,87	242,52	0,16	1,70	2,05	10,07	7,54	252,94	250,06	152,22	160,5	21	368	0,50	18,74	28,81	28,81	31,69	3,17	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB3	P03	P04	72,68	242,52	242,41	0,15	2,05	2,16	7,54	7,62	250,06	250,03	152,22	160,5	21	368	0,50	18,74	26,36	26,36	28,99	2,90	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB4	P04	P05	46,59	242,41	242,37	0,09	2,16	2,20	7,62	7,59	250,03	249,96	152,22	160,5	21	368	0,37	13,87	21,49	21,49	23,63	2,36	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB5	P05	P06	176,69	242,37	242,19	0,10	2,20	2,38	7,59	8,01	249,96	250,20	103,42	114,3	21	368	0,29	10,87	18,88	18,88	20,77	2,08	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB6	P06	P07	200,24	242,19	242,08	0,05	2,38	2,49	8,01	9,62	250,20	251,70	103,42	114,3	21	368	0,25	9,37	18,99	18,99	20,89	2,09	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB7	P07	P08	187,15	242,08	242,05	0,02	2,49	2,52	9,62	9,12	251,70	251,17	103,42	114,3	21	368	0,11	4,12	13,74	13,74	15,12	1,51	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB8	P04	P09	220,34	242,41	242,35	0,03	2,16	2,22	7,62	9,46	250,03	251,81	103,42	114,3	21	368	0,13	4,87	14,33	14,33	15,76	1,58	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB9	P05	P10	46,59	242,37	242,35	0,04	2,20	2,22	7,59	7,14	249,96	249,49	152,22	160,5	21	368	0,24	8,99	16,58	16,58	18,24	1,82	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB10	P10	P11	266,66	242,35	242,24	0,04	2,22	2,33	7,14	4,73	249,49	246,97	152,22	160,5	21	368	0,23	8,62	15,76	15,76	17,34	1,73	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB11	P11	P12	16,25	242,24	242,23	0,07	2,33	2,34	4,73	4,63	246,97	246,86	152,22	160,5	21	368	0,23	8,62	13,35	13,35	14,68	1,47	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB12	P12	P06	267,17	242,23	242,19	0,01	2,34	2,38	4,63	8,01	246,86	250,20	103,42	114,3	21	368	0,10	3,75	11,76	11,76	12,93	1,29	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB13	P12	P13	99,03	242,23	242,22	0,01	2,34	2,35	4,63	3,92	246,86	246,14	152,22	160,5	21	368	0,13	4,87	9,50	9,50	10,45	1,05	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB14	P13	P14	79,30	242,22	242,21	0,01	2,35	2,36	3,92	3,37	246,14	245,58	152,22	160,5	21	368	0,07	2,62	6,54	6,54	7,20	0,72	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB15	P11	P15	193,11	242,24	242,24	0,00	2,33	2,33	4,73	4,05	246,97	246,29	103,42	114,3	21	368	0,00	0,00	4,73	4,73	5,20	0,52	SI	SI	SI	DINAMICA
	TUB16	P13	P16	15,70	242,22	242,22	0,00	2,35	2,35	3,92	3,72	246,14	245,94	152,22	160,5	21	368	0,00	0,00	3,92	3,92	4,31	0,43	SI	SI	SI	DINAMICA

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

4.3 PROTECCIONES DE LA TUBERÍA

4.3.1. Válvulas De Purga

Debe instalarse válvulas de purga en los puntos bajos de las redes, con el fin de permitir el lavado y la descarga de las mismas. El diámetro de la tubería de desagüe deberá estar entre 1/3 y ¼ del diámetro de la tubería principal, con un mínimo de 100 mm para tuberías mayores de 100 mm. Para diámetros menores debe adoptarse el mismo diámetro de la tubería principal. Se deberán verificar las condiciones de presión y protección respectiva de la válvula para evitar su daño. (Art 67 Res 0330 junio de 2017).

Dispositivo mecánico empleado para descargar el agua de la red de distribución durante una operación de drenaje, tanto en la distribución primaria como secundaria.

Están localizadas en los puntos bajos del recorrido de las tuberías, donde se acumulan sedimentos, que reducen e impiden el paso de agua. Deben instalarse válvulas de purga en los puntos bajos de la tubería, con el propósito de descargar una conducción, durante una operación de drenaje.

El proceso para la ubicación de las válvulas de purga consistió en utilizar la topografía del para dibujar los perfiles de todos los tramos de la red de distribución, determinando así los puntos bajos en los que existirá acumulación de sedimentos.

4.3.2. Válvulas De Corte o Cierre

Se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Las válvulas de compuerta no se deben utilizar en tuberías con diámetros superiores o iguales a 350 mm, en cuyo caso se deben utilizar válvulas de mariposa.

- Debe instalarse una válvula de cierren todas las conexiones de los sectores hidráulicos.

- Deberán colocarse válvulas con drenaje y pozo de succión para mantenimiento de la red, evitando puntos muertos en la misma. Art 64 Res 0330 de junio 2018

5. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO DE AGUA RESIDUAL

5.1 CONTRIBUCION DE AGUAS RESIDUALES

$$Q_D = \frac{C_R \times P_S \times D_{NETAs}}{30}$$

Los aportes de aguas residuales deben determinarse con base en información de consumos y/o mediciones recientes registrados en la localidad, y considerando las densidades previstas para el período de diseño con base en el Plan de Ordenamiento Territorial o Plan Básico de Ordenamiento Territorial o Esquema de Ordenamiento Territorial y Plan de Desarrollo del municipio a través de zonificación del uso de la tierra. Se justificarán los valores adoptados y deben ser aprobados por la persona prestadora del servicio. Se deben estimar los caudales para las condiciones iniciales y finales del período de diseño, en cada uno de los tramos de la red. Los caudales que se requiere calcular son los siguientes: *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.1. Caudal de aguas residuales domesticas

Cuando se cuente con proyección de demanda de agua potable, se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_D = C_R \times D_{NETAp} \times A$$

Donde (D_{NETAp}) es la demanda neta de agua potable por unidad de área tributaria (l/s.ha) y (A) es el área tributaria de drenaje (ha).

Cuando se cuente con proyección de demanda de agua potable por suscriptor, se debe calcular con la siguiente ecuación:

Donde (P_S) es el número de suscriptores proyectados al periodo de diseño y (D_{NETAs}) es la demanda neta de agua potable proyectada por suscriptor (m³/suscriptor-mes).

Cuando se utilice proyección de población, se debe calcular con la siguiente ecuación:

$$Q_D = \frac{C_R \times P \times D_{NETA}}{86400}$$

Donde $(DNETA)$ es la dotación neta de agua potable proyectada por habitante (l/hab.día) y (P) es el número de habitantes proyectados al período de diseño. (Resolución 0330 de 2017, 2017)

5.1.2. Dotación neta máxima

Es la dotación neta proyectada por habitantes ((L/Hab-día), la dotación está dada por la siguiente tabla:

Tabla 5. 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 0330 de 2017

Para el presente proyecto la dotación neta se trabajará con 140 L/HAB*DÍA ya que el proyecto está localizado a una altura de 261 m s. n. m.

5.1.3. Coeficiente de retorno

Es la relación entre el caudal de aguas residuales y el caudal de agua potable de una respectiva población.

Cuando no se encuentran datos para el cálculo del coeficiente de retorno se debe tomar un valor de 0,85. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.4. Densidad poblacional

Periodo de diseño

Para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopta como período de diseño 25 años. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

Población futura

La proyección de la población de Saravena se analizó de acuerdo con los últimos datos del censo del DANE, así como las proyecciones realizadas por la misma entidad. El método que se empleó para determinar la población futura a un periodo de 25 años fue el geométrico.

La ecuación que se emplea en el método geométrico es:

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

Para la tasa de crecimiento anual se utiliza la siguiente ecuación:

Donde:

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

Pf = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes).

P_{UC} = Población correspondiente a la proyección del DANE (habitantes).

r = Tasa de crecimiento anual.

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

T_{UC} = Año correspondiente al último año proyectado por el DANE.

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes).

(Ceruelos Zenteno, 2017)

Tabla 6. Datos de población municipio de Saravena.

MUNICIPIO SARAVENA	AÑO	URBANA	RURAL
CENSO DANE	1985	13369	11048
CENSO DANE	1993	18995	7054
CENSO DANE	2005	28544	14222
CENSO DANE	2018	42415	13139

Fuente: DANE

La tasa de crecimiento del municipio de Saravena:

Tabla 7. Tasa de crecimiento anual

r 1985-1993	0,0449
r 1993-2005	0,0345
r 2005-2018	0,0309
r promedio	0,0368

Fuente: Elaboración propia

Año actual = 2025 Año de diseño = 2050

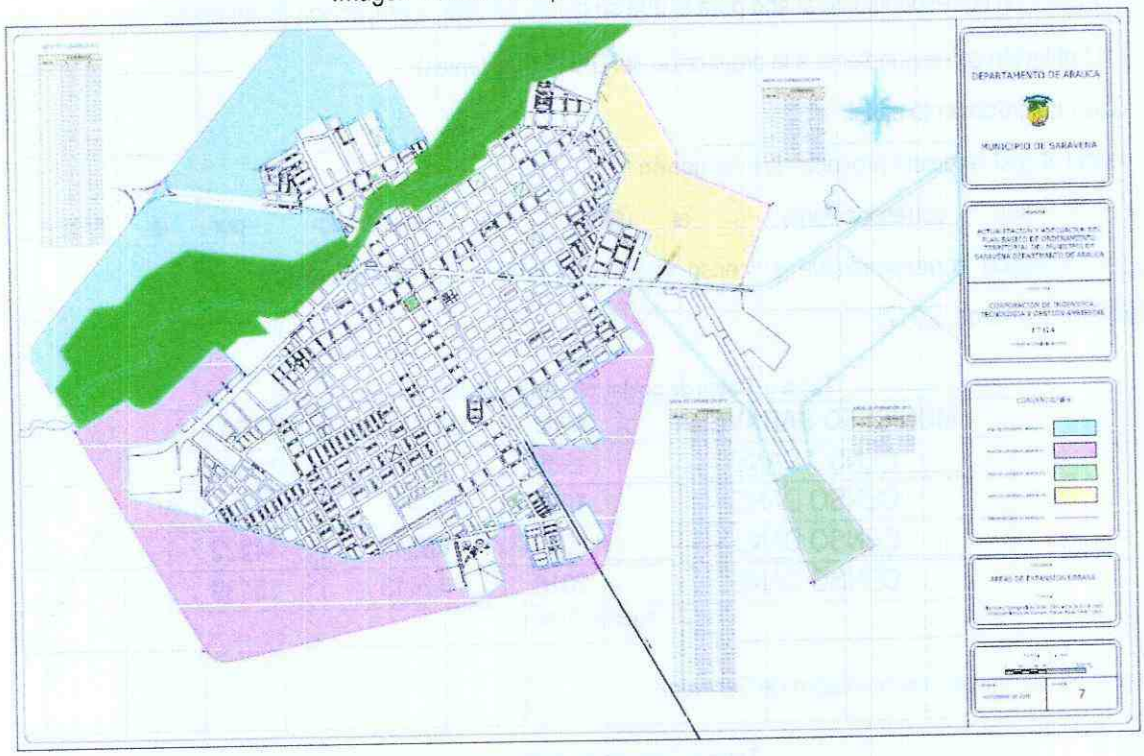
Por lo tanto, la población de diseño seria:

$$P_f = 42415(1 + 0.0368)^{2050-2018} = 134737 \text{ hab}$$

5.1.5. Densidad Saturación

El área urbana empleada para calcular la densidad de saturación se determinó de acuerdo con los planos de uso del suelo del municipio de Saravena, incluyendo la zona urbana actual como las zonas proyectadas.

Imagen 4. Área de expansión urbana de Saravena



Fuente: Plano 07 "Áreas de expansión urbana" – PBOT Municipio de Saravena

Tabla 8. Cuadro de áreas urbanas

CUADRO DE AREAS URBNAS		
Perímetro Urbano	8.841.221,08	
Área de expansión 1	1.959.200,74	
Área de expansión 2	1.310.353,80	
Área de expansión 3	646.710,90	
Área de expansión 4	222.713,49	
	12.980.200,00	m²
	1.298,02	ha

Fuente: Elaboración propia

$$Densidad\ saturación = \frac{134737\ hab}{1298{,}02\ ha} = 103{,}80\ hab/ha$$

Para el presente proyecto la densidad de saturación es de 103,80 hab/ha.

5.1.6. Caudal medio diario (QMD)

Se debe calcular el caudal medio diario de aguas residuales como la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

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

5.1.7. Caudal máximo horario (QMH)

El factor de mayoración utilizado en la estimación del caudal máximo horario debe calcularse haciendo uso de mediciones de campo, en las cuales se tengan en cuenta los patrones de consumo de la población. En ausencia de datos de campo, se debe estimar con las ecuaciones aproximadas, teniendo en cuenta las limitaciones que puedan presentarse en su aplicabilidad. Este valor deberá estar entre 1,4 y 3,8. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.8. Caudal de conexiones erradas (Qce)

Los aportes por conexiones erradas deben estimarse a partir de la información existente en la localidad. En ausencia de esta información deberá utilizar un valor máximo de 0,2 l/s.ha. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.9. Caudal de infiltración (Qinf)

El caudal de infiltración debe estimarse a partir de aforos en el sistema y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de las tuberías, las dimensiones, estado y tipo de tuberías, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de estructuras de conexión y demás estructuras, y su calidad constructiva. Ante la ausencia de información, se debe utilizar un factor entre 0,1 y 0,3 l/s.ha, de acuerdo con las características topográficas, de suelos, los niveles freáticos y la precipitación de la zona del proyecto. Para este proyecto se utilizará un caudal de infiltración de 0.10 l/s.ha, aplicado al área de aferencia de infiltración del alcantarillado. *(Resolución 0330 de 2017, 2017).*

5.1.10. Caudal de diseño

El caudal de diseño debe obtenerse sumando el caudal máximo horario, los aportes por infiltraciones y conexiones erradas. Cuando el caudal de diseño calculado en el tramo sea menor que 1,5 l/s, debe adoptarse este último valor como caudal de diseño para el tramo. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.11. Diámetro Interno Real Mínimo en los Alcantarillados Sanitarios

El diámetro interno real mínimo permitido en redes de alcantarillado sanitario es 170 mm. Para poblaciones menores de 2.500 habitantes el diámetro interno real permitido es 140 mm. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.12. Criterios de autolimpieza en los alcantarillados sanitarios.

La velocidad mínima real permitida en el colector de alcantarillado sanitario es aquella que genere un esfuerzo cortante en la pared de la tubería mínimo de 1,0 Pa. Los criterios de velocidad y esfuerzo cortante se deben determinar para el caudal de diseño, en las condiciones iniciales y finales del período de diseño. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.13. Velocidad máxima en los alcantarillados sanitarios

La velocidad máxima real en un colector por gravedad no debe sobrepasar 5,0 m/s, determinada para el caudal de diseño.

PARÁGRAFO. En condiciones hidráulicas especiales y complejas como es el caso de topografías con pendientes superiores al 30%, colectores de gran diámetro iguales o superiores a 600 mm o caudales de flujo superiores a 500 l/s, se permitirán velocidades de flujo superiores a 5 m/s; sin embargo, la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendados para el material del ducto y/o de los accesorios a emplear y no deberá superar los 10 m/s.
Las tuberías con velocidad de flujo superior a 5 m/s deben seleccionarse con revestimientos internos especiales que permitan soportar el fenómeno de abrasión a largo plazo. El diseño deberá prever las protecciones del sistema y plantear las soluciones de disipación de energía necesarias. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.14. Relación Máxima entre profundidad de flujo y diámetro de la tubería en los alcantarillados sanitarios

Para permitir la aireación adecuada del flujo de aguas residuales, el valor máximo permisible de la profundidad del flujo para el caudal de diseño en un colector es de 85% del diámetro interno real de este. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

5.1.15. Profundidad de instalación de la tubería en alcantarillados

Los valores mínimos permisibles de recubrimiento de los colectores que no requieren protección a cargas vivas, con relación a la rasante definitiva, se definen en la siguiente tabla: *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

Tabla 5. Profundidad a las cotas claves del colector

Servidumbre	Profundidad a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	0,75
Vías vehiculares	1,20

Fuente: Resolución 0330 de 2017.

5.2 DISEÑO DE TUBERIAS

En general, cada uno de los tramos que forman parte del sistema de alcantarillado debe diseñarse como un conducto a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales o de aguas lluvias en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección transversal de cada tramo puede hacerse suponiendo que el flujo es uniforme, debido a que siempre va a existir una tendencia a establecer este tipo de flujo. Esto es particularmente válido para los tramos de diámetro pequeño.

En ingeniería existen diferentes ecuaciones de flujo uniforme apropiadas para este tipo de cálculo, dentro de las cuales se destacan la ecuación de Darcy-Weisbach, en conjunto con la ecuación de Colebrook-White y la ecuación de Manning. La ecuación de Darcy-Weisbach es la ecuación físicamente basada para representar el flujo uniforme en diferentes tipos de ducto, y cubre todo el rango del flujo turbulento desde hidráulicamente liso hasta hidráulicamente rugoso. En la práctica, la ecuación de Manning es la más utilizada; sin embargo, esta ecuación es aplicable únicamente para el caso de flujo turbulento hidráulicamente rugoso. *(Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS TITULO D, 2016)*

5.3 ECUACIÓN MATEMATICA EMPLEADA EN EL DISEÑO

En Colombia, la ecuación que más se emplea para el diseño y cálculo de la velocidad en ductos es la ecuación de Manning, formulada por Robert Manning en 1889. Esta ecuación permite obtener la velocidad del flujo siempre que se conozca el coeficiente de rugosidad (n), el cual varía según el material de la tubería. Sin embargo, su aplicación requiere precaución, ya que fue desarrollada originalmente para canales rectangulares con alta rugosidad. Con el uso de materiales modernos como el PVC, el régimen de flujo en los sistemas de alcantarillado ha cambiado, pasando de ser turbulento hidráulicamente rugoso (FTHR) a turbulento hidráulicamente liso (FTHL), lo que hace que la ecuación de Manning se invalide en estos casos. A pesar de esto, la ecuación sigue utilizándose sin considerar las limitaciones mencionadas anteriormente. También, se ha comprobado que el coeficiente de rugosidad (n) no es un valor fijo, sino que varía según la profundidad del flujo en un momento determinado, lo que representa otra razón para reconsiderar su uso en el diseño de alcantarillados. Esta variación del coeficiente es aún más significativa en conductos cerrados, como los de sección circular empleados en sistemas de alcantarillado sanitario. *(Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS TITULO D, 2016)*

Esto permite deducir las siguientes ecuaciones:

$$V = -2\sqrt{8gRS}\left[\log_{10}\left(\frac{Ks}{} + \frac{2.51v}{}\right)\right]$$

$$Q = -2A\sqrt{8gRS}\left[\log_{10}\left(\frac{\frac{14.8R}{Ks}}{14.8R} + \frac{\frac{4R\sqrt{8gRS}}{2.51v}}{4R\sqrt{8gRS}}\right)\right]$$

Estas ecuaciones son las más adecuadas para implementar en sistemas de alcantarillado ya que sirven para cualquier régimen de flujo que se tenga y además son físicamente basadas, describiendo de una mejor manera el comportamiento real del flujo.

Una manera de usar estas ecuaciones consiste en partir de un diámetro propuesto tentativamente, luego se calcula el caudal para después compararlo con el caudal de diseño establecido, evaluando si con el diámetro elegido se transporta efectivamente lo requerido. Si esto se cumple el diámetro será el que se eligió en los cálculos, sino este se deberá variar hasta cumplir la condición. *(Buitrago, 2015)*

Partiendo de las ecuaciones:

$$\frac{1}{\sqrt{F}} = -2\log_{10}\left[\frac{Ks}{3.7d} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right]$$ Ecuación de Colebrook White — Ec (1)

$$Re = \frac{V \cdot d}{v}$$ Ecuación de Numero de Reynolds — Ec (2)

$$h_f = f\,\frac{L}{d}\,\frac{V^2}{2g}$$ Ecuación de Darcy Weishbach — Ec (3)

Donde:

h_f = Pérdida de cabeza a lo largo del tramo (m)
f = Factor de fricción de Darcy (Adimensional)
L = Longitud del tramo de tubería (m)
d = Diámetro interior de la tubería (m)
V = Velocidad media del flujo (m/s)
g = Aceleración de la gravedad (m/s2)
Ks = Rugosidad absoluta de la tubería (m). Para PVC = 1.5*10-6 m
Re = Número de Reynolds = Vd/v (Adimensional)
v = Viscosidad cinemática del fluido (m2/s) De la Ec (3)

despejamos la velocidad:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

$$V^2 = \frac{h_f}{L} \times \frac{d}{f} \times 2g$$

Como $d = 4R$ (R=Radio hidráulico) y $\frac{h_f}{L} = S_f$

$$V^2 = S_f \times \frac{4R}{f} \times 2g = S_f \times \frac{8R}{f} g \rightarrow V = \frac{\sqrt{S_f \times 8R \times g}}{\sqrt{f}}$$

En función del caudal

$$V = \frac{\sqrt{S_f \times 8R \times g}}{\sqrt{f}} \rightarrow Q = \frac{\sqrt{S_f \times 8R \times g}}{\sqrt{f}} \times A \rightarrow \frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{Q}{\sqrt{S_f \times 8R \times g} \times A}$$

De la Ec (2)

$$Re = \frac{V \times d}{v} = \frac{V \times 4R}{v}$$

Reemplazando lo anterior en la Ec (1)

$$\frac{Q}{\sqrt{S_f \times 8R \times g \times A}} = -2\log_{10}\left[\frac{Ks}{3.7 \times 4R} + \frac{2.51 \times v}{V \times 4R\sqrt{f}}\right]$$

Sustituyendo para la velocidad

$$\frac{Q}{\sqrt{S} \times 8R \times g \times A} = -2\log_{10}\left[\frac{Ks}{14.8R} + \frac{2.51 \times v}{\sqrt{S} \times 8R \times g}\right]$$

$$f = \left[\frac{f}{\sqrt{f}} \times 4R\sqrt{f}\right]$$

Aclarando que el flujo es uniforme. Despejando y cancelando, llegamos a la ecuación utilizada en el diseño:

$$Q = -2A\sqrt{8gRS}\log\left(\frac{Ks}{14.8R} + \frac{2.51v}{4R\sqrt{8gRS}}\right)$$

Donde:

Q = Caudal (m3/s)
A = Área mojada de la tubería. (m2)
R = Radio hidráulico. (m)
S = Pendiente hidráulica.

Dado que los colectores de aguas lluvias trabajan sin presión, los cálculos se realizan considerando la tubería en condiciones de parcialmente llena y con base en el caudal de diseño, se determina tanto el diámetro como la lámina de agua para tubo parcialmente lleno, entonces, el área a tomar en cuenta corresponde a la de un segmento circular definido por un ángulo central θ (Teta), es decir:

$$A = (\theta - \sin\theta)\frac{d^2}{8}$$

Para Llevar a cabo el diseño, es necesario calcular todas las propiedades hidráulicas del flujo en función del conducto utilizado. Por esta razón, se emplean las siguientes ecuaciones para caracterizar la geometría de la tubería y así determinar el diámetro necesario para cumplir con el caudal del diseño establecido *(Buitrago, 2015)*

5.4 PARAMETRO DE DISEÑO DE LAS TUBERIAS

Teniendo en cuenta lo anterior descrito, los parámetros de diseño son los siguientes:

Tabla 9. Parámetros de diseño principales

DATOS DE ENTRADA			
Población de diseño:	P=	134737	hab
Temperatura de trabajo:	T°	20	C°
Área residencial bruta:	A_{rb} =	1298,020	ha
Contribución doméstica (calculada):	q_D =	0,143	L/s.ha
Contribución comercial	q_C =	0,500	L/s.ha
Cálculo del factor de mayoración por Flores	$F=3.5/P^{0.1}$		
Se supondrá infiltración baja	0,1	L/s.ha	
Altura sobre el nivel del mar:	223	msnm	
Dotación Neta:	C =	140	L/hab.dia
Densidad de población:	D =	103,8	hab/ha
Contribución industrial	q_I =	Asumido	L/s.ha
Contribución institucional	q_{IN} =	Asumido	L/s.ha
Coeficiente de retorno:	R =	0,85	
Aporte por conexiones erradas		0,2	L/s.ha
k_S =	1,50E-06	m	(PVC)
v =	1,02E-06	m^2/s	
g	9810	N/m3	
La profundidad normal de flujo (Y_n) puede ser como máximo el 85% del diámetro interno.			
Debe verificarse que t sea mayor de 1.0 N/m^2.			
Debe evitarse el flujo crítico, por tanto el N_F no deberá estar entre 0.90 y 1.10			

Fuente: Elaboración propia

5.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

A continuación, se detalla el procedimiento utilizado en el diseño de tuberías, información básica con la cual se elaboran los cuadros de cálculo presentados y relacionados con este documento:

- Se establecen los puntos o nodos en ubicaciones estratégicas a criterio del diseñador, priorizando especialmente aquellos donde se incorporan nuevas cargas de aguas residuales, donde hay cambios bruscos de dirección y/o pendiente, con el objetivo de diseñar las secciones según las necesidades del sistema.

- En cada nodo o punto, con base en el levantamiento topográfico, se determinan la longitud del tramo y la diferencia de nivel.
- Se evalúan los caudales siguiendo el procedimiento previamente descrito.
- El dimensionamiento del diámetro y la pendiente se hacen de la siguiente manera:
    - Se identifican los tramos, asignándoles una nomenclatura, un abscisado y su respectiva longitud.
    - Usando la ecuación de Colebrook-White, se despeja el diámetro requerido, el cual luego se aproxima al diámetro interno comercial (dreal). A partir de este valor, se determina la relación (y/dreal), donde y representa la profundidad de la lámina de agua en la tubería.
- Se determinan los siguientes parámetros: velocidad, número de Froude y esfuerzo cortante, asegurando que se cumplan las siguientes condiciones establecidas:
    - La profundidad normal de flujo (Yn) puede ser como máximo el 85% del diámetro interno de cada una de las tuberías.
    - Esfuerzo cortante (t) en la pared de la tubería mínimo de 1.0 Pa.
    - Con base en la experiencia de proyectos previos, se establece que la pendiente mínima en una sección de tramo es del 0,60%. Aunque el RAS no define un valor mínimo específico, indica que la pendiente debe ser la necesaria para garantizar cumplir con los conceptos de autolimpieza, conforme a los criterios mencionados anteriormente sobre la velocidad mínima.

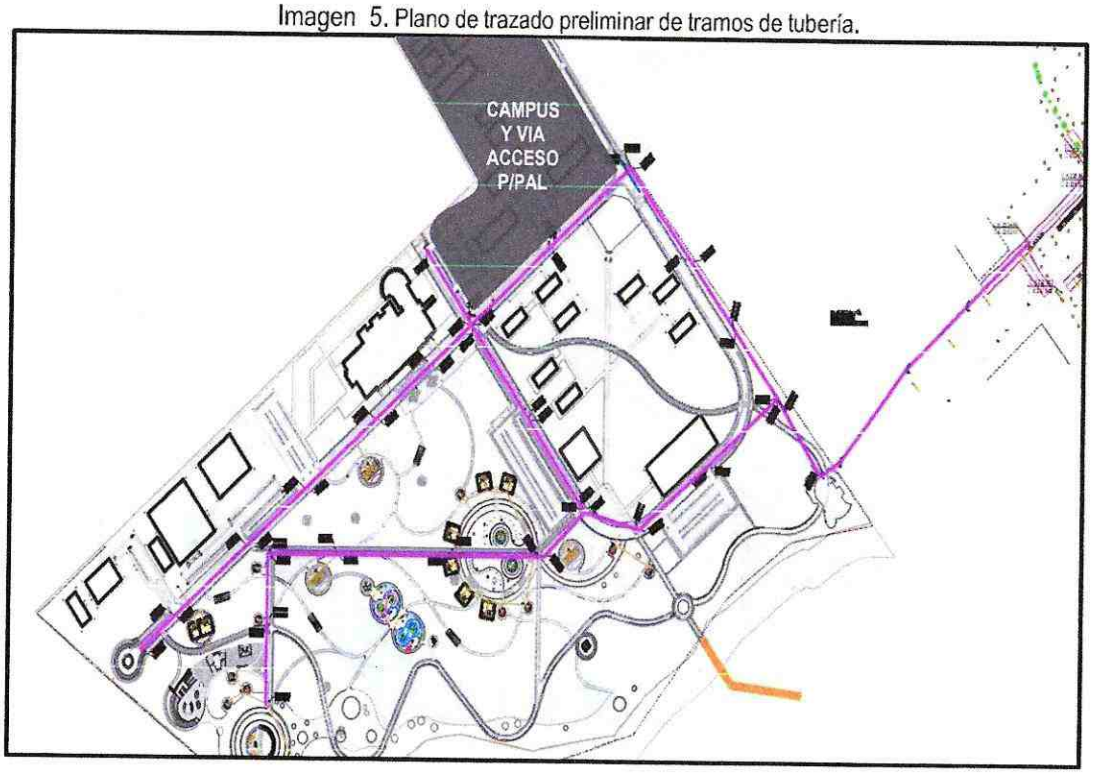
Los cálculos se llevan a cabo en Excel, utilizando macros para mayor precisión en cada uno de sus parámetros.

5.5.1. Descripción del sistema y trazado de red

El objetivo de la red de alcantarillado es recolectar las aguas residuales generadas por los ocupantes de las instalaciones educativas y el parque de la vida, ampliando así la cobertura de la red de alcantarillado municipal.

Para diseñar el trazado de la red de colectores principales y secundarios, se utilizó el plano suministrado previamente por la comisión de Topografía. El diseño del trazado se llevó a cabo por medio de interceptores para los colectores principales y un trazado en peine para los secundarios.

Imagen 5. Plano de trazado preliminar de tramos de tubería.



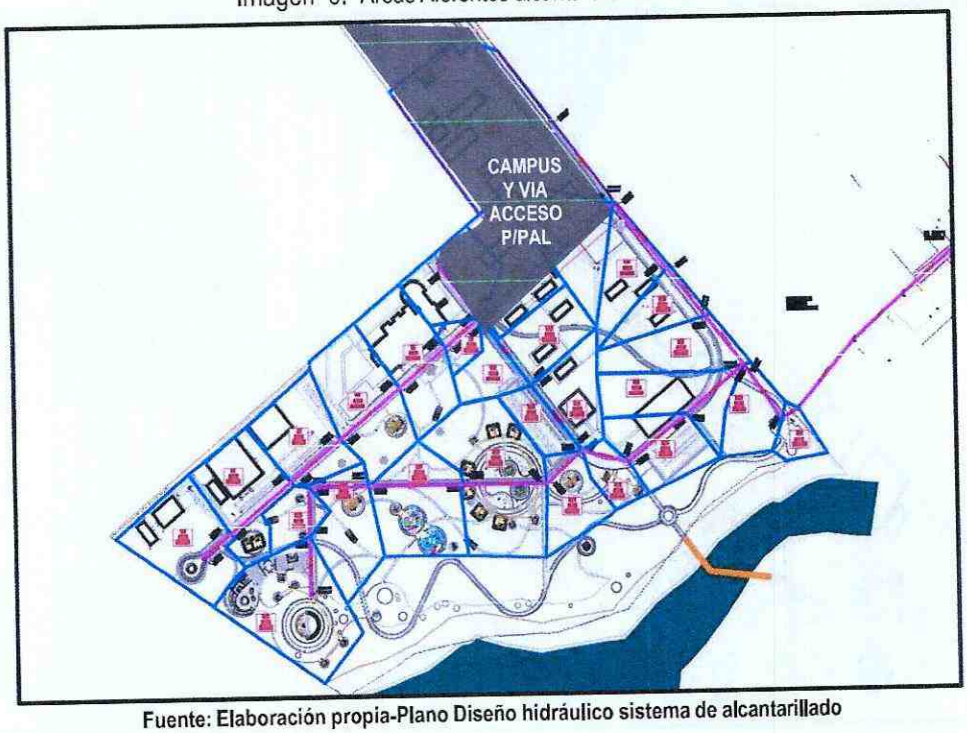
Fuente: Elaboración propia-Plano Diseño hidráulico sistema de alcantarillado Parque de la vida

5.5.2. Determinación de Áreas Aferentes

Por falta de información específica sobre los diseños hidrosanitarios, consumos y aportes de caudales de cada edificación, se optará por realizar el diseño de las redes teniendo en cuenta las áreas aferentes de todo el predio de acuerdo con la distribución de edificaciones recibido. Es importante resaltar que se requiere elaborar análisis específicos de aportes de aguas residuales tal como lo establece el numeral 2 del artículo 134 de la resolución 0330 de 2017.

Para el cálculo del caudal de diseño, se tuvo en cuenta lo establecido en el artículo 40 y 134 de la resolución 0330 del 2017 del RAS. Para esto se usó la proyección de la población a 25 años realizada en el punto 2.1.4.2 del presente documento, el cálculo de la densidad de saturación por áreas y la división del predio por Áreas Aferentes, teniendo en cuenta la dirección del flujo, como se muestra a continuación:

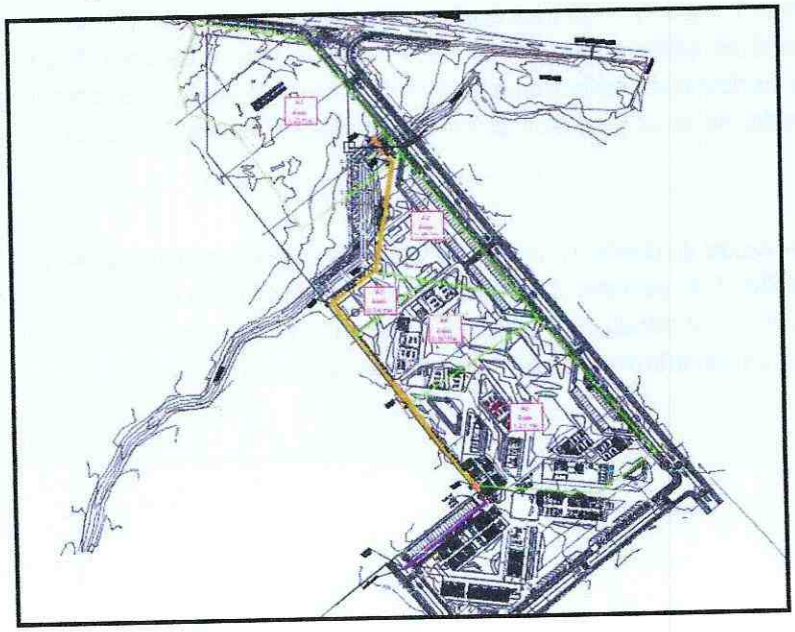
Imagen 6. Áreas Aferentes alcantarillado sanitario



Fuente: Elaboración propia-Plano Diseño hidráulico sistema de alcantarillado

Para el sistema de bombeo del campus también se determinaron las diferentes áreas aferentes con el fin de calcular el comportamiento hidráulico a través de su descarga hacia una ebar proyectada donde entrega directamente en el alcantarillado proyectado de la via que se encuentra en el perímetro del campus.

Imagen 7. Areas aferentes Red de alcantarillado interna campus.



A continuación, se muestra el área de cada una de las Áreas Aferentes.

Tabla 10. Áreas aferentes del proyecto alcantarillado sanitario

AREAS AFERENTES			
N°	NOMBRE AREA	AREA EN M²	AREA EN HA
1	A1	11.200,91	1,12
2	A2	9.766,55	0,98
3	A3	9.111,97	0,91
4	A4	12.125,69	1,21
5	A5	10.446,72	1,04
6	A6	2.271,50	0,23
7	A7	8.276,22	0,83
8	A8	8.631,42	0,86
9	A9	10.617,91	1,06
10	A10	6.600,59	0,66
11	A11	6.543,54	0,65
12	A12	4.024,94	0,40
13	A13	3.581,76	0,36
14	A14	6.291,70	0,63
15	A15	8.743,12	0,87
16	A16	7.624,27	0,76
17	A17	4.791,23	0,48
18	A18	5.512,80	0,55
19	A19	7.640,65	0,76
20	A20	3.326,56	0,33
21	A21	6.125,84	0,61
22	A22	17.614,49	1,76
23	A23	11.427,78	1,14
24	A24	8.518,34	0,85
25	A25	3.622,17	0,36
26	A26	15.497,70	1,55
27	A27	2.417,54	0,24
28	A28	25.186,85	2,52

Fuente: Elaboración propia

Para la estación de bombeo las áreas aferentes fueron las siguientes:

Tabla 11. Áreas aferentes redes campus universitario

AREAS AFERENTES			
N°	NOMBRE AREA	AREA EN M²	AREA EN HA
1	A1	12.318,87	1,23
2	A2	4.646,97	0,46
3	A3	1.417,83	0,14
4	A4	5.963,73	0,60
5	A5	12.824,97	1,28

5.5.3. Cálculo del Caudal de Diseño Total (QDT)

Se estimó el caudal doméstico para cada tramo tomando en cuenta las áreas establecidas anteriormente.

Tabla 12. Cálculo de caudal domestico para las redes de alcantarillado sanitario

N°	TRAMO	TIPO DE TRAMO	AREA AFERENTE DIRECTA	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL	DENSIDAD DE SATURACION	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	DOTACION NETA	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D
			(HA)	(HA)	(HA)	(HAB/HA)	#	#(MILES)	(LT/HAB-DÍA)	#	L/s
1	P1-P2	Vía Vehicular	1,12	0,00	1,12	103,8	116,27	0,12	140	0,85	0,16
2	P2-P3	Vía Vehicular	0,98	1,12	2,10	103,8	217,64	0,22	140	0,85	0,30
3	P3-P4	Vía Vehicular	0,91	2,10	3,01	103,8	312,22	0,31	140	0,85	0,43
4	P4-P5	Vía Vehicular	1,21	3,01	4,22	103,8	438,09	0,44	140	0,85	0,60
5	P5-P6	Vía Vehicular	1,04	4,22	5,27	103,8	546,53	0,55	140	0,85	0,75
6	P6-P7	Vía Vehicular	0,23	5,27	5,49	103,8	570,10	0,57	140	0,85	0,79
7	P8-P7	Vía Vehicular	0,83	0,00	0,83	103,8	85,91	0,09	140	0,85	0,12
8	P7-P9	Vía Vehicular	1,06	6,32	7,38	103,8	765,71	0,77	140	0,85	1,05
9	P9-P10	Vía Vehicular	0,93	7,38	8,30	103,8	868,20	0,87	140	0,85	1,20
10	P11-P10	Zona Verde o Peatonal	0,65	5,67	6,32	103,8	656,27	0,66	140	0,85	0,90
11	P12-P11	Zona Verde o Peatonal	1,76	3,91	5,67	103,8	588,34	0,59	140	0,85	0,81
12	P13-P12	Zona Verde o Peatonal	1,14	2,76	3,91	103,8	405,50	0,41	140	0,85	0,56
13	P14-P13	Zona Verde o Peatonal	0,85	1,91	2,76	103,8	286,88	0,29	140	0,85	0,40
14	P15-P14	Zona Verde o Peatonal	0,36	1,55	1,91	103,8	198,46	0,20	140	0,85	0,27
15	P16-P15	Zona Verde o Peatonal	1,55	0,00	1,55	103,8	160,87	0,16	140	0,85	0,22
16	P10-P17	Vía Vehicular	0,33	14,69	15,02	103,8	1558,99	1,56	140	0,85	2,15
17	P17-P18	Vía Vehicular	0,76	15,02	15,78	103,8	1638,30	1,64	140	0,85	2,26
18	P18-P19	Vía Vehicular	0,87	15,78	16,66	103,8	1729,06	1,73	140	0,85	2,38
19	P07-P24	Vía Vehicular	0,86	0,00	0,86	103,8	89,59	0,09	140	0,85	0,12
20	P24-P22	Vía Vehicular	3,58	0,86	4,44	103,8	461,25	0,46	140	0,85	0,64
22	P22-P21	Zona Verde o Peatonal	0,66	4,44	5,10	103,8	529,76	0,53	140	0,85	0,73
23	P21-P20	Zona Verde o Peatonal	0,48	5,10	5,58	103,8	579,49	0,58	140	0,85	0,80
24	P20-P19	Zona Verde o Peatonal	0,76	5,58	6,35	103,8	658,63	0,66	140	0,85	0,91
25	P19-P25	Zona Verde o Peatonal	0,55	23,00	23,55	103,8	2444,91	2,44	140	0,85	3,37
26	P25-P26	Zona Verde o Peatonal	0,24	23,55	23,80	103,8	2470,01	2,47	140	0,85	3,40
27	P26-P27	Vía Vehicular	0,00	23,80	23,80	103,8	2470,01	2,47	140	0,85	3,40

N°	TRAMO	TIPO DE TRAMO	AREA AFERENTE DIRECTA	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL	DENSIDAD DE SATURACION	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	DOTACION NETA	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D
			(HA)	(HA)	(HA)	(HAB/HA)	#	#(MILES)	(LT/HAB-DÍA)	#	L/s
28	P27-P28	Vía Vehicular	0,00	23,80	23,80	103,8	2470,01	2,47	140	0,85	3,40
29	P28- P29E	Vía Vehicular	0,00	23,80	23,80	103,8	2470,01	2,47	140	0,85	3,40

Fuente: Elaboración propia

Para el campus universitario las redes de alcantarillado sanitario interno los caudales estimados fueron los siguientes:

Tabla 13. Cálculo de caudal para las redes internas del campus universitario de alcantarillado sanitario hacia EBAR.

N°	TRAMO	TIPO DE TRAMO	AREA AFERENTE DIRECTA	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL	DENSIDAD DE SATURACION	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	DOTACION NETA	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D
			(HA)	(HA)	(HA)	(HAB/HA)	#	#(MILES)	(LT/HAB-DÍA)	#	L/s
1	P1-P2	Zona Verde o Peatonal	1,23	0,00	1,23	42,1	51,83	0,05	140	0,85	0,07
2	P2-P3	Zona Verde o Peatonal	0,46	1,23	1,70	42,1	71,39	0,07	140	0,85	0,10
3	P3-P4	Zona Verde o Peatonal	0,14	1,70	1,84	42,1	77,35	0,08	140	0,85	0,11
4	P4-P5	Zona Verde o Peatonal	0,60	1,84	2,43	42,1	102,45	0,10	140	0,85	0,14
5	P5-P6	Zona Verde o Peatonal	1,28	2,43	3,72	42,1	156,41	0,16	140	0,85	0,22
6	P6-P7	Zona Verde o Peatonal	0,00	3,72	3,72	42,1	156,41	0,16	140	0,85	0,22

La siguiente tabla muestra los resultados obtenidos del cálculo del caudal de diseño para cada tramo en la red principal del alcantarillado sanitario.

Tabla 14. Cálculo de caudal de diseño red alcantarillado sanitario principal

N°	TRAMO	QD	QI	QC	QIN	QMD	F	QMH	QINF	QCE	QDT	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
1	P1-P2	0,16	0,00	0,00	0,00	0,16	3,80	0,61	0,11	0,22	0,94	1,50
2	P2-P3	0,30	0,00	0,00	0,00	0,30	3,80	1,14	0,21	0,42	1,77	1,77
3	P3-P4	0,43	0,00	0,00	0,00	0,43	3,80	1,63	0,30	0,60	2,54	2,54
4	P4-P5	0,60	0,00	0,00	0,00	0,60	3,80	2,29	0,42	0,84	3,56	3,56
5	P5-P6	0,75	0,00	0,00	0,00	0,75	3,72	2,80	0,53	1,05	4,38	4,38
6	P6-P7	0,79	0,00	0,00	0,00	0,79	3,70	2,91	0,55	1,10	4,55	4,55
7	P8-P7	0,12	0,00	0,00	0,00	0,12	3,80	0,45	0,08	0,17	0,70	1,50
8	P7-P9	1,05	0,00	0,00	0,00	1,05	3,59	3,79	0,74	1,48	6,00	6,00

N°	TRAMO	QD	QI	QC	QIN	QMD	F	QMH	QINF	QCE	QDT	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
9	P9-P10	1,20	0,00	0,00	0,00	1,20	3,55	4,24	0,84	1,67	6,75	6,75
10	P11-P10	0,90	0,00	0,00	0,00	0,90	3,65	3,30	0,63	1,26	5,20	5,20
11	P12-P11	0,81	0,00	0,00	0,00	0,81	3,69	2,99	0,57	1,13	4,69	4,69
12	P13-P12	0,56	0,00	0,00	0,00	0,56	3,80	2,12	0,39	0,78	3,29	3,29
13	P14-P13	0,40	0,00	0,00	0,00	0,40	3,80	1,50	0,28	0,55	2,33	2,33
14	P15-P14	0,27	0,00	0,00	0,00	0,27	3,80	1,04	0,19	0,38	1,61	1,61
15	P16-P15	0,22	0,00	0,00	0,00	0,22	3,80	0,84	0,15	0,31	1,31	1,50
16	P10-P17	2,15	0,00	0,00	0,00	2,15	3,35	7,19	1,50	3,00	11,69	11,69
17	P17-P18	2,26	0,00	0,00	0,00	2,26	3,33	7,52	1,58	3,16	12,25	12,25
18	P18-P19	2,38	0,00	0,00	0,00	2,38	3,31	7,89	1,67	3,33	12,89	12,89
19	P07-P24	0,12	0,00	0,00	0,00	0,12	3,80	0,47	0,09	0,17	0,73	1,50
20	P24-P22	0,64	0,00	0,00	0,00	0,64	3,78	2,40	0,44	0,89	3,74	3,74
22	P22-P21	0,73	0,00	0,00	0,00	0,73	3,73	2,72	0,51	1,02	4,25	4,25
23	P21-P20	0,80	0,00	0,00	0,00	0,80	3,70	2,95	0,56	1,12	4,63	4,63
24	P20-P19	0,91	0,00	0,00	0,00	0,91	3,65	3,31	0,63	1,27	5,21	5,21
25	P19-P25	3,37	0,00	0,00	0,00	3,37	3,20	10,78	2,36	4,71	17,84	17,84
26	P25-P26	3,40	0,00	0,00	0,00	3,40	3,20	10,88	2,38	4,76	18,02	18,02
27	P26-P27	3,40	0,00	0,00	0,00	3,40	3,20	10,88	2,38	4,76	18,02	18,02
28	P27-P28	3,40	0,00	0,00	0,00	3,40	3,20	10,88	2,38	4,76	18,02	18,02
29	P28-P29E	3,40	0,00	0,00	0,00	3,40	3,20	10,88	2,38	4,76	18,02	18,02

Fuente: Elaboración propia

Para las redes internas del campus universitario de alcantarillado sanitario, los resultados fueron los siguientes:

Tabla 15. Caudal de diseño red de alcantarillado sanitario interna, campus universitario.

N°	TRAMO	Q_D	Q_I	Q_C	Q_{IN}	Q_{MD}	F	Q_{MH}	Q_{INF}	Q_{CE}	Q_{DT}	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
1	P1-P2	0,07	0,00	0,00	0,09	0,16	3,80	0,62	0,12	0,25	0,99	1,50
2	P2-P3	0,10	0,00	0,00	0,05	0,14	3,80	0,55	0,17	0,34	1,06	1,50
3	P3-P4	0,11	0,00	0,00	0,05	0,15	3,80	0,58	0,18	0,37	1,13	1,50
4	P4-P5	0,14	0,00	0,00	0,33	0,47	3,80	1,78	0,24	0,49	2,51	2,51
5	P5-P6	0,22	0,00	0,00	0,75	0,97	3,80	3,68	0,37	0,74	4,79	4,79
6	P6-P7	0,22	0,00	0,00	0,75	0,97	3,80	3,68	0,37	0,74	4,79	4,79

Para los tramos donde el QDT fue inferior a 1.5 L/s, se tomó este valor como el caudal de diseño.

5.5.4. Determinación de pendientes y profundidades

Como se mencionó anteriormente, la pendiente mínima de un tramo debe ser suficiente para garantizar la auto limpieza del sistema, asegurando que la fuerza tractiva sea igual o superior a 1 Pa. Asimismo, la pendiente máxima no debe generar velocidades superiores a 5 m/s.

Por otro lado, las profundidades mínimas de recubrimiento establecidas son de 1,2 m en vías vehiculares y 0,75 m en áreas peatonales y zonas verdes.

A continuación, la siguiente tabla presenta los resultados obtenidos en el cálculo de pendientes y profundidades.

Tabla 16. Cálculo de pendientes y profundidades por tramo red de alcantarillado principal.

N°	TRAMO	TIPO DE TRAMO	L (Tub)	Cotas rasantes		S_t	Cotas Batea		S_w (Tub)	Recubrimiento		
			(m)	inicial	final	%	inicial	final	%	inicial	final	Promedio
1	P1-P2	Vía Vehicular	43,72	238,830	238,580	0,57	237,430	237,146	0,65%	1,197	1,23	1,21
2	P2-P3	Vía Vehicular	90,76	238,580	237,650	1,02	236,836	236,246	0,65%	1,54	1,20	1,37
3	P3-P4	Vía Vehicular	74,75	237,650	237,050	0,80	236,086	235,600	0,65%	1,36	1,25	1,30
4	P4-P5	Vía Vehicular	89,35	237,050	235,900	1,29	235,040	234,459	0,65%	1,81	1,24	1,52
5	P5-P6	Vía Vehicular	69,21	235,900	234,790	1,60	233,839	233,389	0,65%	1,86	1,20	1,53
6	P6-P7	Vía Vehicular	51,30	234,790	234,100	1,35	232,909	232,576	0,65%	1,68	1,32	1,50
7	P8-P7	Vía Vehicular	75,37	234,130	234,100	0,04	232,730	232,240	0,65%	1,20	1,66	1,43
8	P7-P9	Vía Vehicular	95,59	234,100	233,590	0,53	232,030	231,456	0,60%	1,87	1,93	1,90
9	P9-P10	Vía Vehicular	93,21	233,590	234,740	-1,23	231,446	230,887	0,60%	1,94	3,65	2,80
10	P11-P10	Zona Verde o Peatonal	54,57	235,200	234,740	0,84	231,611	231,256	0,65%	3,39	3,28	3,33
11	P12-P11	Zona Verde o Peatonal	97,49	236,000	235,200	0,82	232,794	232,161	0,65%	3,00	2,84	2,92
12	P13-P12	Zona Verde o Peatonal	111,58	236,500	236,000	0,45	234,070	233,344	0,65%	2,23	2,45	2,34
13	P14-P13	Zona Verde o Peatonal	69,58	238,000	236,500	2,16	235,072	234,620	0,65%	2,72	1,68	2,20
14	P15-P14	Zona Verde o Peatonal	53,75	237,600	238,000	-0,74	235,971	235,622	0,65%	1,43	2,17	1,80
15	P16-P15	Zona Verde o Peatonal	65,97	238,150	237,600	0,83	236,950	236,521	0,65%	1,00	0,88	0,94
16	P10-P17	Vía Vehicular	55,62	234,740	234,250	0,88	230,877	230,543	0,60%	3,66	3,50	3,58
17	P17-P18	Vía Vehicular	86,47	234,250	233,100	1,33	230,533	230,014	0,60%	3,51	2,88	3,20
18	P18-P19	Vía Vehicular	86,04	233,100	232,200	1,05	230,004	229,488	0,60%	2,89	2,51	2,70
19	P07-P24	Vía Vehicular	104,74	234,100	232,850	1,19	232,163	231,534	0,60%	1,73	1,11	1,42
20	P24-P22	Vía Vehicular	98,88	232,850	231,600	1,26	231,524	230,931	0,60%	1,12	0,47	0,79
21	P22-P21	Zona Verde o Peatonal	95,42	231,600	231,700	-0,10	230,921	230,348	0,60%	0,48	1,15	0,81
22	P21-P20	Zona Verde o Peatonal	69,95	231,700	232,100	-0,57	230,338	229,918	0,60%	1,16	1,98	1,57
23	P20-P19	Zona Verde o Peatonal	69,95	232,100	232,200	-0,14	229,908	229,488	0,60%	1,99	2,51	2,25
24	P19-P25	Zona Verde o Peatonal	75,45	232,200	233,200	-1,33	229,478	229,214	0,35%	2,52	3,78	3,15
25	P25-P26	Zona Verde o Peatonal	21,45	233,200	232,200	4,66	229,204	229,129	0,35%	3,79	2,87	3,33
26	P26-P27	Vía Vehicular	99,41	232,200	232,900	-0,70	229,119	228,771	0,35%	2,88	3,93	3,40

N°	TRAMO	TIPO DE TRAMO	L (Tub)	Cotas rasantes		S_t	Cotas Batea		S_w (Tub)	Recubrimiento		
			(m)	inicial	final	%	inicial	final	%	inicial	final	Promedio
27	P27-P28	Via Vehicular	76,87	232,900	231,900	1,30	228,761	228,492	0,35%	3,94	3,20	3,57
28	P28- P29E	Via Vehicular	80,47	231,900	230,400	1,86	228,482	228,200	0,35%	3,21	2,00	2,61

Fuente: Elaboración propia.

Se verificó que la mayoría de los tramos cumple con el recubrimiento mínimo exigido según el tipo de zona. Sin embargo, en los tramos 19 (P07–P24) y 20 (P24–P22), que se ubican en zona vehicular, se requiere una protección adicional ya que no alcanzan la profundidad mínima de 1.20 m establecida para este tipo de vías. De igual forma, el tramo 21 (P22–P21), ubicado en zona verde o peatonal, requiere recubrimiento debido a que no cumple con la profundidad mínima de 0.80 m. Estas medidas garantizan la integridad del sistema ante cargas externas y su correcto funcionamiento.

La longitud total del proyecto es de 2156.92 m.

Para la red de alcantarillado sanitaria interna del campus universitario los resultados son los siguientes:

Tabla 17. Calculo pendientes y profundidades por tramos de la red interna del campus universitario.

N°	TRAMO	L (Tub)	Cotas rasante		S_t	Cotas Batea		S_w (Tub)	Recubrimiento		
		(m)	inicial	final	%	inicial	final	%	inicial	final	Promedio
1	P1-P2	22,56	233,000	232,700	1,33	231,800	231,600	0,89%	0,997	0,90	0,95
2	P2-P3	78,48	232,700	233,700	-1,27	231,600	231,100	0,64%	0,90	2,40	1,65
3	P3-P4	38,29	233,700	233,800	-0,26	231,100	230,860	0,63%	2,40	2,74	2,57
4	P4-P5	90,22	233,800	234,500	-0,78	230,860	230,450	0,45%	2,74	3,85	3,29
5	P5-P6	75,63	234,500	234,050	0,60	230,450	230,200	0,33%	3,85	3,65	3,75
6	P6-P7	4,18	234,050	234,000	1,20	230,200	230,150	1,20%	3,65	3,65	3,65

5.5.5. Determinación de Diámetros de Tubería

Para determinar el diámetro adecuado de la tubería, primero se asume un valor inicial y luego se verifica que cumpla con los criterios establecidos, tales como la velocidad mínima, velocidad máxima, el número de Froude, la fuerza tractiva, el recubrimiento mínimo, la profundidad hidráulica máxima y el caudal de diseño.

La siguiente tabla presenta los resultados del cálculo, permitiendo así seleccionar el diámetro adecuado para garantizar el funcionamiento hidráulico eficiente de las redes, asegurando también que se cumpla el criterio de autolimpieza.

Tabla 18. Cálculos hidráulicos de cada tramo y asignación de diámetro red principal de alcantarillado sanitario.

N°	TRAMO	L (Tub)	d	d	Yn/d	Yn	θ	A	P	R	Q	V	D	N_F	t	NUMERO DE FROUD	FUERZA TRACTIVA
		(m)	(")	(m)	(adim)	(m)	(rad)	(m^2)	(m)	(m)	(L/s)	(m/s)	(m)	(adim)	Pa		
1	P1-P2	43,72	8	0,182	0,148	0,0270	1,5816	0,0024	0,1439	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
2	P2-P3	90,76	8	0,182	0,161	0,0292	1,6492	0,0027	0,1501	0,0180	1,77	0,66	0,02	1,47	1,15	OK	OK
3	P3-P4	74,75	8	0,182	0,191	0,0348	1,8107	0,0035	0,1648	0,0211	2,54	0,73	0,02	1,50	1,34	OK	OK
4	P4-P5	89,35	8	0,182	0,226	0,0411	1,9803	0,0044	0,1802	0,0244	3,56	0,81	0,03	1,52	1,56	OK	OK
5	P5-P6	69,21	8	0,182	0,250	0,0456	2,0960	0,0051	0,1907	0,0267	4,38	0,86	0,03	1,53	1,70	OK	OK
6	P6-P7	51,30	8	0,182	0,255	0,0464	2,1181	0,0052	0,1927	0,0272	4,55	0,87	0,03	1,53	1,73	OK	OK
7	P8-P7	75,37	8	0,182	0,148	0,0270	1,5806	0,0024	0,1438	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
8	P7-P9	95,59	8	0,182	0,301	0,0547	2,3213	0,0066	0,2112	0,0312	6,00	0,91	0,04	1,47	1,84	OK	OK
9	P9-P10	93,21	8	0,182	0,319	0,0581	2,4027	0,0072	0,2186	0,0327	6,75	0,94	0,04	1,47	1,93	OK	OK
10	P11-P10	54,57	8	0,182	0,273	0,0497	2,1990	0,0058	0,2001	0,0288	5,20	0,90	0,04	1,53	1,83	OK	OK
11	P12-P11	97,49	8	0,182	0,259	0,0472	2,1365	0,0054	0,1944	0,0275	4,69	0,88	0,03	1,53	1,75	OK	OK
12	P13-P12	111,58	8	0,182	0,217	0,0395	1,9392	0,0042	0,1765	0,0236	3,29	0,79	0,03	1,51	1,51	OK	OK
13	P14-P13	69,58	8	0,182	0,183	0,0334	1,7702	0,0033	0,1611	0,0203	2,33	0,71	0,02	1,49	1,29	OK	OK
14	P15-P14	53,75	8	0,182	0,153	0,0279	1,6098	0,0025	0,1465	0,0173	1,61	0,64	0,02	1,46	1,10	OK	OK
15	P16-P15	65,97	8	0,182	0,148	0,0269	1,5796	0,0024	0,1437	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,06	OK	OK
16	P10-P17	55,62	8	0,182	0,429	0,0781	2,8572	0,0107	0,2600	0,0410	11,69	1,10	0,06	1,44	2,42	OK	OK
17	P17-P18	86,47	8	0,182	0,441	0,0802	2,9034	0,0110	0,2642	0,0418	12,25	1,11	0,06	1,43	2,46	OK	OK
18	P18-P19	86,04	8	0,182	0,453	0,0825	2,9553	0,0115	0,2689	0,0426	12,89	1,12	0,06	1,43	2,51	OK	OK
19	P07-P24	104,74	8	0,182	0,151	0,0275	1,5977	0,0025	0,1454	0,0170	1,50	0,61	0,02	1,40	1,00	OK	OK
20	P24-P22	98,88	8	0,182	0,237	0,0431	2,0320	0,0047	0,1849	0,0254	3,74	0,79	0,03	1,46	1,50	OK	OK
21	P22-P21	95,42	8	0,182	0,252	0,0459	2,1038	0,0051	0,1914	0,0269	4,25	0,83	0,03	1,46	1,58	OK	OK
22	P21-P20	69,95	8	0,182	0,263	0,0479	2,1550	0,0055	0,1961	0,0279	4,63	0,85	0,03	1,46	1,64	OK	OK
23	P20-P19	69,95	8	0,182	0,280	0,0509	2,2283	0,0059	0,2028	0,0293	5,21	0,88	0,04	1,47	1,73	OK	OK
24	P19-P25	75,45	8	0,182	0,669	0,1218	3,8326	0,0185	0,3488	0,0531	17,84	0,96	0,11	0,94	1,82	OK	OK
25	P25-P26	21,45	8	0,182	0,674	0,1227	3,8541	0,0187	0,3507	0,0532	18,02	0,97	0,11	0,93	1,83	OK	OK
26	P26-P27	99,41	8	0,182	0,674	0,1227	3,8529	0,0187	0,3506	0,0532	18,02	0,97	0,11	0,93	1,83	OK	OK
27	P27-P28	76,87	8	0,182	0,674	0,1227	3,8533	0,0187	0,3507	0,0532	18,02	0,97	0,11	0,93	1,83	OK	OK
28	P28-P29E	80,47	8	0,182	0,674	0,1227	3,8523	0,0187	0,3506	0,0532	18,02	0,97	0,11	0,93	1,83	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 19. Cálculos hidráulicos de cada tramo y asignación de diámetro red interna del campus universitario de alcantarillado sanitario.

N°	TRAMO	L (Tub)	d	d	Yn/d	Yn	θ	A	P	R	Q	V	D	N_F	t	NUMERO DE FROUD	FUERZA TRACTIVA
		(m)	(")	(m)	(adim)	(m)	(rad)	(m^2)	(m)	(m)	(L/s)	(m/s)	(m)	(adim)	Pa		
1	P1-P2	22,56	8	0,182	0,137	0,0248	1,5137	0,0021	0,1377	0,0155	1,50	0,70	0,02	1,72	1,35	OK	OK
2	P2-P3	78,48	8	0,182	0,149	0,0271	1,5852	0,0024	0,1443	0,0168	1,50	0,62	0,02	1,45	1,05	OK	OK
3	P3-P4	38,29	8	0,182	0,150	0,0272	1,5880	0,0024	0,1445	0,0169	1,50	0,62	0,02	1,44	1,04	OK	OK
4	P4-P5	90,22	8	0,182	0,210	0,0382	1,9036	0,0040	0,1732	0,0229	2,51	0,63	0,03	1,23	1,02	OK	OK
5	P5-P6	75,63	8	0,182	0,318	0,0578	2,3948	0,0071	0,2179	0,0326	4,79	0,67	0,04	1,05	1,06	OK	OK
6	P6-P7	4,18	8	0,182	0,221	0,0402	1,9576	0,0043	0,1781	0,0240	4,79	1,12	0,03	2,13	2,81	OK	OK

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

5.6 CALCULO HIDRAULICO EN CONDICIONES INICIALES

Para el cálculo hidráulico de las condiciones iniciales, se estimó el caudal de diseño con base en la población proyectada para el año actual (2025), la cual corresponde a 54.617 habitantes. A partir de esta proyección y del área urbana considerada, se obtuvo una densidad de saturación de 42,1 habitantes por hectárea (hab/ha).

Tabla 20. Cálculo de caudal domestico red principal de alcantarillado

N°	TRAMO	TIPO DE TRAMO	AREA AFERENTE DIRECTA	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL	DENSIDAD DE SATURACION	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	DOTACION NETA	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D
			(HA)	(HA)	(HA)	(HAB/HA)	#	#(MILES)	(LT/HAB-DÍA)	#	L/s
1	P1-P2	Via Vehicular	1,12	0,00	1,12	42,1	47,13	0,05	140	0,85	0,06
2	P2-P3	Via Vehicular	0,98	1,12	2,10	42,1	88,23	0,09	140	0,85	0,12
3	P3-P4	Via Vehicular	0,91	2,10	3,01	42,1	126,57	0,13	140	0,85	0,17
4	P4-P5	Via Vehicular	1,21	3,01	4,22	42,1	177,59	0,18	140	0,85	0,24
5	P5-P6	Via Vehicular	1,04	4,22	5,27	42,1	221,54	0,22	140	0,85	0,31
6	P6-P7	Via Vehicular	0,23	5,27	5,49	42,1	231,10	0,23	140	0,85	0,32
7	P8-P7	Via Vehicular	0,83	0,00	0,83	42,1	34,82	0,03	140	0,85	0,05
8	P7-P9	Via Vehicular	1,06	6,32	7,38	42,1	310,39	0,31	140	0,85	0,43
9	P9-P10	Via Vehicular	0,99	7,38	8,36	42,1	351,94	0,35	140	0,85	0,48
10	P11-P10	Zona Verde o Peatonal	0,65	5,67	6,32	42,1	266,03	0,27	140	0,85	0,37
11	P12-P11	Zona Verde o Peatonal	1,76	3,91	5,67	42,1	238,50	0,24	140	0,85	0,33
12	P13-P12	Zona Verde o Peatonal	1,14	2,76	3,91	42,1	164,38	0,16	140	0,85	0,23
13	P14-P13	Zona Verde o Peatonal	0,85	1,91	2,76	42,1	116,29	0,12	140	0,85	0,16
14	P15-P14	Zona Verde o Peatonal	0,36	1,55	1,91	42,1	80,45	0,08	140	0,85	0,11
15	P16-P15	Zona Verde o Peatonal	1,55	0,00	1,55	42,1	65,21	0,07	140	0,85	0,09
16	P10-P17	Via Vehicular	0,33	14,69	15,02	42,1	631,97	0,63	140	0,85	0,87
17	P17-P18	Via Vehicular	0,76	15,02	15,78	42,1	664,12	0,66	140	0,85	0,91
18	P18-P19	Via Vehicular	0,87	15,78	16,66	42,1	700,90	0,70	140	0,85	0,97
19	P07-P24	Via Vehicular	0,86	0,00	0,86	42,1	36,32	0,04	140	0,85	0,05
20	P24-P22	Via Vehicular	3,58	0,86	4,44	42,1	186,97	0,19	140	0,85	0,26
21	P22-P21	Zona Verde o Peatonal	0,66	4,44	5,10	42,1	214,75	0,21	140	0,85	0,30
22	P21-P20	Zona Verde o Peatonal	0,48	5,10	5,58	42,1	234,91	0,23	140	0,85	0,32
23	P20-P19	Zona Verde o Peatonal	0,76	5,58	6,35	42,1	266,99	0,27	140	0,85	0,37
24	P19-P25	Zona Verde o Peatonal	0,55	23,00	23,55	42,1	991,09	0,99	140	0,85	1,37
25	P25-P26	Zona Verde o Peatonal	0,24	23,55	23,80	42,1	1001,26	1,00	140	0,85	1,38
26	P26-P27	Via Vehicular	0,00	23,80	23,80	42,1	1001,26	1,00	140	0,85	1,38
27	P27-P28	Via Vehicular	0,00	23,80	23,80	42,1	1001,26	1,00	140	0,85	1,38
28	P28- P28E	Via Vehicular	0,00	23,80	23,80	42,1	1001,26	1,00	140	0,85	1,38

Fuente: Elaboración propia

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A # 26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

Tabla 21. Calculo de caudal domestico para redes de alcantarillado internas de campus universitario.

No	TRAMO	TIPO DE TRAMO	AREA AFERENTE DIRECTA	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL	DENSIDAD DE SATURACION	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	# HAB. (AREA * DENSIDAD DE SATURACION)	DOTACION NETA	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D
			(HA)	(HA)	(HA)	(HAB/HA)	#	#(MILES)	(LT/HAB-DÍA)	#	L/s
1	P1-P2	Zona Verde o Peatonal	1,23	0,00	1,23	42,1	51,83	0,05	140	0,85	0,07
2	P2-P3	Zona Verde o Peatonal	0,46	1,23	1,70	42,1	71,39	0,07	140	0,85	0,10
3	P3-P4	Zona Verde o Peatonal	0,14	1,70	1,84	42,1	77,35	0,08	140	0,85	0,11
4	P4-P5	Zona Verde o Peatonal	0,60	1,84	2,43	42,1	102,45	0,10	140	0,85	0,14
5	P5-P6	Zona Verde o Peatonal	1,28	2,43	3,72	42,1	156,41	0,16	140	0,85	0,22
6	P6-P7	Zona Verde o Peatonal	0,00	3,72	3,72	42,1	156,41	0,16	140	0,85	0,22

La siguiente tabla muestra los cálculos del caudal de diseño.

Tabla 22. Cálculo del caudal de diseño

N°	TRAMO	QD	QI	QC	QIN	QMD	F	QMH	QINF	QCE	QDT	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
1	P1-P2	0,06	0,00	0,00	0,00	0,06	3,80	0,25	0,11	0,22	0,58	1,50
2	P2-P3	0,12	0,00	0,00	0,00	0,12	3,80	0,46	0,21	0,42	1,09	1,50
3	P3-P4	0,17	0,00	0,00	0,00	0,17	3,80	0,66	0,30	0,60	1,56	1,56
4	P4-P5	0,24	0,00	0,00	0,00	0,24	3,80	0,93	0,42	0,84	2,20	2,20
5	P5-P6	0,31	0,00	0,00	0,00	0,31	3,80	1,16	0,53	1,05	2,74	2,74
6	P6-P7	0,32	0,00	0,00	0,00	0,32	3,80	1,21	0,55	1,10	2,86	2,86
7	P8-P7	0,05	0,00	0,00	0,00	0,05	3,80	0,18	0,08	0,17	0,43	1,50
8	P7-P9	0,43	0,00	0,00	0,00	0,43	3,80	1,62	0,74	1,48	3,84	3,84
9	P9-P10	0,48	0,00	0,00	0,00	0,48	3,80	1,84	0,84	1,67	4,35	4,35
10	P11-P10	0,37	0,00	0,00	0,00	0,37	3,80	1,39	0,63	1,26	3,29	3,29
11	P12-P11	0,33	0,00	0,00	0,00	0,33	3,80	1,25	0,57	1,13	2,95	2,95
12	P13-P12	0,23	0,00	0,00	0,00	0,23	3,80	0,86	0,39	0,78	2,03	2,03
13	P14-P13	0,16	0,00	0,00	0,00	0,16	3,80	0,61	0,28	0,55	1,44	1,50
14	P15-P14	0,11	0,00	0,00	0,00	0,11	3,80	0,42	0,19	0,38	0,99	1,50
15	P16-P15	0,09	0,00	0,00	0,00	0,09	3,80	0,34	0,15	0,31	0,81	1,50
16	P10-P17	0,87	0,00	0,00	0,00	0,87	3,66	3,19	1,50	3,00	7,70	7,70
17	P17-P18	0,91	0,00	0,00	0,00	0,91	3,65	3,34	1,58	3,16	8,07	8,07
18	P18-P19	0,97	0,00	0,00	0,00	0,97	3,63	3,50	1,67	3,33	8,50	8,50
19	P07-P24	0,05	0,00	0,00	0,00	0,05	3,80	0,19	0,09	0,17	0,45	1,50
20	P24-P22	0,26	0,00	0,00	0,00	0,26	3,80	0,98	0,44	0,89	2,31	2,31

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

21	P22-P21	0,30	0,00	0,00	0,00	0,30	3,80	1,12	0,51	1,02	2,66	2,66
22	P21-P20	0,32	0,00	0,00	0,00	0,32	3,80	1,23	0,56	1,12	2,90	2,90
23	P20-P19	0,37	0,00	0,00	0,00	0,37	3,80	1,40	0,63	1,27	3,30	3,30
24	P19-P25	1,37	0,00	0,00	0,00	1,37	3,50	4,78	2,36	4,71	11,85	11,85
25	P25-P26	1,38	0,00	0,00	0,00	1,38	3,50	4,83	2,38	4,76	11,96	11,96
26	P26-P27	1,38	0,00	0,00	0,00	1,38	3,50	4,83	2,38	4,76	11,96	11,96
27	P27-P28	1,38	0,00	0,00	0,00	1,38	3,50	4,83	2,38	4,76	11,96	11,96
28	P28-P29E	1,38	0,00	0,00	0,00	1,38	3,50	4,83	2,38	4,76	11,96	11,96

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23. Calculo de caudal de diseño para redes internas en el campus universitario.

N°	TRAMO	Q_D	Q_I	Q_C	Q_{IN}	Q_{MD}	F	Q_{MH}	Q_{INF}	Q_{CE}	Q_{DT}	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
1	P1-P2	0,07	0,00	0,00	0,09	0,16	3,80	0,62	0,12	0,25	0,99	1,50
2	P2-P3	0,10	0,00	0,00	0,05	0,14	3,80	0,55	0,17	0,34	1,06	1,50
3	P3-P4	0,11	0,00	0,00	0,05	0,15	3,80	0,58	0,18	0,37	1,13	1,50
4	P4-P5	0,14	0,00	0,00	0,33	0,47	3,80	1,78	0,24	0,49	2,51	2,51
5	P5-P6	0,22	0,00	0,00	0,75	0,97	3,80	3,68	0,37	0,74	4,79	4,79
6	P6-P7	0,22	0,00	0,00	0,75	0,97	3,80	3,68	0,37	0,74	4,79	4,79

La siguiente tabla muestra los resultados de la velocidad mínima, velocidad máxima, el número de Froude, la fuerza tractiva, el recubrimiento mínimo, la profundidad hidráulica máxima y el caudal de diseño.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 24. Cálculos hidráulicos de cada tramo

N°	TRAMO	L (Tub)	d	d	Yn/d	Yn	θ	A	P	R	Q	V	D	N_F	t	NUMERO DE FROUD	FUERZA TRACTIVA
		(m)	(")	(m)	(adim)	(m)	(rad)	(m^2)	(m)	(m)	(L/s)	(m/s)	(m)	(adim)	Pa		
1	P1-P2	43,72	8	0,182	0,148	0,0270	1,5816	0,0024	0,1439	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
2	P2-P3	90,76	8	0,182	0,148	0,0270	1,5810	0,0024	0,1439	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
3	P3-P4	74,75	8	0,182	0,151	0,0275	1,5968	0,0025	0,1453	0,0170	1,56	0,63	0,02	1,46	1,08	OK	OK
4	P4-P5	89,35	8	0,182	0,178	0,0325	1,7444	0,0031	0,1587	0,0198	2,20	0,70	0,02	1,49	1,26	OK	OK
5	P5-P6	69,21	8	0,182	0,199	0,0361	1,8472	0,0037	0,1681	0,0218	2,74	0,75	0,03	1,50	1,39	OK	OK
6	P6-P7	51,30	8	0,182	0,203	0,0369	1,8678	0,0038	0,1700	0,0222	2,86	0,76	0,03	1,51	1,42	OK	OK
7	P8-P7	75,37	8	0,182	0,148	0,0270	1,5806	0,0024	0,1438	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
8	P7-P9	95,59	8	0,182	0,240	0,0436	2,0467	0,0048	0,1862	0,0257	3,64	0,80	0,03	1,46	1,52	OK	OK
9	P9-P10	93,21	8	0,182	0,255	0,0465	2,1185	0,0052	0,1928	0,0272	4,35	0,83	0,03	1,46	1,60	OK	OK
10	P11-P10	54,57	8	0,182	0,217	0,0395	1,9388	0,0042	0,1764	0,0236	3,29	0,79	0,03	1,51	1,51	OK	OK
11	P12-P11	97,49	8	0,182	0,206	0,0374	1,8830	0,0039	0,1714	0,0225	2,95	0,76	0,03	1,51	1,44	OK	OK
12	P13-P12	111,58	8	0,182	0,171	0,0312	1,7068	0,0030	0,1553	0,0191	2,03	0,68	0,02	1,49	1,22	OK	OK
13	P14-P13	69,58	8	0,182	0,148	0,0270	1,5820	0,0024	0,1440	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
14	P15-P14	53,75	8	0,182	0,148	0,0270	1,5809	0,0024	0,1439	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
15	P16-P15	65,97	8	0,182	0,148	0,0269	1,5796	0,0024	0,1437	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,06	OK	OK
16	P10-P17	55,62	8	0,182	0,342	0,0623	2,4998	0,0079	0,2275	0,0346	7,70	0,98	0,05	1,46	2,04	OK	OK
17	P17-P18	86,47	8	0,182	0,351	0,0638	2,5356	0,0081	0,2307	0,0353	8,07	0,99	0,05	1,46	2,08	OK	OK
18	P18-P19	86,04	8	0,182	0,361	0,0657	2,5774	0,0085	0,2345	0,0361	8,50	1,01	0,05	1,46	2,12	OK	OK
19	P07-P24	104,74	8	0,182	0,151	0,0275	1,5977	0,0025	0,1454	0,0170	1,50	0,61	0,02	1,40	1,00	OK	OK
20	P24-P22	98,88	8	0,182	0,187	0,0340	1,7873	0,0034	0,1626	0,0206	2,31	0,69	0,02	1,43	1,21	OK	OK
21	P22-P21	95,42	8	0,182	0,200	0,0364	1,8537	0,0037	0,1687	0,0219	2,66	0,72	0,03	1,44	1,29	OK	OK
22	P21-P20	69,95	8	0,182	0,209	0,0380	1,8975	0,0039	0,1727	0,0228	2,90	0,74	0,03	1,44	1,34	OK	OK
23	P20-P19	69,95	8	0,182	0,222	0,0405	1,9643	0,0043	0,1788	0,0241	3,30	0,77	0,03	1,45	1,42	OK	OK
24	P19-P25	75,45	8	0,182	0,514	0,0935	3,1967	0,0135	0,2909	0,0463	11,35	0,88	0,07	1,03	1,59	OK	OK
25	P25-P26	21,45	8	0,182	0,517	0,0940	3,2082	0,0136	0,2919	0,0464	11,96	0,88	0,07	1,03	1,59	OK	OK
26	P26-P27	99,41	8	0,182	0,516	0,0940	3,2073	0,0136	0,2919	0,0464	11,96	0,88	0,07	1,03	1,59	OK	OK
27	P27-P28	76,87	8	0,182	0,517	0,0940	3,2076	0,0136	0,2919	0,0464	11,96	0,88	0,07	1,03	1,59	OK	OK
28	P28-P29E	80,47	8	0,182	0,516	0,0940	3,2069	0,0135	0,2918	0,0464	11,96	0,88	0,07	1,03	1,60	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 25. Cálculos hidráulicos de cada tramo y asignación de diámetro red interna del campus universitario de alcantarillado sanitario.

N°	TRAMO	L (Tub)	d	d	Yn/d	Yn	θ	A	P	R	Q	V	D	N_F	t	NUMERO DE FROUD	FUERZA TRACTIVA
		(m)	(")	(m)	(adim)	(m)	(rad)	(m^2)	(m)	(m)	(L/s)	(m/s)	(m)	(adim)	Pa		
1	P1-P2	22,56	8	0,182	0,137	0,0248	1,5137	0,0021	0,1377	0,0155	1,50	0,70	0,02	1,72	1,35	OK	OK
2	P2-P3	78,48	8	0,182	0,149	0,0271	1,5852	0,0024	0,1443	0,0168	1,50	0,62	0,02	1,45	1,05	OK	OK
3	P3-P4	38,29	8	0,182	0,150	0,0272	1,5880	0,0024	0,1445	0,0169	1,50	0,62	0,02	1,44	1,04	OK	OK
4	P4-P5	90,22	8	0,182	0,210	0,0382	1,9036	0,0040	0,1732	0,0229	2,51	0,63	0,03	1,23	1,02	OK	OK
5	P5-P6	75,63	8	0,182	0,318	0,0578	2,3948	0,0071	0,2179	0,0326	4,79	0,67	0,04	1,05	1,06	OK	OK
6	P6-P7	4,18	8	0,182	0,221	0,0402	1,9576	0,0043	0,1781	0,0240	4,79	1,12	0,03	2,13	2,81	OK	OK

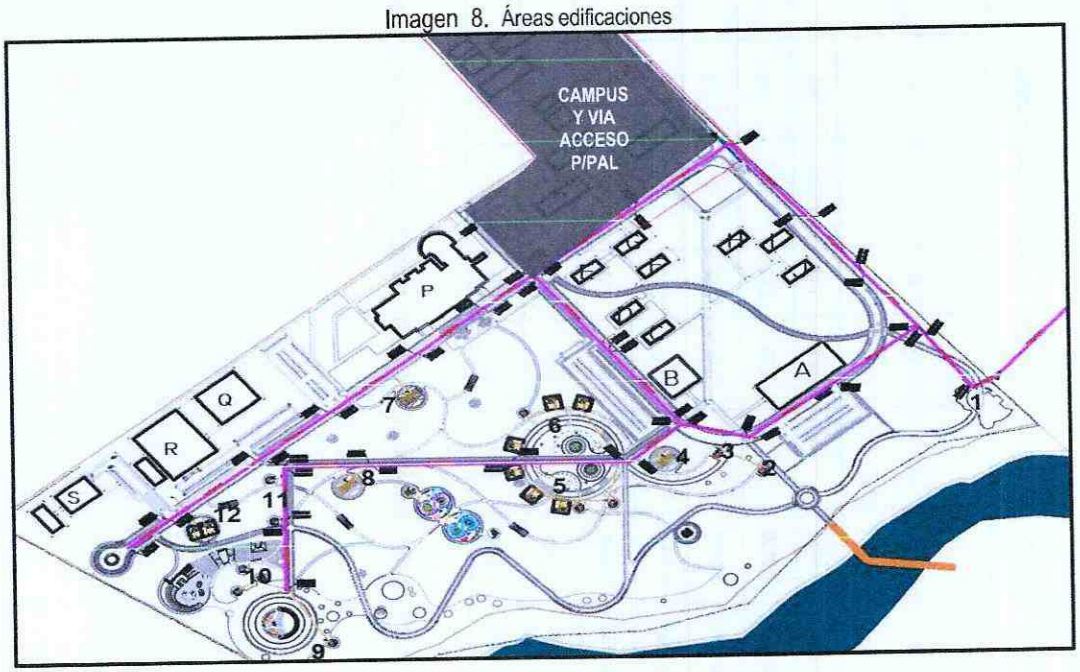
Como se evidencia en la tabla anterior los parámetros hidráulicos de las redes proyectadas teniendo en cuenta las condiciones iniciales de población, cumplen con lo establecido en el RAS y su Resolución 0330 de 2017.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

5.7 CALCULO HIDRAULICO POR USO DE EDIFICACIONES

Dado que al momento no se cuenta con la información específica de las oficinas, aulas, áreas comunes, biblioteca, etc., se procedió a realizar los cálculos hidráulicos por uso de edificaciones teniendo en cuenta la distribución preliminar suministrada de la universidad y el parque de la vida.

Imagen 8. Áreas edificaciones



Fuente: Elaboración propia

Se asumió que el 70 % del área total de cada edificación corresponde al área efectiva destinada a salones.

Tabla 26. Áreas de edificaciones

AREAS DE EDIFICACIONES			
EDIFICIO	AREA	70% SALONES	TIPO DE EDIFICACION
A	2100	1470,00	SALONES
B	900	630,00	SALONES
C	250	175,00	SALONES
D	250	175,00	SALONES
E	250	175,00	SALONES
F	250	175,00	SALONES
G	250	175,00	SALONES
H	250	175,00	SALONES
I	250	175,00	SALONES
J	250	175,00	SALONES
K	1846,93	1292,85	SALONES
L	497,43	348,20	SALONES
M	675	472,50	SALONES
N	675	472,50	SALONES
O	675	472,50	SALONES
P	4532,14	3172,50	BIBLIOTECA
Q	1400	980,00	SALONES

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

AREAS DE EDIFICACIONES			
EDIFICIO	AREA	70% SALONES	TIPO DE EDIFICACION
R	2408,31	1685,82	SALONES
S	961,54	673,08	SALONES
1	1136,17		ZONA COMERCIAL
2	38,93		ZONA COMERCIAL
3	38,93		ZONA COMERCIAL
4	157,4		ZONA COMERCIAL
5	473,83		ZONA COMERCIAL
6	434,9		ZONA COMERCIAL
7	157,4		ZONA COMERCIAL
8	157,4		ZONA COMERCIAL
9	77,86		ZONA COMERCIAL
10	116,79		ZONA COMERCIAL
11	77,86		ZONA COMERCIAL
12	246,34		ZONA COMERCIAL

Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del número de habitantes (estudiantes), se tomó como referencia la Norma Técnica Colombiana NTC 4595 "Planeamiento y diseño de instalaciones y ambientes escolares". Según lo establecido en el numeral 5.3.1.1, el área destinada por estudiante en los salones de clase corresponde a 1.8 m²/estudiante, mientras que, en el caso de bibliotecas, el numeral 5.3.2.1 indica un valor de 2.4 m²/estudiante. Estos parámetros normativos sirvieron como base para estimar la población estudiantil en función de las áreas disponibles en cada tipo de ambiente educativo.

Tabla 27. Cálculo de habitantes (Estudiantes) redes de alcantarillado principal.

N°	TRAMO	AREA BRUTA AFERENTE DIRECTA	AREA BRUTA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL AFERENTE	AREA AFERENTE DIRECTA INSTITUCIONAL	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR INSTITUCIONAL	AREA AFERENTE DIRECTA COMERCIAL	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR COMERCIAL	AREA POR ESTUDIANTE	#HAB. (AREA/ Área por estudiante)	#HAB. (AREA/ Área por estudiante)
		(HA)	(HA)	(HA)	(m²)	(m²)	(m²)	(m²)	(m²/Estudiante)	#	#(MILES)
1	P1-P2	1,12	0,00	1,12	673	0	0,00	0,00	1,8	373,93	0,37
2	P2-P3	0,98	1,12	2,10	1686	673	246,34	0,00	1,8	1310,50	1,31
3	P3-P4	0,91	2,10	3,01	980	2359	0,00	246,34	1,8	1854,94	1,85
4	P4-P5	1,21	3,01	4,22	0	3339	157,40	246,34	1,8	1854,94	1,85
5	P5-P6	1,04	4,22	5,27	3172	3339	0,00	403,74	2,4	2713,08	2,71
6	P6-P7	0,23	5,27	5,49	0	6511	0,00	403,74	1,8	3617,44	3,62
7	P8-P7	0,83	0,00	0,83	473	0	0,00	0,00	1,8	262,50	0,26
8	P7-P9	1,06	6,32	7,38	350	6984	0,00	403,74	1,8	4074,39	4,07
9	P9-P10	0,99	7,38	8,36	805	7334	0,00	403,74	1,8	4521,61	4,52
10	P11-P10	0,65	5,67	6,32	0	0	157,40	1377,57	1,8	0,00	0,00
11	P12-P11	1,76	3,91	5,67	0	0	908,73	468,84	1,8	0,00	0,00
12	P13-P12	1,14	2,76	3,91	0	0	0,00	468,84	1,8	0,00	0,00
13	P14-P13	0,85	1,91	2,76	0	0	157,40	311,44	1,8	0,00	0,00
14	P15-P14	0,36	1,55	1,91	0	0	116,79	194,65	1,8	0,00	0,00
15	P16-P15	1,55	0,00	1,55	0	0	194,65	0,00	1,8	0,00	0,00
16	P10-P17	0,33	14,69	15,02	0	8139	77,86	1938,71	1,8	4521,61	4,52
17	P17-P18	0,76	15,02	15,78	1470	8139	0,00	2016,57	1,8	5338,27	5,34

N°	TRAMO	AREA BRUTA AFERENTE DIRECTA	AREA BRUTA AFERENTE QUE ANTERIOR	AREA TOTAL AFERENTE	AREA AFERENTE DIRECTA INSTITUCIONAL	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR INSTITUCIONAL	AREA AFERENTE DIRECTA COMERCIAL	AREA AFERENTE QUE ANTERIOR COMERCIAL	AREA POR ESTUDIANTE	# HAB. (AREA/ Área por estudiante)	# HAB. (AREA/ Área por estudiante)
		(HA)	(HA)	(HA)	(m^2)	(m^2)	(m^2)	(m^2)	(m^2/Estudiante)	#	#(MILES)
18	P18-P19	0,87	15,78	16,66	0	9609	0,00	2016,57	1,8	5338,27	5,34
19	P07-P24	0,86	0,00	0,86	350	0	0,00	0,00	1,8	194,44	0,19
20	P24-P22	3,58	0,86	4,44	2586	350	0,00	0,00	1,8	1631,14	1,63
21	P22-P21	0,66	4,44	5,10	350	2936	0,00	0,00	1,8	1825,58	1,83
22	P21-P20	0,48	5,10	5,58	175	3286	0,00	0,00	1,8	1922,81	1,92
23	P20-P19	0,76	5,58	6,35	0	3461	0,00	0,00	1,8	1922,81	1,92
24	P19-P25	0,55	23,00	23,55	0	13070	0,00	2016,57	1,8	7261,08	7,26
25	P25-P26	0,24	23,55	23,80	0	13070	1136,17	2016,57	1,8	7261,08	7,26
26	P26-P27	0,00	23,80	23,80	0	13070	0,00	3152,74	1,8	7261,08	7,26
27	P27-P28	0,00	23,80	23,80	0	13070	0,00	3152,74	1,8	7261,08	7,26
28	P28-P29E	0,00	23,80	23,80	0	13070	0,00	3152,74	1,8	7261,08	7,26

Fuente: Elaboración propia

Se estimó el caudal de consumo para los usos institucional y comercial con base en las dotaciones establecidas en el RAS Título B, versión 2010. Para el uso institucional, se aplicó una dotación de 25 L/alumno/jornada, según lo indicado en el numeral 2.5.3.5, mientras que para el uso comercial se tomó una dotación de 6 L/m^2/día. En cuanto a la jornada institucional, se consideró una duración de 16 horas, correspondiente al funcionamiento continuo de la universidad durante el día.

Tabla 28. Cálculo de caudal doméstico y comercial

N°	TRAMO	# HAB. (AREA/ Area por estudiante)	DOTACION NETA INSTITUCIONAL	DOTACION NETA COMERCIAL	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D	Q_I	Q_C	Q_{IN}	Q_{MD}
		#(MILES)	(LT/ESTUDIANTE-JORNADA)	(LT/M²-DIA)	#	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
1	P1-P2	0,37	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,14	0,14
2	P2-P3	1,31	25	6	0,85	0,00	0,00	0,01	0,48	0,50
3	P3-P4	1,85	25	6	0,85	0,00	0,00	0,01	0,68	0,70
4	P4-P5	1,85	25	6	0,85	0,00	0,00	0,02	0,68	0,71
5	P5-P6	2,71	25	6	0,85	0,00	0,00	0,02	1,00	1,02
6	P6-P7	3,62	25	6	0,85	0,00	0,00	0,02	1,33	1,36
7	P8-P7	0,26	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,10	0,10
8	P7-P9	4,07	25	6	0,85	0,00	0,00	0,02	1,50	1,53
9	P9-P10	4,52	25	6	0,85	0,00	0,00	0,02	1,67	1,69
10	P11-P10	0,00	25	6	0,85	0,00	0,00	0,09	0,00	0,09
11	P12-P11	0,00	25	6	0,85	0,00	0,00	0,08	0,00	0,08
12	P13-P12	0,00	25	6	0,85	0,00	0,00	0,03	0,00	0,03
13	P14-P13	0,00	25	6	0,85	0,00	0,00	0,03	0,00	0,03
14	P15-P14	0,00	25	6	0,85	0,00	0,00	0,02	0,00	0,02
15	P16-P15	0,00	25	6	0,85	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01
16	P10-P17	4,52	25	6	0,85	0,00	0,00	0,12	1,67	1,79
17	P17-P18	5,34	25	6	0,85	0,00	0,00	0,12	1,97	2,09

N°	TRAMO	# HAB. (AREA/ Area por estudiante)	DOTACION NETA INSTITUCIONAL	DOTACION NETA COMERCIAL	COEFICIENTE DE RETORNO	Q_D	Q_I	Q_C	Q_{IN}	Q_{MD}
		#(MILES)	(LT/ESTUDIANTE-JORNADA)	(LT/M²-DIA)	#	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
18	P18-P19	5,34	25	6	0,85	0,00	0,00	0,12	1,97	2,09
19	P07-P24	0,19	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,07	0,07
20	P24-P22	1,63	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,60	0,60
21	P22-P21	1,83	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,67	0,67
22	P21-P20	1,92	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,71	0,71
23	P20-P19	1,92	25	6	0,85	0,00	0,00	0,00	0,71	0,71
24	P19-P25	7,26	25	6	0,85	0,00	0,00	0,12	2,68	2,80
25	P25-P26	7,26	25	6	0,85	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86
26	P26-P27	7,26	25	6	0,85	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86
27	P27-P28	7,26	25	6	0,85	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86
28	P28-P29E	7,26	25	6	0,85	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86

Fuente: Elaboración propia

La siguiente tabla muestra los caudales de diseño obtenidos.

Tabla 29. Cálculo de caudal de diseño

N°	TRAMO	QD	QI	QC	QIN	QMD	F	QMH	QINF	QCE	QDT	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
1	P1-P2	0,00	0,00	0,00	0,14	0,14	3,52	0,49	0,11	0,22	0,82	1,50
2	P2-P3	0,00	0,00	0,01	0,48	0,50	3,25	1,62	0,21	0,42	2,25	2,25
3	P3-P4	0,00	0,00	0,01	0,68	0,70	3,18	2,23	0,30	0,60	3,13	3,13
4	P4-P5	0,00	0,00	0,02	0,68	0,71	3,18	2,25	0,42	0,84	3,52	3,52
5	P5-P6	0,00	0,00	0,02	1,00	1,02	3,11	3,19	0,53	1,05	4,77	4,77
6	P6-P7	0,00	0,00	0,02	1,33	1,36	3,06	4,15	0,55	1,10	5,80	5,80
7	P8-P7	0,00	0,00	0,00	0,10	0,10	3,60	0,35	0,08	0,17	0,60	1,50
8	P7-P9	0,00	0,00	0,02	1,50	1,53	3,03	4,63	0,74	1,48	6,84	6,84
9	P9-P10	0,00	0,00	0,02	1,67	1,69	3,01	5,10	0,84	1,67	7,61	7,61
10	P11-P10	0,00	0,00	0,09	0,00	0,09	3,61	0,33	0,63	1,26	2,22	2,22
11	P12-P11	0,00	0,00	0,08	0,00	0,08	3,64	0,30	0,57	1,13	2,00	2,00
12	P13-P12	0,00	0,00	0,03	0,00	0,03	3,80	0,11	0,39	0,78	1,28	1,50
13	P14-P13	0,00	0,00	0,03	0,00	0,03	3,80	0,11	0,28	0,55	0,93	1,50
14	P15-P14	0,00	0,00	0,02	0,00	0,02	3,80	0,07	0,19	0,38	0,64	1,50
15	P16-P15	0,00	0,00	0,01	0,00	0,01	3,80	0,04	0,15	0,31	0,51	1,50
16	P10-P17	0,00	0,00	0,12	1,67	1,79	3,00	5,37	1,50	3,00	9,87	9,87
17	P17-P18	0,00	0,00	0,12	1,97	2,09	2,98	6,21	1,58	3,16	10,95	10,95
18	P18-P19	0,00	0,00	0,12	1,97	2,09	2,98	6,21	1,67	3,33	11,21	11,21
19	P07-P24	0,00	0,00	0,00	0,07	0,07	3,67	0,26	0,09	0,17	0,52	1,50
20	P24-P22	0,00	0,00	0,00	0,60	0,60	3,21	1,93	0,44	0,89	3,27	3,27
21	P22-P21	0,00	0,00	0,00	0,67	0,67	3,19	2,15	0,51	1,02	3,68	3,68
22	P21-P20	0,00	0,00	0,00	0,71	0,71	3,18	2,26	0,56	1,12	3,93	3,93

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A # 26-33 Guatataros
Arauca Arauca

N°	TRAMO	QD	QI	QC	QIN	QMD	F	QMH	QINF	QCE	QDT	QDT (Ajustado)
		L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s	L/s
23	P20-P19	0,00	0,00	0,00	0,71	0,71	3,18	2,26	0,63	1,27	4,16	4,16
24	P19-P25	0,00	0,00	0,12	2,68	2,80	2,92	8,17	2,36	4,71	15,24	15,24
25	P25-P26	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86	2,92	8,36	2,38	4,76	15,50	15,50
26	P26-P27	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86	2,92	8,36	2,38	4,76	15,50	15,50
27	P27-P28	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86	2,92	8,36	2,38	4,76	15,50	15,50
28	P28-P29E	0,00	0,00	0,19	2,68	2,86	2,92	8,36	2,38	4,76	15,50	15,50

Fuente: Elaboración propia

Para las pendientes y profundidades de la red, se mantuvieron los mismos valores utilizados en el cálculo inicial basado en áreas aferentes. Esta decisión se tomó considerando que dichos parámetros ya habían sido validados hidráulicamente y garantizan el adecuado funcionamiento del sistema bajo las condiciones proyectadas.

La siguiente tabla presenta los valores como la velocidad mínima, velocidad máxima, el número de Froude, la fuerza tractiva, el recubrimiento mínimo, la profundidad hidráulica máxima y el caudal de diseño.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

Tabla 30. Cálculos hidráulicos de cada tramo de la red principal de alcantarillado sanitario

N°	TRAMO	L (Tub)	d	d	Yn/d	Yn	θ	A	P	R	Q	V	D	N_F	t	NUMERO DE	FUERZA
		(m)	(")	(m)	(adim)	(m)	(rad)	(m^2)	(m)	(m)	(L/s)	(m/s)	(m)	(adim)	Pa	FROUD	TRACTIVA
1	P1-P2	43,72	8	0,182	0,148	0,0270	1,5816	0,0024	0,1439	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
2	P2-P3	90,76	8	0,182	0,180	0,0328	1,7541	0,0032	0,1596	0,0200	2,25	0,70	0,02	1,49	1,28	OK	OK
3	P3-P4	74,75	8	0,182	0,212	0,0386	1,9133	0,0040	0,1741	0,0231	3,13	0,78	0,03	1,51	1,47	OK	OK
4	P4-P5	89,35	8	0,182	0,224	0,0408	1,9741	0,0044	0,1796	0,0243	3,52	0,81	0,03	1,52	1,55	OK	OK
5	P5-P6	69,21	8	0,182	0,261	0,0476	2,1470	0,0054	0,1954	0,0277	4,77	0,88	0,03	1,53	1,77	OK	OK
6	P6-P7	51,30	8	0,182	0,289	0,0525	2,2686	0,0062	0,2064	0,0301	5,80	0,93	0,04	1,53	1,92	OK	OK
7	P8-P7	75,37	8	0,182	0,148	0,0270	1,5806	0,0024	0,1438	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
8	P7-P9	95,59	8	0,182	0,322	0,0585	2,4123	0,0072	0,2195	0,0329	6,84	0,95	0,04	1,47	1,94	OK	OK
9	P9-P10	93,21	8	0,182	0,340	0,0619	2,4916	0,0078	0,2267	0,0344	7,61	0,97	0,05	1,46	2,03	OK	OK
10	P11-P10	54,57	8	0,182	0,179	0,0326	1,7478	0,0032	0,1590	0,0199	2,22	0,70	0,02	1,49	1,27	OK	OK
11	P12-P11	97,49	8	0,182	0,170	0,0310	1,7007	0,0029	0,1548	0,0190	2,00	0,68	0,02	1,48	1,21	OK	OK
12	P13-P12	111,58	8	0,182	0,148	0,0270	1,5822	0,0024	0,1440	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
13	P14-P13	69,58	8	0,182	0,148	0,0270	1,5820	0,0024	0,1440	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
14	P15-P14	53,75	8	0,182	0,148	0,0270	1,5809	0,0024	0,1439	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,07	OK	OK
15	P16-P15	65,97	8	0,182	0,148	0,0269	1,5796	0,0024	0,1437	0,0167	1,50	0,62	0,02	1,46	1,06	OK	OK
16	P10-P17	55,62	8	0,182	0,391	0,0711	2,7013	0,0094	0,2458	0,0383	9,87	1,05	0,05	1,45	2,26	OK	OK
17	P17-P18	86,47	8	0,182	0,414	0,0753	2,7956	0,0102	0,2544	0,0400	10,95	1,08	0,06	1,44	2,35	OK	OK
18	P18-P19	86,04	8	0,182	0,419	0,0763	2,8176	0,0103	0,2564	0,0404	11,21	1,08	0,06	1,44	2,37	OK	OK
19	P07-P24	104,74	8	0,182	0,151	0,0275	1,5977	0,0025	0,1454	0,0170	1,50	0,61	0,02	1,40	1,00	OK	OK
20	P24-P22	98,88	8	0,182	0,221	0,0403	1,9594	0,0043	0,1783	0,0240	3,27	0,76	0,03	1,45	1,41	OK	OK
21	P22-P21	95,42	8	0,182	0,235	0,0427	2,0221	0,0046	0,1840	0,0253	3,68	0,79	0,03	1,46	1,49	OK	OK
22	P21-P20	69,95	8	0,182	0,242	0,0441	2,0594	0,0049	0,1874	0,0260	3,93	0,81	0,03	1,46	1,53	OK	OK
23	P20-P19	69,95	8	0,182	0,250	0,0454	2,0926	0,0051	0,1904	0,0267	4,16	0,82	0,03	1,46	1,57	OK	OK
24	P19-P25	75,45	8	0,182	0,601	0,1093	3,5475	0,0163	0,3228	0,0506	15,24	0,93	0,09	0,99	1,74	OK	OK
25	P25-P26	21,45	8	0,182	0,608	0,1106	3,5759	0,0165	0,3254	0,0509	15,50	0,94	0,09	0,98	1,74	OK	OK
26	P26-P27	99,41	8	0,182	0,607	0,1106	3,5749	0,0165	0,3253	0,0508	15,50	0,94	0,09	0,98	1,75	OK	OK
27	P27-P28	76,87	8	0,182	0,608	0,1106	3,5752	0,0165	0,3253	0,0508	15,50	0,94	0,09	0,98	1,75	OK	OK
28	P28-P29E	80,47	8	0,182	0,607	0,1105	3,5743	0,0165	0,3253	0,0508	15,50	0,94	0,09	0,98	1,75	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A # 26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 31. Cálculos hidráulicos de cada tramo de la red de alcantarillado interna del campus universitario.

N°	TRAMO	L (Tub)	d	d	Yn/d	Yn	θ	A	P	R	Q	V	D	N_F	t	NUMERO DE FROUD	FUERZA TRACTIVA
		(m)	(")	(m)	(adim)	(m)	(rad)	(m^2)	(m)	(m)	(L/s)	(m/s)	(m)	(adim)	Pa		
1	P1-P2	22,56	8	0,182	0,137	0,0248	1,5137	0,0021	0,1377	0,0155	1,50	0,70	0,02	1,72	1,35	OK	OK
2	P2-P3	78,48	8	0,182	0,149	0,0271	1,5852	0,0024	0,1443	0,0168	1,50	0,62	0,02	1,45	1,05	OK	OK
3	P3-P4	38,29	8	0,182	0,150	0,0272	1,5880	0,0024	0,1445	0,0169	1,50	0,62	0,02	1,44	1,04	OK	OK
4	P4-P5	90,22	8	0,182	0,210	0,0382	1,9036	0,0040	0,1732	0,0229	2,51	0,63	0,03	1,23	1,02	OK	OK
5	P5-P6	75,63	8	0,182	0,318	0,0578	2,3948	0,0071	0,2179	0,0326	4,79	0,67	0,04	1,05	1,06	OK	OK
6	P6-P7	4,18	8	0,182	0,221	0,0402	1,9576	0,0043	0,1781	0,0240	4,79	1,12	0,03	2,13	2,81	OK	OK

Se evidenció que los caudales obtenidos a partir del análisis con base en la distribución preliminar de la universidad y el Parque de la Vida presentan valores cercanos a los calculados mediante el método de áreas aferentes, indicando que la información es congruente entre sí.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

6. ESTACIÓN DE BOMBEO CAMPUS UNIVERSITARIO

6.1 DISEÑO ESTACIÓN DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL INTERNA CAMPUS

Debido a la topografía plana de la zona de estudio se hace necesario la adición de un sistema de bombeo para la impulsión de las aguas residuales a la red de alcantarillado proyectado, con la finalidad de lograr cota para descarga a sistema gravedad al pozo N08 proyectado y será aprovechable para el desarrollo del proyecto.

Se propone el empleo de 2 bombas sumergibles más una de repuesto.

Dimensionamiento del Pozo de Bombeo

- Altura reguladora = 0.60 m
- Volumen mínimo del pozo:

$$Volumen = 0{,}00479 \frac{m3}{seg} * 10\ min * 15 = 0{,}72\ m3$$

- Área superficial del pozo:

$$As = \frac{0{,}72\ m3}{0.60\ m} = 1{,}44\ m2$$

- Ancho constructivo = 2 m
- Largo = 2 m
- Volumen final pozo=

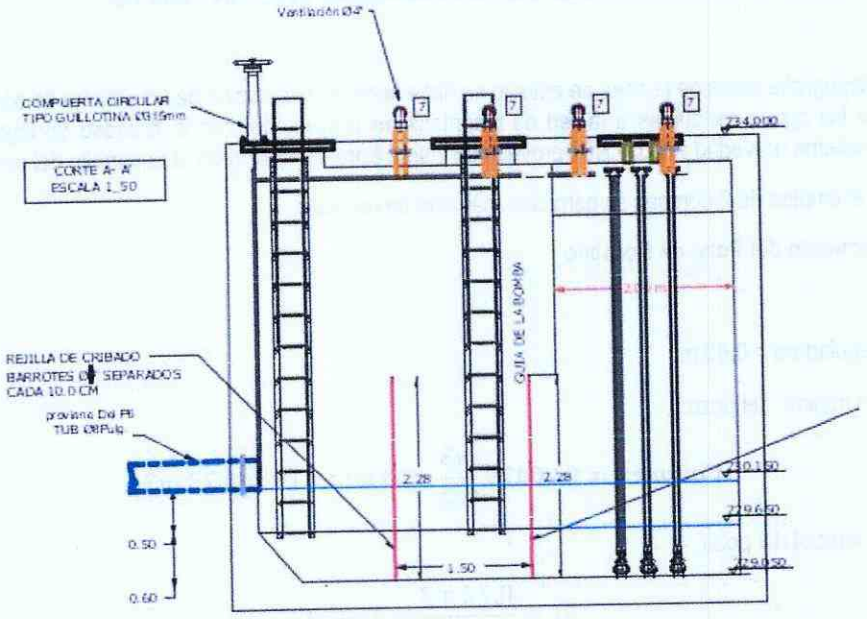
$$Vol = 2\ m * 2\ m * 0.6\ m = 2{,}4\ m3$$

- Cotas pozo de bombeo

Cota batea llegada tubería	230,15	msnm
Cota nivel máximo agua	230,15	msnm
Cota nivel mínimo de agua	229,55	msnm
Sumergencia	0,5	m
Cota fondo cárcamo	229,05	msnm
Cota terreno	234,000	msnm
Cota de llegada	232,900	msnm

De acuerdo a los cálculos realizados la profundidad del pozo seria de 4,95 metros desde la cota de terreno ubicada a un nivel de 234.00 msnm hasta la cota de fondo del cárcamo a 229,05 msnm.

Ilustración 1. Estación de bombeo campus universitaria vista perfil.

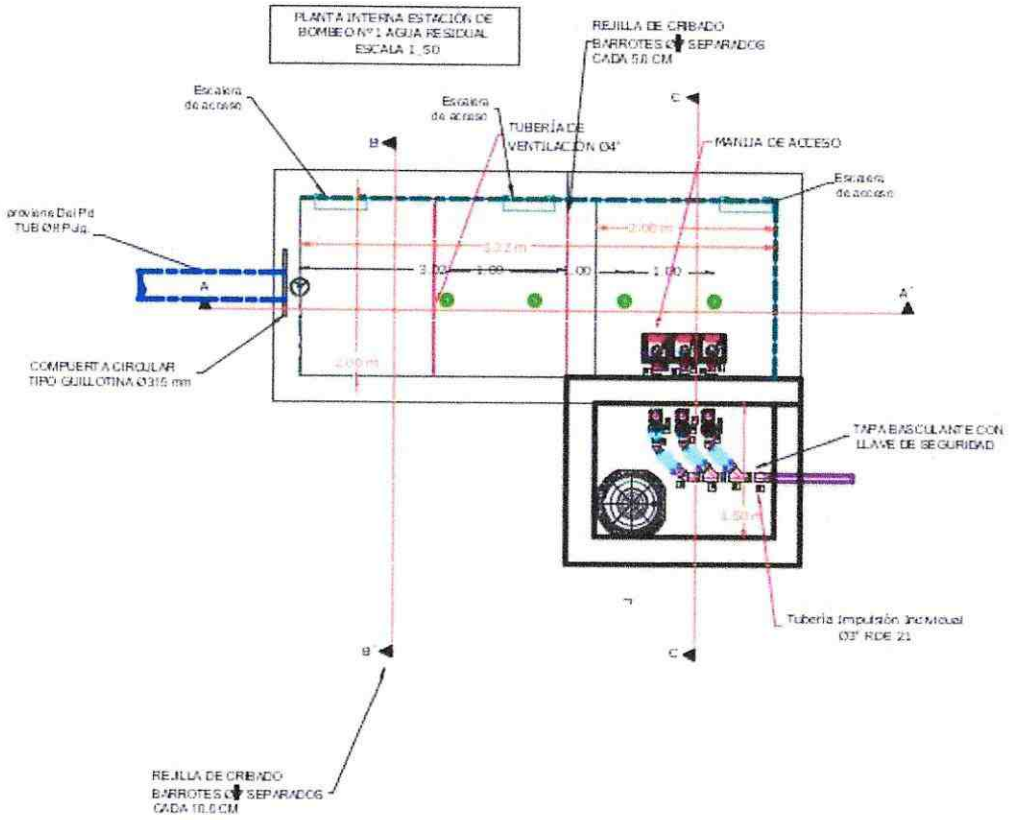


Para el uso de los accesorios de la tubería se proyectaron las siguientes para el comportamiento hidráulico de la estación de bombeo:

Tabla 32. Accesorios para ebar de campus universitario.

TABLA DE ACCESORIOS EBAR				
Nº	ACCESORIO	MATERIAL	DIAMETRO	CANTIDAD
1	BOMBA SUMERGIBLE AGUA RESIDUAL 2 HP HDT : 4.950 M - Q = 2,75LPS(SON 3)			3
2	CODO 90° BRIDA	HD	3"	3
3	UNION BRIDA POR ACOPLE UNIVERSAL	HD	3"	3
4	CODO 90° JH RADIO LARGO	HD	3"	11
5	VALVULA DE CHEQUE JH	HD	3"	3
6	VALVULA DE COMPUERTA JH	HD	3"	3
7	CODO 45° JH	HD	3"	3
8	YEE JH	HD	3"	2
9	CODO 45° JH RADIO LARGO	HD	3"	1

Ilustración 2. Estación de bombeo de aguas residuales del campus universitario.



Altura dinámica de Impulsión

6.1.1 Calculo del diámetro de impulsión Común

$$Di = 1.2 \left(\frac{t}{24}\right)^{0.25} \sqrt{Q}$$

En donde:

Q= Caudal de bombeo

Por lo tanto

$$Di = 1.20 \left(\frac{24}{24}\right)^{0.25} \sqrt{0.00479 \frac{m3}{seg}} = 0{,}083\ m$$

Al ser dos bombas que se van a trabajar se distribuyen las succiones a tuberías de 3 pulgadas cada 1 y de acuerdo al valor comercial a entrega se toma un valor de 3 pulg, se verifica la velocidad de impulsión este dentro de los rangos establecidos por la normatividad:

Di comercial = 0.08 m

Área = 0.0046 m²

Una vez calculadas las áreas y los caudales finales en la estación de bombeo, se realiza la verificación calculando la velocidad en las líneas de impulsión donde el valor final sería el siguiente:

$$V\ Impulsión = \frac{0{,}00479\ m3/seg}{0.0046\ m2} = 1.05\frac{m}{s}\ \ \left(1.0 - 2.4\frac{m}{s}\right) OK$$

6.1.2 Pérdidas en la tubería de Impulsión

Se obtiene mediante la ecuación universal para flujos a presión (Ecuación de Darcy – Weisbach). El coeficiente de fricción de Darcy f para tuberías de sección circular se obtiene utilizando las siguientes ecuaciones:

$$hf = f\frac{L}{D}\frac{V^2}{2g}$$

En donde:

hf = perdidas por fricción

D = diámetro tubería en m

V = velocidad en m/s

L= longitud de la tubería

g = aceleración de la gravedad m/s²

f = coeficiente de fricción de Darcy

Para flujo laminar (Re < 2000) se utiliza la expresión

$$f = \frac{64}{Re}$$

Para flujo turbulento (Re > 4000) se utiliza la expresión

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\ Log_{10}\left[\frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right]$$

En donde:

f= coeficiente de fricción de Darcy

Re = número de Reynolds

D = diámetro

Ks = coeficiente de rugosidad

El número de Reynolds este definido por la siguiente ecuación

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu}$$

En donde:

Re = número de Reynolds

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

V= velocidad

D = diámetro de la tubería

ρ = Densidad

μ = Viscosidad dinámica

- Perdidas por Accesorios

Se calcula a través de la siguiente expresión

$$hm = Km\frac{V^2}{2g}$$

En donde:

hm = perdidas por accesorios

Km = coeficiente de pérdida del accesorio

V = velocidad

g = aceleración de la gravedad.

Se formula una hoja electrónica en Excel para la determinación de la Altura dinámica total en el lecho de secado de lodo más lejano, de acuerdo a la configuración presentada en los planos adjuntos:

Datos de entrada:

T = 27.50 °C

ρ = 996 Kg/m^3

μ = 0.000818 Pa. S

Ks = 0.0000015 m PVC

En la Tabla 33 se presenta el cálculo de la altura dinámica total de la estación de bombeo.

Tabla 33. Cálculo de la Altura dinámica Total Estación de bombeo del campus universitario

Accesorio	Km	Cantidad	Km*Cantidad
Valvula de compuerta	0,20	1	0,2
Cheque	2,50	1	2,5
Codo 90ª	0,90	2	1,8
Codo 45ª	0,40	1	0,4
Tee sentido recto	0,30	1	0,3
total			5,2

Equipo de Bombeo

Caudal de bomba = 4,79 Lps

HDT = 5,320 m

La potencia requerida por la bomba se obtiene de la expresión;

$$P = \frac{Q\gamma HDT}{76\,n}$$

En donde:

Q = caudal de bombeo

HDT = altura dinámica total

ϒ = Peso Específico del agua

n = Eficiencia

Aplicando la ecuación anterior y consultando en los catálogos de los fabricantes se obtiene una potencia de:

$$P = \frac{0{,}00479\,\frac{m3}{seg} * 5{,}320\,m}{76 * 0.40} = 0{,}48\,HP$$

Esta presión seria la requerida para el caso de la impulsión total requerida para las dos bombas donde los datos finales requeridos serían los siguientes:

PHP	0,48	HP
PHP BOMBA 1	0,24	
PHP BOMBA 2	0,24	
PHP COMERCIAL	2,00	HP

De acuerdo a los catálogos de fabricantes la curva que más se acopla a las características de funcionamiento para las bombas de la estación es la de 2.00 HP. Esta bomba posee un caudal de 12.50 l/s donde su voltaje seria de 220 v y un peso requerido de 58 kg. De acuerdo a la curva proyectada por las especificaciones técnicas superaría la altura dinámica exigida como se muestra a continuación:

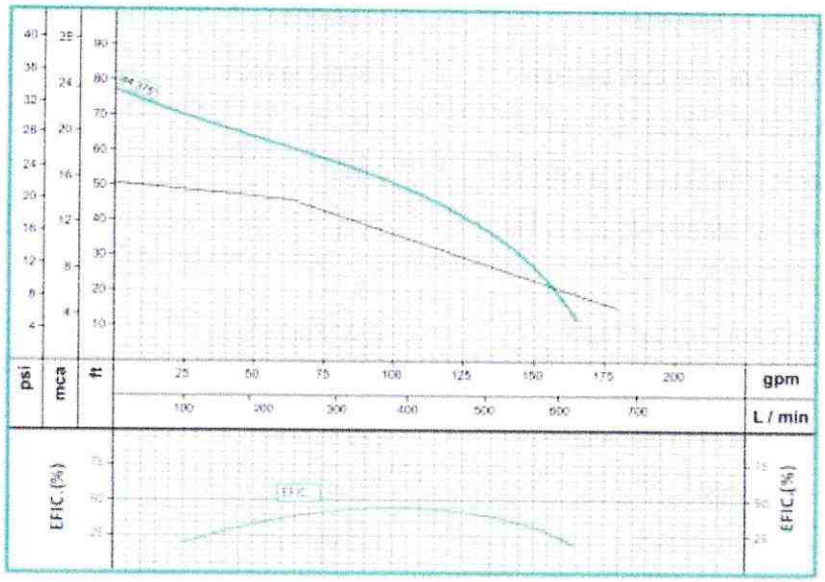


Grafico 1. Curva característica de la bomba Estación de Bombeo de agua residual del campus universitario.

La altura máxima seria de 24 mca de acuerdo al 70% de eficiencia de la bomba. Esta bomba tendría una descarga de 3" y se haría una adaptación, sumando las 2 bombas se conecten en la tubería final del mismo diámetro.

Características de la bomba:

Potencia	2.0	HP
Tamaño Descarga	3	Pulg
Velocidad	3500	RPM
Comportamiento	Centrifuga	

Resumen de diseño

La estación de bombeo se compone de la siguiente manera para su buen comportamiento:

Descripción	
Parámetro de diseño proyectado	A 25 años
Nivel de complejidad	Alto
Caudal final para su uso para las 2 bombas	4.79 l/s
Diámetro comercial para la tubería de salida	3 pulgadas
Diámetro de succión por bomba	De 3 con ampliación a 8 pulgadas
Numero de bombas	3 bombas, 2 para uso continuo y 1 para contingencia.

Tiempo de retención	10 minutos
Numero de arranques por hora	6 arranques/hora
Velocidad en líneas de impulsión	1,05 m/s
Ancho constructivo de la estación	2,0 m
Largo constructivo de la estación	2,0 m
Volumen final del pozo	2,4 m3
Cota batea llegada tubería	230,15 msnm
Cota nivel máximo agua	230,15 msnm
Cota nivel mínimo de agua	229,55 msnm
Sumergencia	0,5 m
Cota fondo cárcamo	229,05 msnm
Cota terreno	234,000 msnm
Cota de llegada	232,900 msnm

En atención a las condiciones topográficas del área de influencia y a la localización prevista en el campus universitario en las condiciones actuales para la red de alcantarillado sanitario principal proyectado, se contempla la implementación de una Estación de Bombeo de Aguas Residuales (EBAR), diseñada para garantizar la conducción eficiente del caudal. La estación estará equipada con tres equipos de bombeo, de los cuales dos operarán de forma simultánea y uno permanecerá en reserva como respaldo ante posibles fallas operativas. Cada bomba contará con una capacidad nominal de 12.50 L/s y será capaz de impulsar el caudal a una altura dinámica total de 4.950 metros.

Con el fin de evitar la entrada de sólidos flotantes y materiales de gran tamaño al sistema, se ha proyectado la instalación de dos rejillas de cribado medio en la descarga de la red hacia la estación. La primera rejilla contará con barrotes de 1/2" de espesor, dispuestos con una separación de 10 cm y una altura útil de 2,28 metros. La segunda rejilla estará conformada por barrotes del mismo calibre, pero con una separación reducida a 5 cm, con el objetivo de mejorar la retención de sólidos más pequeños.

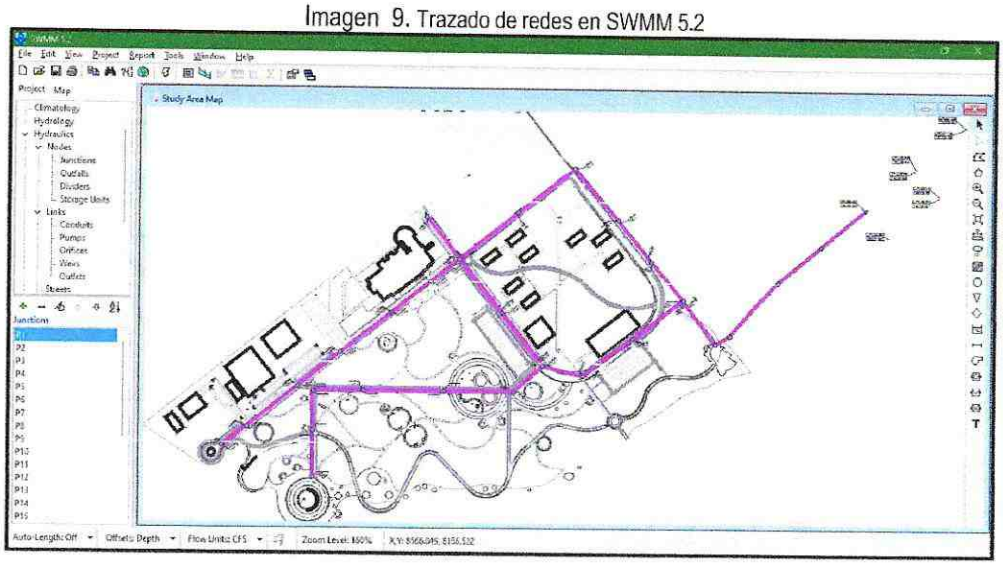
Adicionalmente, para mitigar la generación de olores ofensivos y la acumulación de gases potencialmente nocivos —producto de una operación deficiente o de interrupciones en el suministro eléctrico—, se ha previsto un sistema de ventilación forzada compuesto por cuatro salidas distribuidas a intervalos de 1 metro. Cada salida tendrá un diámetro de 4 pulgadas y estará dotada de filtros de carbón activado, lo cual permitirá la renovación continua del aire y la adsorción efectiva de compuestos gaseosos.

7. MODELACION

A partir de los cálculos hidráulicos, se realiza la modelación del diseño para verificar que la información obtenida sea precisa. Para ello, se utiliza el software SWMM 5.2.

Inicialmente se ubican los pozos, las tuberías y las estructuras de vertimiento.

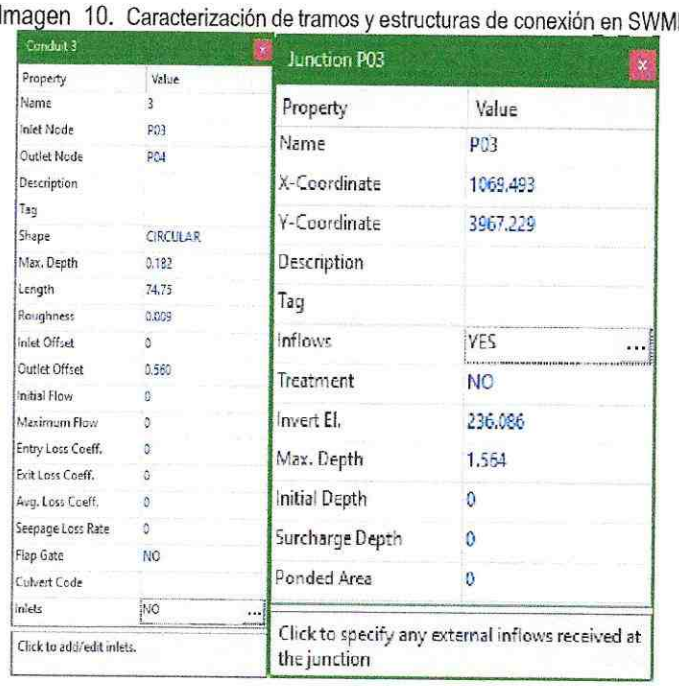
Imagen 9. Trazado de redes en SWMM 5.2



Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

El siguiente paso es caracterizar cada estructura de conexión y cada tramo, incorporando datos como el nombre del pozo, caudal, cota más baja del pozo, altura del pozo, diámetro de tubería, longitud, entre otros.

Imagen 10. Caracterización de tramos y estructuras de conexión en SWMM 5.2



Conduit 3

Property	Value
Name	3
Inlet Node	P03
Outlet Node	P04
Description	
Tag	
Shape	CIRCULAR
Max. Depth	0.182
Length	74.75
Roughness	0.009
Inlet Offset	0
Outlet Offset	0.560
Initial Flow	0
Maximum Flow	0
Entry Loss Coeff.	0
Exit Loss Coeff.	0
Avg. Loss Coeff.	0
Seepage Loss Rate	0
Flap Gate	NO
Culvert Code	
Inlets	NO

Click to add/edit inlets.

Junction P03

Property	Value
Name	P03
X-Coordinate	1069.493
Y-Coordinate	3967.229
Description	
Tag	
Inflows	YES
Treatment	NO
Invert El.	236.086
Max. Depth	1.564
Initial Depth	0
Surcharge Depth	0
Ponded Area	0

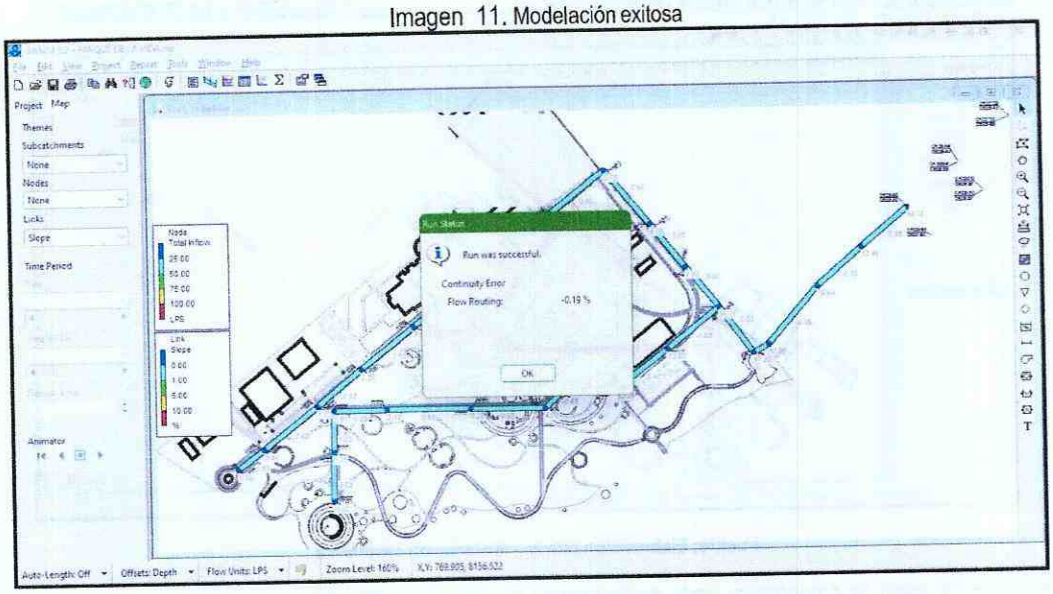
Click to specify any external inflows received at the junction

Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

Después de cargar la información en el programa, se realiza la modelación, donde se obtienen los siguientes resultados:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Imagen 11. Modelación exitosa



Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

Imagen 12. Resultados de la modelación

Node	Type	Maximum Lateral Inflow LPS	Maximum Total Inflow LPS	Day of Maximum Inflow	Hour of Maximum Inflow	Lateral Inflow Volume 10^6 ltr	Total Inflow Volume 10^6 ltr	Flow Balance Error %
P01	JUNCTION	0.00	0.00	0	00:00	0	0	0.000
P02	JUNCTION	0.94	0.94	0	00:00	0.0204	0.0204	0.836
P03	JUNCTION	0.82	1.77	0	01:25	0.0178	0.038	0.568
P04	JUNCTION	0.77	2.54	0	02:14	0.0166	0.0544	0.607
P05	JUNCTION	1.02	3.56	0	02:14	0.0221	0.0762	0.429
P06	JUNCTION	0.88	4.44	0	04:58	0.019	0.0949	0.298
P07	JUNCTION	0.89	5.33	0	04:48	0.0192	0.114	0.537
P08	JUNCTION	0.00	0.00	0	00:00	0	0	0.000
P09	JUNCTION	0.89	6.22	0	05:14	0.0192	0.132	0.276
P10	JUNCTION	1.38	12.38	0	01:13	0.0299	0.264	0.382
P11	JUNCTION	1.49	4.78	0	01:55	0.0321	0.102	0.312
P12	JUNCTION	0.96	3.29	0	01:57	0.0208	0.0705	0.614
P13	JUNCTION	0.72	2.33	0	00:44	0.0155	0.05	0.773
P14	JUNCTION	0.30	1.61	0	00:37	0.00659	0.0347	0.530
P15	JUNCTION	1.31	1.31	0	00:00	0.0282	0.0282	0.456
P16	JUNCTION	0.00	0.00	0	00:00	0	0	0.000
P17	JUNCTION	0.28	12.67	0	01:29	0.00607	0.269	0.384
P18	JUNCTION	0.64	13.31	0	02:41	0.0139	0.282	0.204
P19	JUNCTION	1.38	19.40	0	03:38	0.0298	0.411	0.658
P20	JUNCTION	0.40	4.71	0	02:33	0.00873	0.101	0.258
P21	JUNCTION	0.56	4.30	0	01:41	0.012	0.0922	0.417
P22	JUNCTION	3.02	3.75	0	01:39	0.0652	0.0808	0.797
P24	JUNCTION	0.73	0.73	0	00:00	0.0157	0.0157	0.732

Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

Imagen 13. Continuación resultados de la modelación

P25	JUNCTION	0.47	19.86	0	04:37	0.01	0.419	0.109
P26	JUNCTION	0.20	20.07	0	05:59	0.00441	0.423	0.499
P27	JUNCTION	0.00	20.07	0	03:54	0	0.42	0.391
P28	JUNCTION	0.00	20.07	0	01:41	0	0.419	0.216
P29E	OUTFALL	0.00	20.07	0	06:00	0	0.418	0.000

Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

A continuación, se muestran los perfiles de los tramos principales generados a partir de la modelación:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

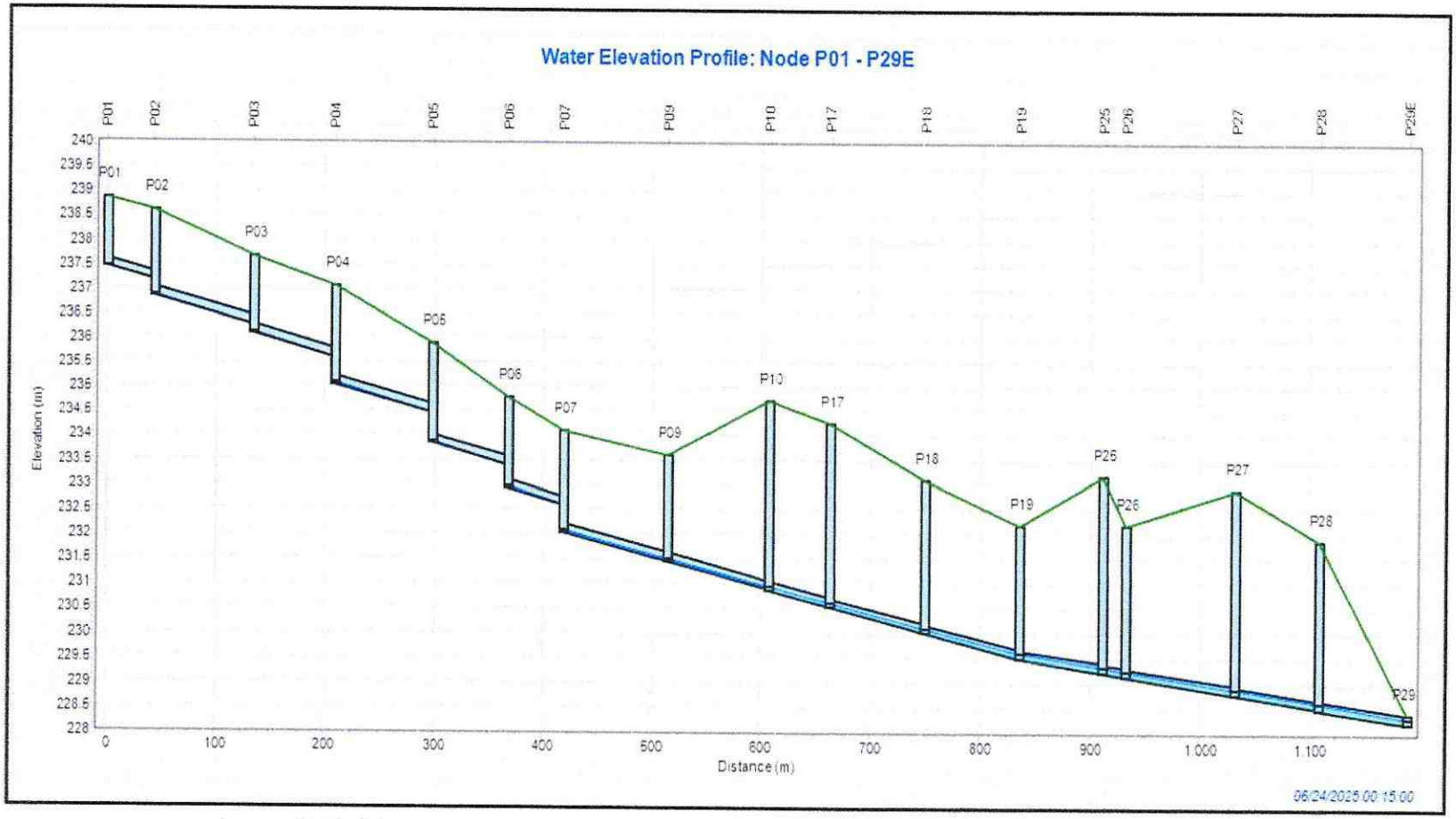


Imagen 14. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P01 a P29E, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

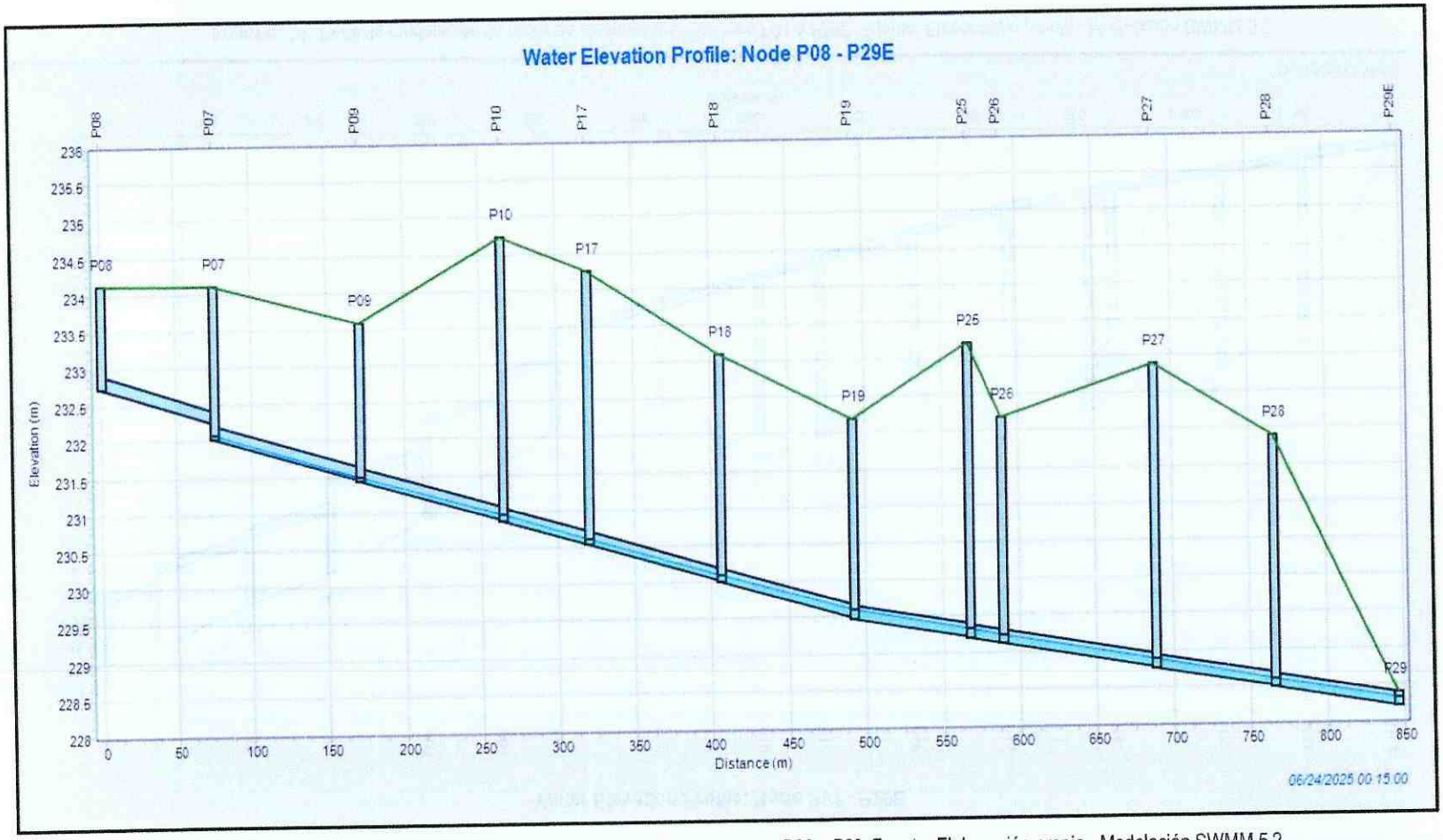


Imagen 15. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P08 a P29, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

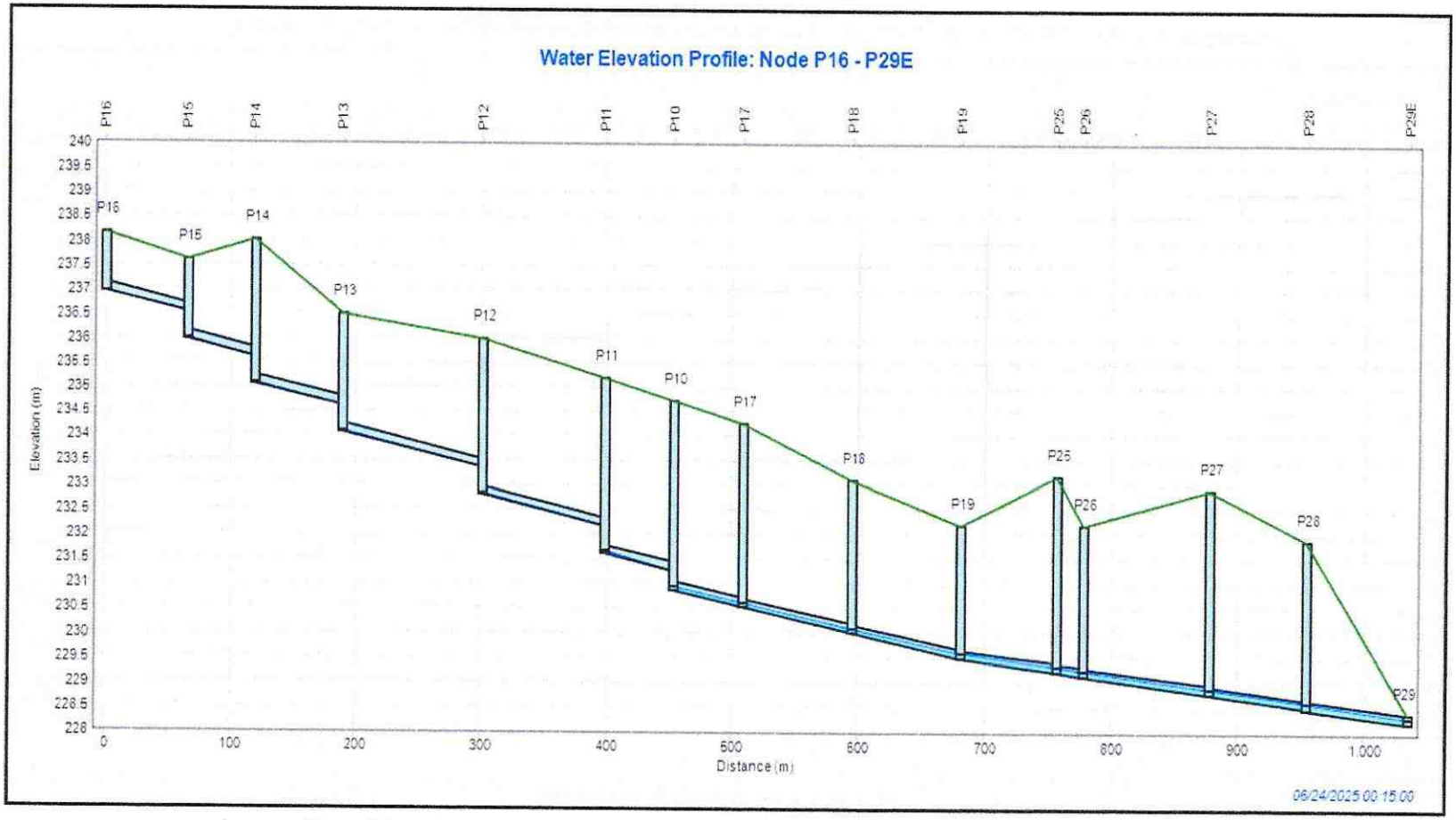


Imagen 16. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P16 a P29, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

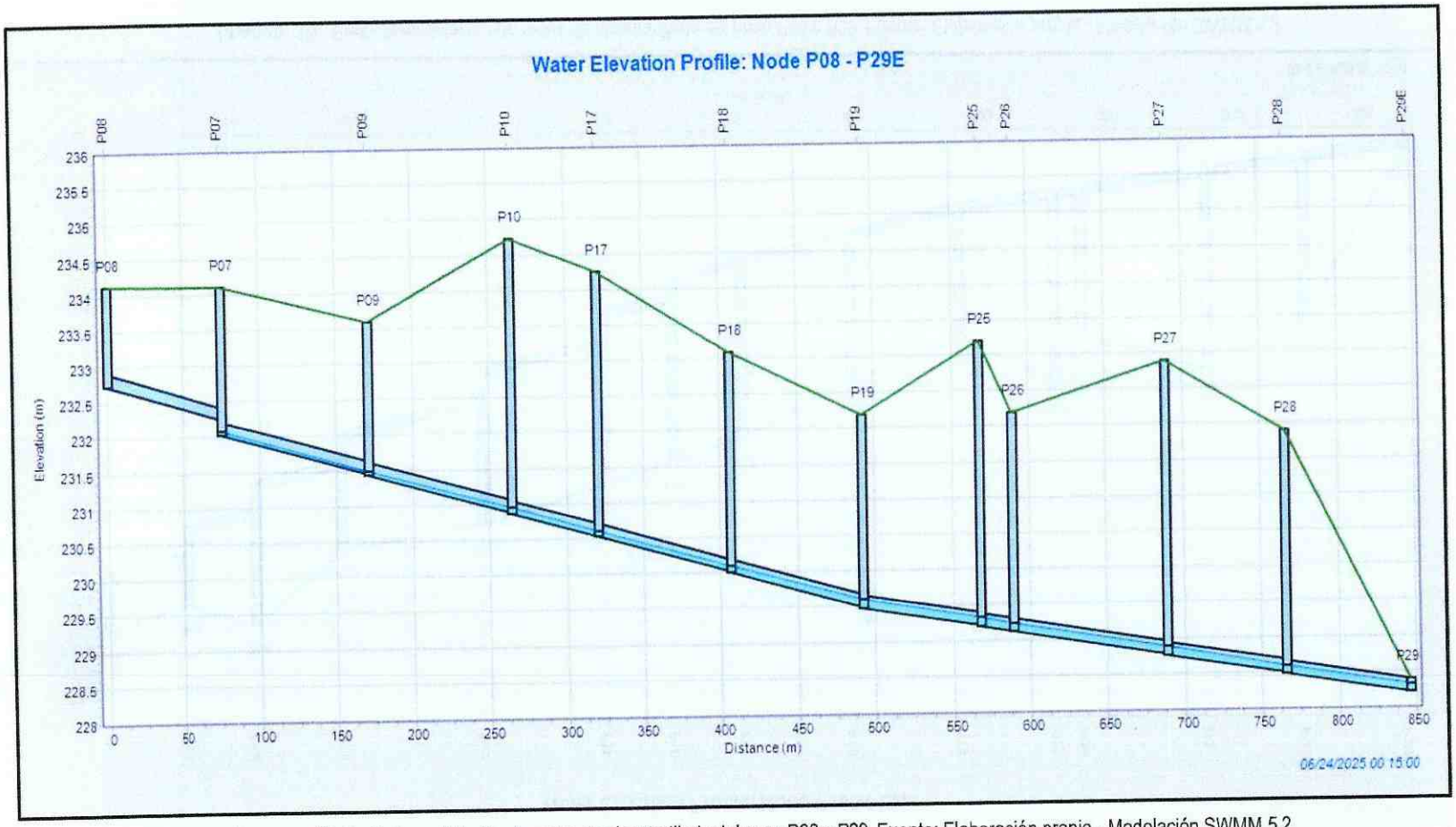
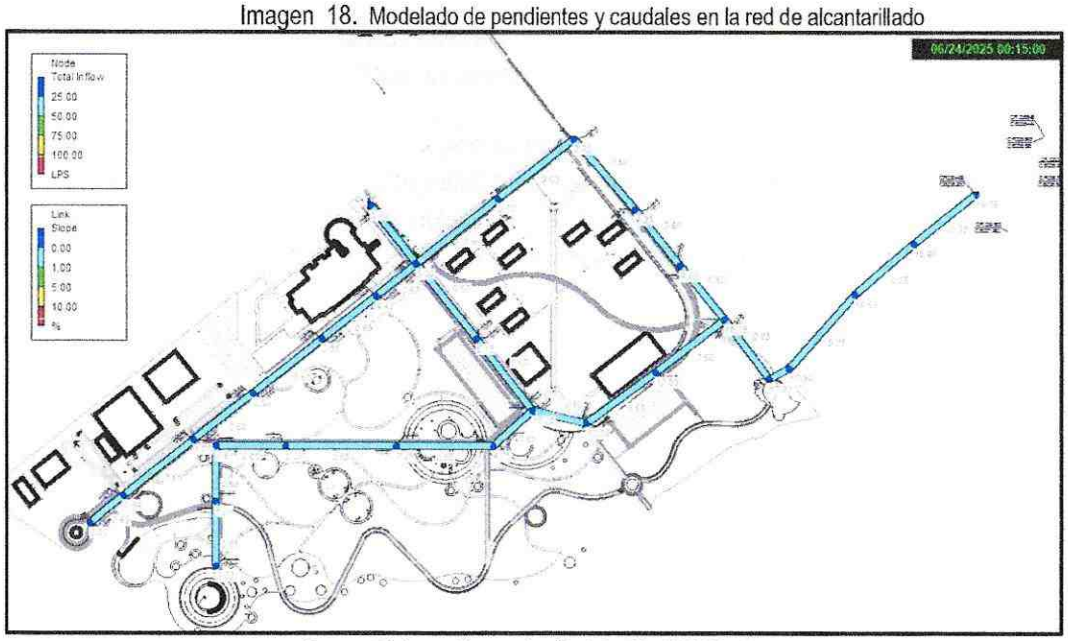


Imagen 17. Perfil de modelación de redes de alcantarillado del pozo P08 a P29, Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

A continuación, se muestra un modelo donde se pueden visualizar las pendientes de las tuberías, junto con los valores del caudal que llega a cada pozo. Además, estos datos están representados por colores, donde cada color indica un rango específico.

Imagen 18. Modelado de pendientes y caudales en la red de alcantarillado



Fuente: Elaboración propia - Modelación SWMM 5.2

En la modelación realizada con SWMM 5.2, se observó una reducción del caudal en los tramos donde no se asignaron subcuencas aportantes. Este comportamiento se debe a la forma en que el modelo resuelve las ecuaciones de continuidad y momentum, particularmente cuando no hay flujos externos (inflows) definidos en los nodos aguas arriba o entre tramos. SWMM asume que el sistema solo transporta el caudal que efectivamente entra por aportes definidos; si no hay contribución adicional de caudal ni una condición de caudal base o entrada constante, y si existen pérdidas por fricción u otras condiciones hidráulicas como evaporación o infiltración (aunque pequeñas), el caudal se puede reducir progresivamente en los tramos sucesivos.

Esto es coherente con el enfoque de simulación de SWMM, que aplica un balance de masa local y dinámico en cada nodo y tramo, y no mantiene artificialmente constante un caudal en ausencia de entrada adicional. Por tanto, si los tramos finales no reciben caudal nuevo y solo transportan lo recibido, las condiciones hidráulicas (pendiente, rugosidad, sección) pueden generar variaciones o disminuciones en el flujo si no hay demanda en el nodo final.

7.1 ESTRUCTURAS DE CONEXIÓN

La unión o conexión de dos o más tramos de colectores debe realizarse con estructuras hidráulicas, llamadas estructuras de conexión. Generalmente, estas corresponden a pozos de unión o conexión o estructuras-pozo. Estas estructuras están conectadas a la superficie mediante pozos de inspección, los cuales permiten el acceso para la revisión y mantenimiento de la red. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

El término "pozo de inspección" usualmente se refiere al conjunto formado por la estructura de conexión y el pozo de inspección. Por lo general, estas estructuras tienen una base cilíndrica y de cono truncado en su parte superior. Sus dimensiones deben ser lo suficientemente amplias para permitir el ingreso del personal de operación y mantenimiento, por lo que estas deben contar con una escalera de acceso con peldaños de hierro, además de cumplir con los estándares de seguridad.

La base de la estructura, conocida como la cañuela o piso, actúa como una plataforma en la que se construyen canales que prolongan los conductos y encauzan sus flujos cuando sea necesario. La parte superior se coloca una tapa de protección en la desembocadura que conecta con la superficie. Además, se debe considerar la ventilación de los pozos. *(Serna Rodríguez, 2022)*

Las estructuras de conexión deber cumplir con los siguientes requisitos mínimos:

7.2 UBICACIÓN

Las estructuras de conexión en la red de alcantarillado deben instalarse como mínimos en los siguientes puntos de la red de alcantarillado:

- Al inicio de la red.
- En cambios de dirección del flujo.
- Cuando haya variaciones en el diámetro de la tubería.
- En transiciones de diferente material.
- Ante modificaciones en la pendiente.
- En la unión de más de dos tuberías.
- A distancia máxima de 120 m para tramos con aporte de caudal.
- A distancia máxima entre colectores de 300 m en interceptores y emisarios finales sin aportes de caudal. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

7.3 PARÁMETROS DE DISEÑO

Diámetro

El diámetro interno de la estructura debe determinarse considerando las condiciones hidráulicas y geométricas del empalme de las tuberías, garantizando que las tuberías conectadas a la estructura tengan suficiente espacio para evitar cruces entre sí y también minimizar las pérdidas hidráulicas causadas por el radio de curvatura en la conexión.

Además, es importante tener en cuenta la disponibilidad de los equipos de mantenimiento. Las estructuras de conexión destinadas a la inspección, limpieza e ingreso del personal de mantenimiento deben diseñarse cumpliendo con los diámetros mínimos establecidos en la tabla. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

Tabla 34. Diámetro interno de estructuras de conexión

MAYOR DIÁMETRO DE LAS TUBERÍAS CONECTADAS (MM)	DIÁMETRO INTERNO DE LA ESTRUCTURA (M)
De 200 a 500	1.20
Mayor de 500 hasta 750	1.50
Mayor de 750 hasta 900	1.80

Fuente: Resolución 0330 de 2017

Diámetro de acceso

El diámetro mínimo de acceso es de 0.80 m y debe contar con tapa. Deberá proveer escalera de acceso anticorrosiva la cual podrá ser permanente o móvil. *(Resolución 0330 de 2017, 2017)*

Se sugiere construir los pozos de inspección en concreto reforzado de 4000 psi, con un diámetro interno de 1.60 m. La altura de los pozos a construir varía entre 1.65 m y 3.39 m y se determina según cada tramo. A continuación, se muestra la tabla de detalles de los pozos de inspección.

Tabla 35. Profundidades de excavación de pozos de inspección.

POZO DE INSPECCION	COTA RAZANTE	COTA CLAVE DE SALIDA	PROFUNDIDAD A COTA CLAVE SALIDA	DIAMETRO DE TUBERIA DE SALIDA (Pulgadas)	DIAMETRO DE TUBERIA (ml)	ESPESOR PLACA Y SOLADO	PROFUNDIDAD DE EXCAVACION	OBSERVACION
P01	238,83	237,630	1,200	8"	0,200	0,25	1,650	Pozo proyectado
P02	238,58	237,036	1,544	8"	0,200	0,25	1,994	Pozo proyectado
P03	237,65	236,286	1,364	8"	0,200	0,25	1,814	Pozo proyectado
P04	237,05	235,240	1,810	8"	0,200	0,25	2,260	Pozo proyectado
P05	235,90	234,039	1,861	8"	0,200	0,25	2,311	Pozo proyectado
P06	234,79	233,109	1,681	8"	0,200	0,25	2,131	Pozo proyectado
P07	234,10	232,230	1,870	8"	0,200	0,25	2,320	Pozo proyectado
P08	234,13	232,930	1,200	8"	0,200	0,25	1,650	Pozo proyectado
P09	233,59	231,646	1,944	8"	0,200	0,25	2,394	Pozo proyectado
P10	234,74	231,077	3,663	8"	0,200	0,25	4,113	Pozo proyectado
P11	235,20	231,811	3,389	8"	0,200	0,25	3,839	Pozo proyectado
P12	236,00	232,994	3,006	8"	0,200	0,25	3,456	Pozo proyectado
P13	236,50	234,270	2,230	8"	0,200	0,25	2,680	Pozo proyectado
P14	238,00	235,272	2,728	8"	0,200	0,25	3,178	Pozo proyectado
P15	237,60	236,171	1,429	8"	0,200	0,25	1,879	Pozo proyectado
P16	238,15	237,150	1,000	8"	0,200	0,25	1,450	Pozo proyectado
P17	234,25	230,733	3,517	8"	0,200	0,25	3,967	Pozo proyectado
P18	233,10	230,204	2,896	8"	0,200	0,25	3,346	Pozo proyectado
P19	232,20	229,678	2,522	8"	0,200	0,25	2,972	Pozo proyectado
P20	232,10	230,108	1,992	8"	0,200	0,25	2,442	Pozo proyectado
P21	231,70	230,538	1,162	8"	0,200	0,25	1,612	Pozo proyectado
P22	231,60	231,121	0,479	8"	0,200	0,25	0,929	Pozo proyectado
P24	232,85	231,724	1,126	8"	0,200	0,25	1,576	Pozo proyectado
P25	233,20	229,404	3,796	8"	0,200	0,25	4,246	Pozo proyectado
P26	232,20	229,319	2,881	8"	0,200	0,25	3,331	Pozo proyectado
P27	232,90	228,961	3,939	8"	0,200	0,25	4,389	Pozo proyectado
P28	231,90	228,682	3,218	8"	0,200	0,25	3,668	Pozo proyectado
P29E	230,40	228,400	2,000	8"	0,200	0,25	2,450	Pozo existente

Fuente: Elaboración propia

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A # 26-33 Guarataros
Arauca Arauca

8. OBRAS DE DRENAJE Y MANEJO PLUVIAL

8.1 Parámetros de Diseño de Sistema Pluvial

El tipo de superficie, sus pendientes, así como los porcentajes de construcción son factores que influyen sobre el grado de impermeabilidad que facilita o retarda el escurrimiento de las aguas lluvias que puedan concentrarse en un punto.

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.

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

8.2 Intensidad – Frecuencia – Duración de las Lluvias

Las características de las lluvias a considerar en el diseño dependen del grado de protección que se desee, lo cual, por razones económicas, se basa en la importancia del sector, en la importancia de los canales de drenaje y las vías, y los posibles daños que se puedan causar por no controlar las mismas.

Las curvas Intensidad - Frecuencia - Duración de las lluvias sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con períodos de retorno específicos.

De acuerdo a la resolución 0330 de junio de 2017[1] "*se deben seleccionar las curvas IDF de cada localidad o región en particular y verificar su validez. Si no existen o no contemplan datos del último quinquenio, se deben obtener a partir de información pluviográfica de la zona, incluyendo los datos más recientes, para derivar las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos*".

La intensidad de una lluvia se define como el volumen de agua que se precipita por unidad de tiempo y generalmente se expresa en mm/hr o lts/Ha/seg. Es conveniente recordar que 1 mm/hr = 2.78 lts/seg/ha. La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de la precipitación dada por las curvas IDF para el período de retorno de diseño definido con base en lo establecido literal 2 del artículo 135 de la resolución 0330 de junio del 2017.

La frecuencia es el inverso del periodo de Retorno.

8.3 Tiempo De Concentración De Las Aguas En Un Determinado

Tiempo de concentración se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma.

[1] (Ministerio De Vivienda, Ciudad y Territorio, 2017)

En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales se analizó 6 de las 16 existentes, del manual de drenaje para carreteras presentado por el Instituto Nacional de Vías, de las cuales están las siguientes:

- Ecuación de Kirpich

$$T_e = 0.06628 \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metro por metro (m/m)

- Ecuación de Temez.

$$T_e = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Dónde:
Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%)

- Ecuación de Ventura Heras.

$$T_e = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.75}$$

Dónde:
Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en metro por metro (%)

- Ecuación Giandotti

$$T_e = \frac{4A^{0.5} + 1.50\,L}{25.3\,(LS)^{0.5}}$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en metro por metro (m/m)
A: Área de la cuenca, en Kilómetros cuadrados (Km2)

- Ecuación V.T Chow

$$T_e = 0.273 \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.64}$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en metro por metro (m/m)

Aunque el cálculo de los diferentes tiempos de concentración para una hoya hidrográfica difiere de acuerdo con la fórmula empleada, se requiere que se utilice, desde el punto de vista de la seguridad en relación con menores tiempos de concentración (mayores intensidades de precipitación y/o histogramas de lluvias más concentrados). El tiempo de concentración se toma como la duración de la lluvia para efectos de cálculo.

8.4 Periodos De Retorno De Diseño

De acuerdo al literal 1 del artículo 135 de la resolución 0330 de junio del 2017, el periodo de retorno de la lluvia de diseño se debe seleccionar de acuerdo con la importancia de las áreas y los daños, perjuicios o molestias que en las inundaciones puedan ocasionar a los habitantes, el tráfico, el comercio, la industria y la infraestructura. En ningún caso podrán ser menores que los valores mostrados en la tabla 16.

Tabla 36.Periodos de retorno de diseño

Características del área de drenaje	Periodo de retorno (años)
Tramos iníciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	3
Tramos iníciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	10
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100
Canales abiertos en zonas montañosas (alta velocidad) o a media ladera, que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100

Para el proyecto se empleará un periodo de retorno de 10 años.

8.5 Estimación Del Caudal De Diseño

La estimación de los caudales de aguas lluvias para el diseño de colectores y canales se debe realizar mediante modelos de lluvia – escorrentía, basados en modelos de abstracciones; para el cálculo de los caudales se empleará el método racional el cual de acuerdo a la resolución 0330 de 2017 es válido para áreas de drenaje menores a 80 Ha.

$$Q = CIA$$

En donde:

Q = Caudal superficial (L/seg).
C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
I = Intensidad promedio de la lluvia (L/seg – Ha).
A = Área de drenaje (Ha).

Si la intensidad de la lluvia se expresa en mm/h, el factor de conversión L/seg- Ha es de 2.78.

8.6 Estudio Hidrológico

Se proyectarán cuentas para evitar el ingreso de agua de escorrentía al sistema lagunar, los cuales irán ubicadas en el perímetro de las lagunas en las que por nivel topográfico queden proyectados por debajo del nivel del terreno.



Figura 4. Esquema de áreas por descarga pluvial, Parque de la Vida

SUMIDEROS	ÁREA M2
SUM1	757,4
SUM2	1669,88
SUM3	1669,88
SUM4	2231,00
SUM5	403,46
SUM6	751,24
SUM7	4442,21
SUM8	676,18
SUM9	331,72
SUM10	351,46
SUM11	351,46
SUM12	445,84
SUM13	1181,15
SUM14	52,39
SUM15	154,90
SUM16	154,90
SUM17	72,38
SUM18	3567,04
SUM19	884,82
SUM20	1315,31
SUM21	801,06
SUM22	911,33
SUM23	8555,12
SUM24	834,28
SUM25	331,35
SUM26	331,35
SUM27	331,35

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

SUMIDEROS	ÁREA M2
SUM28	331,35
SUM29	261,49
SUM30	707,09
SUM31	771,24
SUM32	1126,99
SUM33	1126,99
SUM34	2884,45
SUM35	1159,50
SUM36	4076,34
SUM37	771,38
SUM37-A	771,38
SUM38	677,50
SUM39	714,04
SUM40	614,65
SUM41	614,65
SUM42	614,65
SUM43	1154,51
SUM44	1041,60
SUM45	419,19
SUM46	419,19
SUM47	514,06
SUM48	400,62
SUM49	1142,63
SUM50	1243,55
SUM51	920,05
SUM52	920,05
SUM53	2667,63

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

SUMIDEROS	ÁREA M2
SUM54	920,05
SUM55	651,01
SUM56	3590,39
SUM57	673,47
SUM58	673,47
SUM59	673,47
SUM60	673,47
SUM61	673,47
SUM62	1409,36
SUM63	1413,26
SUM64	1413,26
SUM65	1413,26
SUM66	665,56
SUM67	665,56
SUM68	631,50
SUM69	631,50
SUM70	315,75
SUM71	315,75
SUM72	315,75
SUM73	315,75
SUM74	954,57
SUM75	2547,60

Tabla 37. Áreas aferentes alcantarillado pluvial.

8.7 Análisis de la Información Hidrológica

En la zona se cuenta con la estación pluviométrica SARAVENA - AUT [37045010] del IDEAM ubicada en cercanías a la zona de estudio, los datos de esta estación ofrecen la suficiente confianza ya que está ubicada cerca de la zona de estudio y se encuentra activa actualmente.

Se empleó en el estudio la totalidad de los datos de precipitaciones con una base de datos de 33 años desde el año 1990 hasta el 2023 con el fin de que la muestra fuera lo más significativa posible. Los datos se presentan en el Anexo 3.

Tabla 38. Estación meteorológica Saravena del IDEAM 37045010

NOMBRE	CÓDIGO	AÑOS	TIPO	LONGITUD	LATITUD	ESTADO
SARAVENA	37045010	33	PLUVIOMÉTRICA	-71.85	6.9620	Activa

8.8 Obtención De Las Curvas IDF Por El Método Simplificado.

Teniendo en cuenta que no se tienen datos de caudales ni de precipitaciones máximas en 24 horas para este cuerpo hídrico, es necesario determinar los caudales mediante la utilización de curvas IDF, con los datos de precipitación de la estación de SARAVENA para su confección. Las curvas IDF que se tendrán en cuenta en el presente estudio son realizadas por el método simplificado presentado en el manual de drenaje de INVIAS, basadas en registro de precipitaciones de la Estación meteorológica 37045010 (SARAVENA), perteneciente al IDEAM.

La metodología simplificada de cálculo de las curvas intensidad – duración – frecuencia se debe llevar a cabo siempre y cuando no se disponga de datos históricos de precipitación de corta duración (datos pluviográfica). En este estudio se dedujeron curvas intensidad-duración-frecuencia por correlación con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas, el número promedio de días de lluvia al año, la precipitación total media anual y la elevación de la estación.

La mejor correlación obtenida, sin embargo, fue la que se obtuvo con la precipitación máxima promedio anual en 24 horas en una estación, y es la que se propone para los estudios, la expresión utilizada para determinar la intensidad está dada por:

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

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

a,b,c,d: Parámetros de ajuste de la regresión. Estos parámetros fueron regionalizados como se presenta en la figura 2.13 del manual de drenaje para carreteras de INVÍAS.

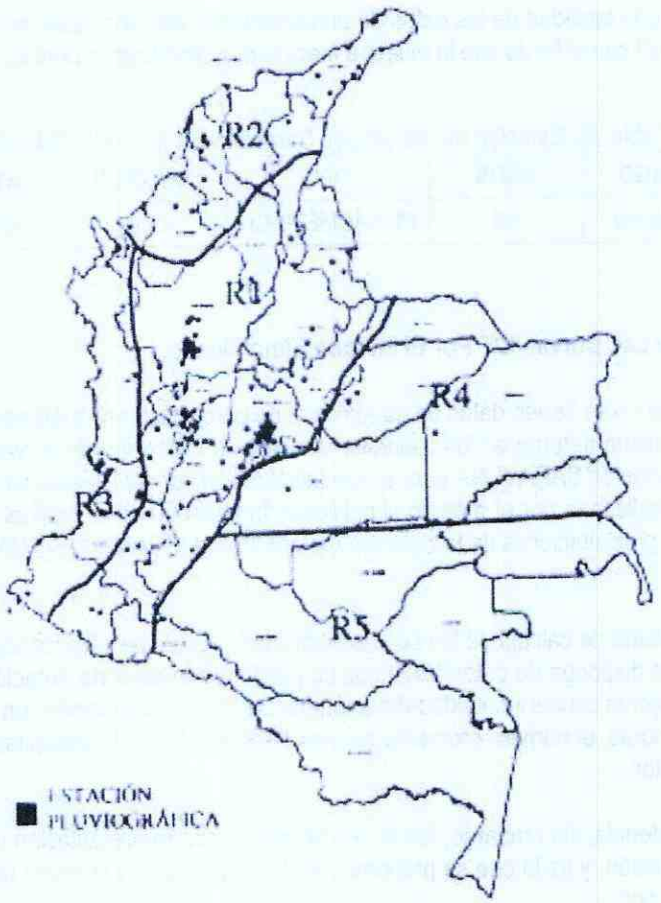


Figura 2.13. - Regiones en Colombia para definición de parámetros a, b, c y d

Figura 5. Regiones en Colombia para definición de parámetros a,b,c,d método simplificado para la obtención de curvas IDF manual de drenaje de INVIAS.

La zona de estudio se encuentra dentro de la región Andina R1 por lo que los parámetros a, b, c, d, se definen en la siguiente tabla.

Tabla 39. Parámetros acordes a la región.

REGIÓN	a	b	c	d
Andina (R1)	0.94	0.18	0.66	0.83
Caribe (R2)	24.85	0.22	0.5	0.1
Pacífico (R3)	13.92	0.19	0.58	0.2
Orinoquía (R4)	5.53	0.17	0.63	0.42

Y acorde a los datos de precipitación obtenidos de la estación se tiene que la precipitación máxima promedio anual de 191,20 mm, A continuación:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

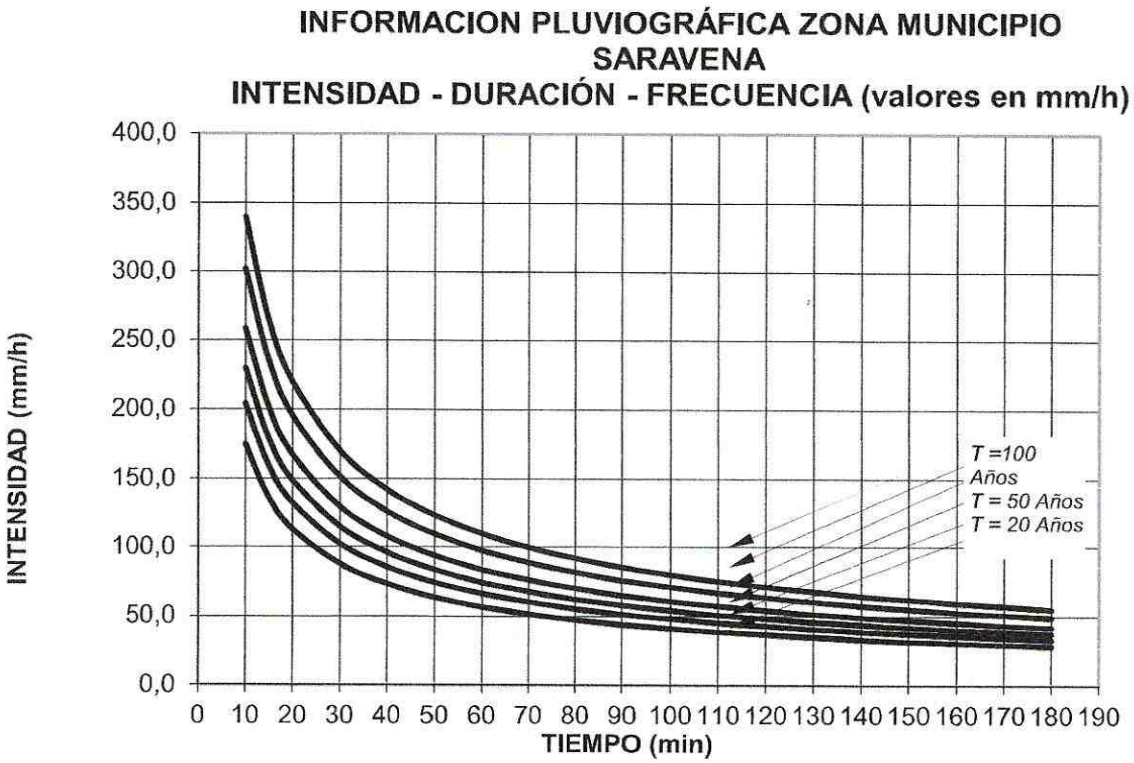


Figura 6. Curvas IDF estación Saravena del IDEAM

8.9 Cálculo de Caudales Método Racional

7.9.1. Sumideros

Los sumideros son estructuras encargadas de recolectar la escorrentía producida en la superficie de las áreas de drenaje y conducirla al sistema de tuberías de alcantarillado dentro de unas condiciones seguras para vehículos, las edificaciones y los peatones. La existencia de un sistema de sumideros permite controlar el nivel máximo y el ancho de la lámina de flujo en las zonas urbanas evitando que se presenten problemas asociados con las inundaciones de las propiedades públicas y privadas.

La capacidad hidráulica de un sumidero depende de su geometría, así como también de las características del flujo en la cuneta. A su vez, dicha capacidad gobierna tanto el caudal de flujo que continúa en la vía (sobre la cuneta) como el caudal que entra a la red de drenaje. Una inadecuada capacidad de captación y/o una errada ubicación puede causar inundaciones y pérdidas económicas para la sociedad. La capacidad de recolección de aguas lluvias del conjunto de sumideros debe ser consistente con la capacidad de evacuación de la red de colectores para garantizar que el caudal de diseño efectivamente llegue a la red de evacuación.

7.9.2. Tipos de Sumideros

Los sumideros se han clasificado principalmente en 4 tipos, teniendo en cuenta la forma de la estructura de captación:

a) **Sumideros de ventana:** Las estructuras de captación consisten en una serie de aberturas en la acera a manera de ventana lateral que permiten la captación del agua que fluye por la cuneta. La ventana puede estar deprimida con respecto a la cuneta, lo cual permite mayor captación de escorrentía. Tiene la ventaja de que por su ubicación no interfiere con el tránsito, pero su mayor inconveniente radica en que captan fácilmente sedimentos y desperdicios. Esto último puede mitigarse con la colocación de las rejillas adecuadas en la ventana. Su eficiencia hidráulica disminuye si no existe depresión en la cuneta o si el sumidero se encuentra localizado en cunetas con pendiente longitudinal pronunciada su longitud mínima es de 1,5 m, la depresión transversal debe tener un ancho entre 0,3 a 0,6 m con una pendiente hasta de 8%. No es recomendable su uso en calles con pendientes longitudinales mayores al 3%.

b) **Sumideros de rejilla en cuneta:** Estas estructuras de captación consisten en una serie de cajas donde penetran las aguas de escorrentía, cubiertas con una rejilla, preferiblemente con barras en sentido paralelo al flujo. Pueden colocarse de manera diagonal para favorecer el tránsito de bicicletas, a menos que la separación de las barras paralelas al flujo sea de menos de 2,5 cm. Su mayor ventaja radica en la mayor capacidad de captación que estos sumideros obtienen en zonas con pendientes longitudinales pronunciadas, Sin embargo, tienen la desventaja de que pueden captar desperdicios en la superficie lo que puede reducir el área útil de la rejilla.

c) **Sumideros combinados o mixtos:** Los sumideros combinados o mixtos consisten en combinaciones de los dos tipos mencionados anteriormente, los cuales pretenden mejorar la eficiencia del sumidero de ventana y al mismo tiempo reducir la ocupación sobre la calzada del sumidero de rejillas. Su uso es recomendable en sitios donde inicialmente es preferible utilizar un sumidero de ventana, pero la eficiencia de captación obtenida con este es menor al 70%.

d) **Sumideros transversales o de rejillas en calzada:** Consisten en cajas transversales a la vía y a todo lo ancho de ésta, cubiertas con rejillas. Su mayor inconveniente es el daño frecuente por el peso de los vehículos y la captación de desperdicios que reducen su área de captación de flujo. Se utilizan en casos en que se requiera captar gran cantidad de flujo antes de que llegue a rodal por la vía.

7.9.3. Ubicación de los sumideros.

Los sumideros se ubicarán ya sea solos o formando baterías de sumideros en serie, preferentemente en la cuneta de las calles, en los lugares que resulten más efectivos, para lo cual se puede considerar las siguientes recomendaciones:

- En las intersecciones entre calles para captar el 100% del flujo que llega por las calles, de manera de evitar que el flujo cruce las calles en las intersecciones.

- En las partes bajas de las intersecciones de calles, formadas por las cunetas que llegan desde aguas arriba. En lo posible se tratará de evitar que existan zonas bajas en las que se pueda acumular el agua, favoreciendo siempre el flujo hacia aguas abajo.

- Siempre que la cantidad acumulada de agua en la cuneta sobrepase la cantidad máxima permitida para condiciones de diseño.

- Para conectar los sumideros a la red se preferirá hacerlo en los pozos de inspección. En estos casos el tubo de conexión llegará a la cámara con su fondo sobre la clave del colector que sale de la cámara.

Para el diseño de intersecciones mantener los siguientes criterios:

- En las intersecciones de calles debe evitarse que el flujo de cualquiera de las cunetas cruce transversalmente la otra calle.

- En ningún caso el flujo de la calle de menor importancia debe cruzar la calle principal.

- Si es necesario que el flujo a la calle principal cruce la calle secundaria debe proveerse de un badén.

- Evitar que se formen zonas bajas, facilitando el drenaje hacia aguas abajo.

La ubicación de los sumideros se basó en la metodología del ministerio de vivienda y urbanismo según la Figura 4 y 5.

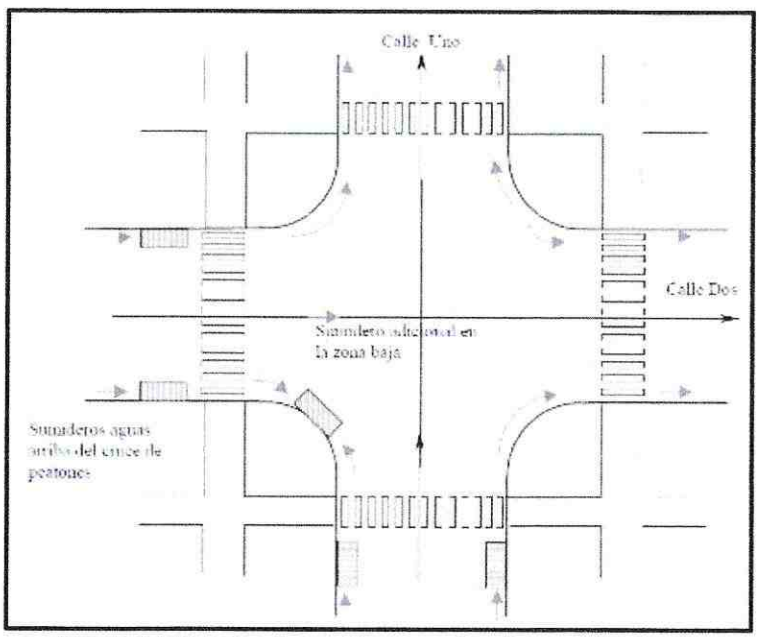


Figura 4. Ubicación de sumideros en vías de una calzada.

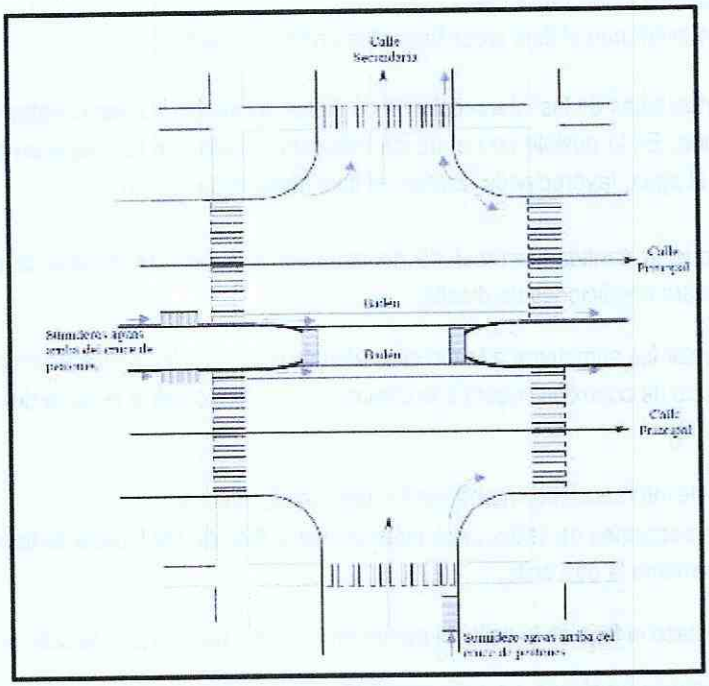


Figura 5. Ubicación de Sumideros en Vías de Doble Calzada.

Los sumideros en eventos de lluvia presentan dos tipos de funcionamiento acorde a la lámina de agua sobre ellos, el funcionamiento como vertedero es gobernado por las siguientes ecuaciones:

$$Q = 1.66\ Pe\ h^{3/2}$$

$$Pe = 2\ (A + Le)$$

El funcionamiento como orificio es gobernado por las siguientes ecuaciones:

$$Ae = (1 - \frac{\%R}{100})\ (1 - FO)\ A\ L$$

$$Q = 0.67\ Ae\ \sqrt{2\ g\ h}$$

En donde:

Q = Caudal captado
Pe = Perímetro efectivo del sumidero Le = Longitud efectiva del sumidero Ae = Área efectiva del sumidero
h = Altura de la lámina de agua A = Ancho de la rejilla
L = Longitud de la rejilla
% R = Porcentaje de ocupación de las rejillas FO = Factor de obstrucción de las rejillas

La determinación del gasto de diseño para un sistema de recolección de aguas lluvias atiende generalmente el método racional, el cual asume que el caudal máximo que se acumula en un determinado punto como consecuencia de aguas pluviales está expresado por la ecuación:

$$Q = C\,x\,i\,x\,A$$

Dónde:

Q = Caudal en litros/segundo.
C = Coeficiente de escorrentía.
i = Intensidad de lluvia (litros/segundo/ha)
A = Área en Has.

El método considera la intensidad de lluvias, para una duración igual al tiempo de concentración, ya que se estima que habrá un incremento de caudal a medida que se incrementa el área, puesto que la disminución en intensidad con el tiempo es compensada con el mayor incremento de área.

Tabla 40. Caudales de Áreas en sumideros proyectados

INTENSIDAD DE DISEÑO **158,20** mm/hr

Q= C*I*A C= COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD 1,0
I=INTENSIDAD 158,20 mm/hr 0,0277778
A=ÁREA EN M2

Cálculo de sumidero de ventana

SUMIDEROS	INTENSIDAD LT/M2/SEG	ÁREA M2	r/d	CAUDAL LT/SEG	Nº Sumidero necesario	Nº Sumidero Diseño
SUM1	0,044	757,4	0,29	28,29	0,10	1
SUM2	0,044	1669,88	0,29	62,37	0,21	1
SUM3	0,044	1669,88	0,29	62,37	0,21	1
SUM4	0,044	2231,00	0,29	83,33	0,28	1
SUM5	0,044	403,46	0,29	15,07	0,05	1
SUM6	0,044	751,24	0,29	28,06	0,10	1
SUM7	0,044	4442,21	0,29	165,93	0,56	1
SUM8	0,044	676,18	0,29	25,26	0,09	1
SUM9	0,044	331,72	0,29	12,39	0,04	1
SUM10	0,044	351,46	0,29	13,13	0,04	1
SUM11	0,044	351,46	0,29	13,13	0,04	1
SUM12	0,044	445,84	0,29	16,65	0,06	1

SUM13	0,044	1181,15	0,29	44,12	0,15	1
SUM14	0,044	52,39	0,29	1,96	0,01	1
SUM15	0,044	154,90	0,29	5,79	0,02	1
SUM16	0,044	154,90	0,29	5,79	0,02	1
SUM17	0,044	72,38	0,29	2,70	0,01	1
SUM18	0,044	3567,04	0,29	133,24	0,45	1
SUM19	0,044	884,82	0,29	33,05	0,11	1
SUM20	0,044	1315,31	0,29	49,13	0,17	1
SUM21	0,044	801,06	0,29	29,92	0,10	1
SUM22	0,044	911,33	0,29	34,04	0,12	1
SUM23	0,044	8555,12	0,29	319,56	1,09	1
SUM24	0,044	834,28	0,29	31,16	0,11	1
SUM25	0,044	331,35	0,29	12,38	0,04	1
SUM26	0,044	331,35	0,29	12,38	0,04	1
SUM27	0,044	331,35	0,29	12,38	0,04	1
SUM28	0,044	331,35	0,29	12,38	0,04	1
SUM29	0,044	261,49	0,29	9,77	0,03	1
SUM30	0,044	707,09	0,29	26,41	0,09	1
SUM31	0,044	771,24	0,29	28,81	0,10	1
SUM32	0,044	1126,99	0,29	42,10	0,14	1
SUM33	0,044	1126,99	0,29	42,10	0,14	1
SUM34	0,044	2884,45	0,29	107,74	0,37	1
SUM35	0,044	1159,50	0,29	43,31	0,15	1
SUM36	0,044	4076,34	0,29	152,26	0,52	1
SUM37	0,044	771,38	0,29	28,81	0,10	1
SUM37-A	0,044	771,38	0,29	28,81	0,10	1
SUM38	0,044	677,50	0,29	25,31	0,09	1
SUM39	0,044	714,04	0,29	26,67	0,09	1
SUM40	0,044	614,65	0,29	22,96	0,08	1
SUM41	0,044	614,65	0,29	22,96	0,08	1
SUM42	0,044	614,65	0,29	22,96	0,08	1
SUM43	0,044	1154,51	0,29	43,12	0,15	1
SUM44	0,044	1041,60	0,29	38,91	0,13	1
SUM45	0,044	419,19	0,29	15,66	0,05	1
SUM46	0,044	419,19	0,29	15,66	0,05	1
SUM47	0,044	514,06	0,29	19,20	0,07	1
SUM48	0,044	400,62	0,29	14,96	0,05	1
SUM49	0,044	1142,63	0,29	42,68	0,15	1

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

SUM50	0,044	1243,55	0,29	46,45	0,16	1
SUM51	0,044	920,05	0,29	34,37	0,12	1
SUM52	0,044	920,05	0,29	34,37	0,12	1
SUM53	0,044	2667,63	0,29	99,64	0,34	1
SUM54	0,044	920,05	0,29	34,37	0,12	1
SUM55	0,044	651,01	0,29	24,32	0,08	1
SUM56	0,044	3590,39	0,29	134,11	0,46	1
SUM57	0,044	673,47	0,29	25,16	0,09	1
SUM58	0,044	673,47	0,29	25,16	0,09	1
SUM59	0,044	673,47	0,29	25,16	0,09	1
SUM60	0,044	673,47	0,29	25,16	0,09	1
SUM61	0,044	673,47	0,29	25,16	0,09	1
SUM62	0,044	1409,36	0,29	52,64	0,18	1
SUM63	0,044	1413,26	0,29	52,79	0,18	1
SUM64	0,044	1413,26	0,29	52,79	0,18	1
SUM65	0,044	1413,26	0,29	52,79	0,18	1
SUM66	0,044	665,56	0,29	24,86	0,08	1
SUM67	0,044	665,56	0,29	24,86	0,08	1
SUM68	0,044	631,50	0,29	23,59	0,08	1
SUM69	0,044	631,50	0,29	23,59	0,08	1
SUM70	0,044	315,75	0,29	11,79	0,04	1
SUM71	0,044	315,75	0,29	11,79	0,04	1
SUM72	0,044	315,75	0,29	11,79	0,04	1
SUM73	0,044	315,75	0,29	11,79	0,04	1
SUM74	0,044	954,57	0,29	35,66	0,12	1
SUM75	0,044	2547,60	0,29	95,16	0,32	1

Q = 0.6 x A x √2g x yP

Q = Caudal captado por el sumidero (l/s)	0,29	m3/s
B = Ancho de la rejilla (m)	294,15	l/s
L = Longitud de la rejilla (m)	0,5	
A = Área efectiva de la rejilla (m)	0,7	
yP = Profundidad del flujo de aproximación al sumidero (m)	0,35	
g = Aceleración de la gravedad	0,1	
	9,81	

8.10 Análisis Hidráulicos Definitivos

8.10.1 Consideraciones Generales

Para la definición de la sección hidráulica necesaria para las obras propuestas se emplearán las áreas tributarias del proyecto, tomando en cuenta la dirección del flujo de las zonas a intervenir.

8.10.2 Consideraciones Especificas

1. Se utilizan levantamientos topográficos realizados por el contratista, para determinar los puntos de control seleccionados, las longitudes y diferencias de nivel entre el punto de entrada a la vía y el punto más alejado para analizar el sistema de drenaje.

2. Con base a las curvas IDF calculadas en el numeral anterior se procede a calcular el caudal utilizando el método racional modificado.

8.10.3 Parámetros de Diseño

En este capítulo se presenta el diseño hidráulico desarrollado en el drenaje de aguas lluvias, en el cual se propuso una canalización en concreto; en los siguientes ítems se presenta el procedimiento de diseño y los resultados respectivos, cabe mencionar que en el diseño hidráulico fue necesario hacer caídas en forma de escalón pues la pendiente del terreno en los tramos analizados desarrolla altas velocidades, superiores a las establecidas por la resolución (0330 de Junio de 2017), el análisis de caídas se llevó a cabo con la metodología del número de caída propuesta por Ven te Chow[2] en el libro hidráulica de canales abiertos.

Para lograr un buen diseño deben tomarse en cuenta todas las variables que puedan intervenir en la determinación de un gasto de aguas lluvias acumulándose y que pueden crear inconvenientes en los usuarios de la vía, sin embargo, no deja de reconocerse que ello resulta difícil de evaluar y que aún con la mejor información posible, existirán criterios que primarán en el diseño de los proyectos referidos a un rango de probabilidades de ocurrencia de daños.

8.10.4 Parámetros de Diseño

Velocidad

Las Aguas lluvias transportan sólidos que pueden depositarse en los colectores si el flujo tiene velocidades reducidas. Por esto se debe garantizar una adecuada velocidad para el transporte de estos sedimentos.

- Velocidad Mínima

Como se establece en el literal 5 del artículo 152 de la resolución 0330 de junio del 2017, la velocidad no debe ser inferior a 0.75 m/s

- Velocidad Máxima

Como se establece en el literal 4 del artículo 152 de la resolución 0330 de junio del 2017 la velocidad máxima permitida es de 5.0 m/s para canales revestidos en concreto.

[2] (CHOW, 1988)

Pendiente

Como se establece en el literal 4 del artículo 152 de la resolución 0330 de junio del 2017 la velocidad máxima permitida es de 5.0 m/s para canales revestidos en concreto.

- Pendiente Mínima

La pendiente mínima de diseño en canales revestidos debe ser aquella que no presente una velocidad inferior a 0.75 m/s, de acuerdo a lo establecido en el literal 5 del artículo 152 de la resolución 0330 de junio del 2017.

- Pendiente Máxima

Es la pendiente que garantiza que en flujo uniforme no se presenten velocidades superiores a las velocidades máximas permitidas.

8.11 Diseño Hidráulico de Redes de alcantarillado pluvial

En general, cada uno de los tramos que forman parte del sistema de alcantarillado debe diseñarse como un conducto a flujo libre por gravedad. El flujo de aguas residuales o de aguas lluvias en una red de alcantarillado para su recolección y evacuación no es permanente. Sin embargo, el dimensionamiento hidráulico de la sección transversal de cada tramo puede hacerse suponiendo que el flujo es uniforme, debido a que siempre va a existir una tendencia a establecer este tipo de flujo. Esto es particularmente válido para los tramos de diámetro pequeño.

En ingeniería existen diferentes ecuaciones de flujo uniforme apropiadas para este tipo de cálculo, dentro de las cuales se destacan la ecuación de Darcy-Weisbach, en conjunto con la ecuación de Colebrook-White y la ecuación de Manning. La ecuación de Darcy-Weisbach es la ecuación físicamente basada para representar el flujo uniforme en diferentes tipos de ducto, y cubre todo el rango del flujo turbulento desde hidráulicamente liso hasta hidráulicamente rugoso. En la práctica, la ecuación de Manning, es la más utilizada; sin embargo, esta ecuación es aplicable únicamente para el caso de flujo turbulento hidráulicamente rugoso.

Deducción de la ecuación matemática utilizada en el estudio

Partiendo de las ecuaciones:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2\log\left[\frac{Ks}{3.7d} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}}\right] \quad \text{Ecuación de Colebrook White} \qquad \text{Ec (1)}$$

$$Re = \frac{V.d}{v} \quad \text{Ecuación de Numero de Reynolds} \qquad \text{Ec (2)}$$

$$h_f = f\frac{L}{d}\frac{V^2}{2g} \quad \text{Ecuación de Darcy Weisbach} \qquad \text{Ec (3)}$$

Dónde:

hf = Pérdida de cabeza a lo largo del tramo (m)
f = Factor de fricción de Darcy (Adimensional) L= Longitud del tramo de tubería (m)
d = Diámetro interior de la tubería (m) V = Velocidad media del flujo (m/s)
g = Aceleración de la gravedad (m/s2)
Ks = Rugosidad absoluta de la tubería (m). Para PVC = 1.5*10-6m
Re = Número de Reynolds = Vd/v (Adimensional) v = Viscosidad cinemática del fluido (m2/s)
De la Ec (3) despejamos la velocidad:

$$V^2 = \frac{h_f}{L} * \frac{D}{f} * 2g$$

Como D=4R (R=radio hidráulico) y hf/L=Sf

$$V^2 = S_f * \frac{4R}{f} * 2g = S_f * \frac{8R}{f} g \Rightarrow V = \frac{\sqrt{S_f * 8R * g}}{\sqrt{f}}$$

En función de caudal

$$V = \frac{\sqrt{S_f * 8R * g}}{\sqrt{f}} \Rightarrow Q = \frac{\sqrt{S_f * 8R * g}}{\sqrt{f}} * A \Rightarrow \frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{Q}{\sqrt{S_f * 8R * g} * A}$$

De la Ec (2)

$$Re = \frac{V.D}{v} = \frac{V.4R}{v}$$

Reemplazando lo anterior en la Ec (1).

$$\frac{Q}{\sqrt{S_f * 8R * g} * A} = -2\log\left[\frac{Ks}{14.8R} + \frac{2.51*\upsilon}{V * 4R\sqrt{f}}\right]$$

Sustituyendo para la velocidad

$$10\left[3.7*4R\right]$$

$$\frac{Q}{\sqrt{S_f * 8R * g} * A} = -2\log\left[\frac{Ks}{14.8R} + \frac{2.51*\upsilon}{\frac{\sqrt{S_f * 8R * g}}{\sqrt{f}} * 4R\sqrt{f}}\right]$$

Aclarando que en flujo uniforme $S_f = S_o = S$

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Despejando y cancelando, llegamos a la ecuación utilizada en el diseño:

$$Q = -2 * A * \sqrt{8 * g * R * S} * log(\frac{Ks}{14.8 * R} + \frac{2.51 * v}{a * R * \sqrt{8 * g * R * S}})$$

Dónde:

Q = Caudal (m3/s)
A = Área mojada de la tubería. (m2)
R = Radio hidráulico. (m)
S = Pendiente hidráulica.

Como los colectores de aguas lluvias no trabajan a presión, para hacer los cálculos se analiza la tubería para tubo parcialmente lleno y de acuerdo al caudal de diseño se define el diámetro y la lámina de agua para tubo parcialmente lleno, por lo tanto, el área a considerar es la de un segmento de círculo con ángulo central (Teta), o sea:

$$A = r^2/2\ (\theta - sen\theta) = d^2/8\ (\theta - sen\theta)$$

Parámetros de diseño de las tuberías

Los parámetros de diseño a considerar son los siguientes:

Relación y/d inicial (tuberías) = 0.93

Rugosidad absoluta de la tubería = 1.5*10-6m (PVC)

Diámetro = Se calcula y se ajusta a diámetro comercial

8.11.1 Parámetros hidráulicos.

Los principales son:

Tiempo de concentración mínimo =10 minutos. Método utilizado para cálculo de caudales = Racional.

8.11.2 Procedimiento de diseño

A continuación, se explicará el procedimiento utilizado para el diseño de tuberías, información básica con la cual se elaboran los cuadros de cálculo presentados y relacionados en este documento.

1. Se definen los puntos de control o nodos en sitios estratégicos y a criterio del diseñador, considerando especialmente los sitios al recibo de nuevas cargas de agua residual, cambios bruscos de dirección y pendiente, con el objeto de diseñar las secciones acordes a las necesidades.
2. En cada punto y utilizando el diseño arquitectónico se determina longitud y diferencia de nivel.

3. Para la evaluación de los caudales, se emplea el procedimiento descrito anteriormente
4. Se dimensiona el diámetro y la pendiente, siguiendo el siguiente proceso:

    a) Se nombra el tramo, se indica el abscisado, se determina la longitud del tramo.

    b) Usando la ecuación de Colebrook White se despeja el diámetro requerido y luego se aproxima al diámetro interno comercial (dreal), con este diámetro a partir de la misma ecuación se determina la relación (y / dreal), siendo "y" la profundidad de la lámina de agua en la tubería.

    c) Se calculan los siguientes parámetros: Velocidad, Número de Froude, Esfuerzo cortante, verificando las siguientes condiciones: (Resolución 0330 del 2017)

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

Tabla 41. Sección 1 A pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)
CO-1	P-22	238,1	P-23	238	66,35	0,151	0,800	1,50	1,94	236,60	236,06	12,00	236,88	236,34	1,543	4,792	2,842	34,15%	1,22
CO-2	P-23	238	P-19	238	64,74	0,000	0,800	1,94	2,46	236,06	235,54	16,00	236,42	235,90	2,245	8,416	3,623	83,75%	1,58

Tabla 42. Sección 1 B pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	P-21	236,9	P-20	236,9	60,26	0,000	0,300	1,71	1,90	235,19	235,00	20,00	235,64	235,45	1,615	4,015	1,696	91,58%	1,26	209,245429	228,476676

Tabla 43. Sección 1 C pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	C-1	236	P-24	236	120,63	0,000	0,200	1,50	1,75	234,50	234,25	30,00	235,25	235,00	1,748	4,086	1,869	68,11%	0,75	485,076057	712,22195

Tabla 44. Sección 1 D pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	C-2	236	P-24	236	41,72	0,000	0,800	1,50	1,84	234,50	234,16	10,00	234,73	234,39	1,537	4,767	2,272	60,30%	1,27	35,8512238	59,4555906

Tabla 45. Sección 1 E pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	C-3	236	P-24	236	64,46	0,000	0,530	1,50	1,85	234,50	234,15	10,00	234,73	234,38	1,302	3,352	1,505	72,25%	1,27	34,9665176	48,3933446

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 46. Sección 1 F pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	C-4	235,2	P-25	235,2	11,18	0,000	3,000	1,50	1,84	233,70	233,36	10,00	233,93	233,59	2,983	17,932	8,519	60,97%	1,27	70,2027032	115,135256

Tabla 47. Sección 1 G pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	C-5	234,9	P-25	235,2	29,38	-1,021	2,000	1,50	2,39	233,40	232,81	10,00	233,63	233,04	2,568	12,945	5,680	78,00%	1,27	73,3244972	94,0075429

Tabla 48. Sección 1 H pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	C-6	234,9	P-25	235,2	11,96	-2,508	2,500	1,50	2,10	233,40	233,10	14,00	233,73	233,43	3,340	20,301	10,227	51,84%	1,17	144,220328	278,1908

Tabla 49. Sección 1 pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	P-12	234	P-13	234	86,50	0,000	0,300	1,50	1,76	232,50	232,24	20,00	232,95	232,69	1,615	4,017	1,696	91,82%	1,05	209,796264	228,476676
CO-2	P-13	234	P-14	234,65	97,33	-0,668	0,230	1,76	2,64	232,24	232,01	24,00	232,84	232,61	1,692	4,032	1,712	89,05%	1,16	370,791988	416,378131
CO-3	P-14	234,65	P-15	234	50,66	1,283	0,150	2,64	2,07	232,01	231,93	36,00	232,91	232,83	1,680	3,583	1,689	62,27%	1,74	631,257376	1013,76604
CO-4	P-15	234	P-27	234,6	86,72	-0,692	0,150	2,07	2,81	231,93	231,79	36,00	232,83	232,69	1,661	3,523	1,689	59,32%	1,17	601,356928	1013,76604

Tabla 50. Sección 2 pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	P-1	232,3	P-2	231,7	31,17	1,925	2,000	1,50	1,53	230,80	230,17	14,00	231,13	230,50	3,002	16,359	8,182	52,89%	1,17	131,605395	248,821415

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Tabla 51. Sección 3 pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	PP-2	232,8	P-6	232	88,12	0,908	2,000	1,50	2,47	231,30	229,53	24,00	231,90	230,13	4,244	27,500	14,887	42,89%	0,91	526,58061	1227,83212

Tabla 52. Sección 4-A pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	P-10	232,9	P-9	232,65	24,21	1,033	2,000	1,50	1,74	231,40	230,91	20,00	231,85	231,36	3,918	24,390	11,309	65,37%	1,05	385,637443	589,92424

Tabla 53. Sección 4-B pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	P-10	232,9	P-9	232,65	24,21	1,033	2,000	1,50	1,74	231,40	230,91	20,00	231,85	231,36	3,918	24,390	11,309	65,37%	1,05	385,637443	589,92424

Tabla 54. Sección 4 pluvial.

Label	Start Node	COTA INICIO	Stop Node	COTA LLEGADA	Length (m)	St (%)	S (%)	H INICIO (m)	H LLEGADA (m)	Cota Batea Inicial (m)	Cota Batea Final (m)	Diameter (Pulg)	{40} Cota Clave Inicial [m]	{41} Cota Clave Final [m]	Vr (m/s)	t [N/m²]	t 10% [N/m²]	Q/Qo	Prof. Cota Clave (m)	Q	Qo
CO-1	P-3	231,65	P-4	232,1	56,84	-0,792	0,300	1,50	2,13	230,15	229,97	18,00	230,56	230,38	1,353	3,080	1,527	53,99%	1,09	93,2658065	172,739293
CO-2	P-4	232,1	P-5	231,9	89,90	0,222	0,330	2,13	2,23	229,97	229,67	18,00	230,38	230,08	1,378	3,243	1,680	48,05%	1,72	87,0491825	181,170498
CO-3	P-5	231,9	P-6	232	98,45	-0,102	0,230	2,23	2,56	229,67	229,44	24,00	230,27	230,04	1,595	3,689	1,712	65,20%	1,63	271,472537	416,378131
CO-4	P-6	232	P-7	232,1	94,51	-0,106	0,220	2,56	2,87	229,44	229,23	24,00	230,04	229,83	1,653	3,848	1,638	88,07%	1,97	358,626549	407,225845
CO-5	P-7	232,1	P-8	232,2	94,66	-0,106	0,150	2,87	3,12	229,23	229,08	36,00	230,13	229,98	1,516	3,073	1,689	41,25%	1,97	418,129167	1013,76604
CO-6	P-8	232,2	P-9	232,65	57,79	-0,779	0,150	3,12	3,66	229,08	228,99	36,00	229,98	229,89	1,629	3,421	1,689	54,63%	2,22	553,850324	1013,76604
CO-7	P-9	232,65	P-11	232,65	127,36	0,000	0,150	3,66	3,86	228,99	228,79	36,00	229,89	229,69	1,641	3,459	1,689	56,33%	2,76	571,066921	1013,76604

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

9. HIDROLOGIA

9.1 Antecedentes

A partir del año 2007, el municipio de Saravena cuenta con un Plan Maestro de Acueducto y Alcantarillado y desde el año 2010 el municipio cuenta con su respectivo Plan Básico de Ordenamiento Territorial. Se tiene como información base de las condiciones del predio, el estudio topográfico realizado por el contrato de consultoría No. 266 de 2025, estudio que incluyó un levantamiento altimétrico y planimétrico detallado incluido el levantamiento de la batimetría 100mts hacia arriba y 100mts hacia debajo de la cañada de aguas lluvias existente, información acompañada de sus respectivas carteras topográficas, de igual manera, el proyecto ya cuenta con un anteproyecto urbanístico aprobado que permite evidenciar el trazado general de las redes generales hidrosanitarias y de aguas lluvias del campus.

9.2 Parámetros de diseño

El tipo de superficie, sus pendientes, así como los porcentajes de construcción son factores que influyen sobre el grado de impermeabilidad que facilita o retarda el escurrimiento de las aguas lluvias que puedan concentrarse en un punto. 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.

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

9.3 Intensidad – Frecuencia – Duración de las Lluvias

Las características de las lluvias a considerar en el diseño dependen del grado de protección que se desee, lo cual, por razones económicas, se basa en la importancia del sector, en la importancia de los canales de drenaje y las vías, y los posibles daños que se puedan causar por no controlar las mismas. Las curvas Intensidad - Frecuencia - Duración de las lluvias sintetizan las características de los eventos extremos máximos de precipitación de una determinada zona y definen la intensidad media de lluvia para diferentes duraciones de eventos de precipitación con períodos de retorno específicos.

De acuerdo a la resolución 0330 de junio de 2017[3] "*se deben seleccionar las curvas IDF de cada localidad o región en particular y verificar su validez. Si no existen o no contemplan datos del último quinquenio, se deben obtener a partir de información pluviográfica de la zona, incluyendo los datos más recientes, para derivar las curvas de frecuencia correspondientes mediante análisis puntuales de frecuencia de eventos extremos máximos*".

La intensidad de una lluvia se define como el volumen de agua que se precipita por unidad de tiempo y generalmente se expresa en mm/hr o lts/Ha/seg. Es conveniente recordar que 1 mm/hr = 2.78 lts/seg/ha. La intensidad de precipitación que debe usarse en la estimación del caudal pico de aguas lluvias corresponde a la intensidad media de la precipitación dada por las curvas IDF para el período de retorno de diseño definido con base en lo establecido literal 2 del artículo 135 de la resolución 0330 de junio del 2017.

[3] (Ministerio De Vivienda, Ciudad y Territorio, 2017)

La frecuencia es el inverso del periodo de Retorno.

9.4 Tiempo de concentración de las aguas

Tiempo de concentración se define como el tiempo necesario, desde el inicio de la precipitación, para que toda la hoya contribuya al sitio de la obra de drenaje en consideración, o, en otras palabras, el tiempo que toma el agua desde los límites más extremos de la hoya hasta llegar a la salida de la misma.

En general, el tiempo de concentración se calcula por medio de ecuaciones empíricas, dentro de las cuales se analizó 6 de las 16 existentes, del manual de drenaje para carreteras presentado por el Instituto Nacional de Vías, de las cuales están las siguientes:

- Ecuación de Kirpich

$$T_e = 0.06628 \left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.77}$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente entre las elevaciones máxima y mínima (pendiente total) del cauce principal, en metro por metro (m/m)

- Ecuación de Temez.

$$T_e = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.76}$$

Dónde:
Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en porcentaje (%)

- Ecuación de Ventura Heras.

$$T_e = 0.30 \left(\frac{L}{S^{0.25}}\right)^{0.75}$$

Dónde:
Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en metro por metro (%)

- Ecuación Giandotti

$$T_e = \frac{4A^{0.5} + 1.50\,L}{25.3\,(LS)^{0.5}}$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en metro por metro (m/m)
A: Área de la cuenca, en Kilómetros cuadrados (Km2)

- Ecuación V.T Chow

$$T_e = 0.273\left(\frac{L}{S^{0.5}}\right)^{0.64}$$

Dónde:

Te: Tiempo de concentración, en horas (h)
L: Longitud del cauce principal, en kilómetros (km)
S: Pendiente total del cauce principal, en metro por metro (m/m)

Aunque el cálculo de los diferentes tiempos de concentración para una hoya hidrográfica difiere de acuerdo con la fórmula empleada, se requiere que se utilice, desde el punto de vista de la seguridad en relación con menores tiempos de concentración (mayores intensidades de precipitación y/o histogramas de lluvias más concentrados). El tiempo de concentración se toma como la duración de la lluvia para efectos de cálculo.

9.5 Periodos de retorno de diseño

De acuerdo al literal 1 del artículo 135 de la Resolución No. 0330 de junio del 2017, el periodo de retorno de la lluvia de diseño se debe seleccionar de acuerdo con la importancia de las áreas y los daños, perjuicios o molestias que en las inundaciones puedan ocasionar a los habitantes, el tráfico, el comercio, la industria y la infraestructura. En ningún caso podrán ser menores que los valores mostrados en la tabla 16.

Tabla 55 .Periodos de retorno de diseño

Características del área de drenaje	Periodo de retorno (años)
Tramos iníciales en zonas residenciales con áreas tributarias menores de 2 ha	3
Tramos iníciales en zonas comerciales o industriales, con áreas tributarias menores de 2 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias entre 2 y 10 ha	5
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	**10**
Canales abiertos que drenan áreas menores a 1000 hectáreas	50
Canales abiertos en zonas planas y que drenan áreas mayores a 1000 hectáreas	100

Características del área de drenaje	Periodo de retorno (años)
Tramos de alcantarillado con áreas tributarias mayores de 10 ha	10

Fuente: Elaboración propia

Para el proyecto se empleará un periodo de retorno de 10 años.

9.6 Estimación del caudal de diseño

La estimación de los caudales de aguas lluvias para el diseño de colectores y canales se debe realizar mediante modelos de lluvia – escorrentía, basados en modelos de abstracciones; para el cálculo de los caudales se empleará el método racional el cual de acuerdo a la resolución 0330 de 2017 es válido para áreas de drenaje menores a 80 Ha.

$$Q = CIA$$

En donde:

Q = Caudal superficial (L/seg).
C = Coeficiente de escorrentía (adimensional).
I = Intensidad promedio de la lluvia (L/seg – Ha).
A = Área de drenaje (Ha).

Si la intensidad de la lluvia se expresa en mm/h, el factor de conversión L/seg- Ha es de 2.78.

9.7 Análisis de la información hidrológica

En la zona se cuenta con la estación pluviométrica SARAVENA - AUT [37045010] del IDEAM ubicada en cercanías a la zona de estudio, los datos de esta estación ofrecen la suficiente confianza ya que está ubicada cerca de la zona de estudio y se encuentra activa actualmente.

Se empleó en el estudio la totalidad de los datos de precipitaciones con una base de datos de 33 años desde el año 1990 hasta el 2023 con el fin de que la muestra fuera lo más significativa posible.

Los datos totales se presentan en la tabla 3.

Tabla 56. Estación meteorológica Saravena del IDEAM 37045010

NOMBRE	CÓDIGO	AÑOS	TIPO	LONGITUD	LATITUD	ESTADO
SARAVENA	37045010	33	PLUVIOMÉTRICA	-71.85	6.9620	Activa

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57. Precipitaciones totales estación meteorológica Saravena

TABLA DE PRECIPITACIONES TOTALES													
AÑOS/MESES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Total general
1990	64,4	308,5	495,6	134,9	504,8	454,9	246,0	438,1	93,1	142,0	492,0	141,1	3515,4
1991	0,3	116,1	81,6	160,0	288,5	290,1	311,0	405,0	489,0	274,2	172,8	95,8	2684,4
1992	30,5	82,3	34,6	116,9	361,8	551,2	169,0	394,0	301,0	400,3	194,3	118,3	2754,2
1993	31,7	7,9	77,6	46,2	367,8	575,0	398,7	192,2	338,4	184,2	185,5	30,0	2435,2
1994	31,7	68,4	275,4	429,5	231,4	312,2	465,5	357,2	487,5	292,4	456,8	108,3	3516,3
1995	6,8	3,1	112,5	291,1	210,2	418,1	495,7	673,1	256,5	303,9	220,7	119,0	3110,7
1996	5,6	76,9	90,0	208,2	322,4	383,7	329,1	372,9	279,8	280,8	207,9	90,7	2648,0
1997	44,0	199,0	62,0	192,5	360,0	243,0	299,4	334,6	73,1	262,4	101,0	67,7	2238,7
1998	17,5	79,1	153,7	458,2	346,4	429,0	379,0	238,0	322,0	397,7	161,0	70,0	3051,6
1999	80,0	104,6	153,7	226,4	332,6	406,4	343,7	378,3	293,4	282,0	243,6	93,4	2938,0
2000	27,6	29,0	221,0	80,0	417,3	465,0	346,5	249,0	237,8	464,0	222,0	154,0	2913,2
2001	10,0	12,5	26,2	147,3	224,3	397,2	447,6	330,2	253,5	402,6	136,7	231,0	2619,1
2002	77,5	12,3	234,6	297,6	640,8	392,3	513,6	218,0	375,6	265,8	115,3	64,9	3208,3
2003	6,3	10,8	110,9	295,1	410,4	571,4	318,9	181,3	369,2	330,6	196,7	188,2	2989,8
2004	8,1	25,3	30,5	412,9	561,8	447,8	460,1	233,7	426,1	362,2	217,0	131,0	3316,5
2005	233,4	88,7	13,9	380,5	350,3	312,4	222,1	324,7	186,1	262,2	220,2	99,9	2694,4
2006	233,9	24,7	194,5	96,2	457,2	555,4	514,8	283,5	268,8	475,6	182,3	68,7	3355,6
2007	23,7	28,6	299,1	135,6	236,7	277,8	378,4	560,5	306,3	351,7	127,7	187,3	2913,4
2008	5,9	68,9	94,8	346,6	543,3	469,4	469,6	168,0	277,7	294,4	404,7	28,9	3172,2
2009	57,5	56,7	145,2	225,3	499,7	362,2	408,0	226,0	264,2	221,2	55,8	109,9	2631,7
2010	16,9	24,0	52,0	400,1	342,5	507,9	419,8	474,2	325,0	600,9	304,8	205,9	3674,0
2011	9,2	27,8	50,3	209,1	362,0	272,6	221,1	188,9	181,9	145,8	127,8	78,9	1875,4
2012	6,1	6,7	56,6	216,3	124,7	144,9	254,3	156,5	196,2	237,9	72,2	37,5	1509,9
2013	5,2	21,2	26,8	99,5	237,3	156,2	186,6	244,6	91,3	89,2	101,4	27,1	1286,4
2014	4,9	10,0	28,0	79,0	174,7	163,1	142,6	127,8	106,2	119,3	86,4	25,5	1067,5
2015	6,7	19,1	52,7	112,1	101,1	184,4	181,8	77,6	118,8	71,7	52,2	15,5	993,7
2016	2,9	8,1	21,0	105,2	86,0	129,1	174,3	143,2	113,7	93,8	103,1	51,7	1032,1
2017	11,7	26,3	14,6	138,4	244,7	213,6	120,1	194,3	144,8	119,2	49,1	8,4	1285,2
2018	3,9	3,1	54,3	152,1	140,1	264,9	202,7	149,3	104,1	195,9	34,6	8,1	1313,1
2019	10,7	4,8	33,8	90,4	194,6	182,0	188,6	138,0	236,0	110,4	56,6	20,6	1266,5
2020	1,6	11,2	20,8	39,5	69,3	167,8	198,0	214,7	202,2	59,4	99,4	13,8	1097,7
2021	4,5	9,3	12,9	38,4	65,3	122,9	83,9	110,7	55,5	58,3	31,8	5,2	598,7
2022	2,2	7,8	17,0	40,5	95,6	138,4	120,9	62,9	58,9	169,7	128,4	30,9	873,2
2023	7,3	6,2	44,6	140,1	176,7	199,7	270,5	177,0	125,9	200,1	45,1	38,1	1431,3
Total general	**1090,2**	**1589,0**	**3392,7**	**6541,7**	**10082,3**	**11162,0**	**10281,9**	**9018,0**	**7959,6**	**8521,8**	**5606,9**	**2765,3**	**78011,4**
Precipitación promedio	32,1	46,7	99,8	192,4	296,5	328,3	302,4	265,2	234,1	250,6	164,9	81,3	
Precipitacion maxima	233,9	308,5	495,6	458,2	640,8	575,0	514,8	673,1	489,0	600,9	492,0	231,0	
Precipitacion minima	0,3	3,1	12,9	38,4	65,3	122,9	83,9	62,9	55,5	58,3	31,8	5,2	

Fuente: Elaboración propia

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratáros
Arauca Arauca

9.7.1 Climatología

Por su ubicación en la zona tropical, el departamento de Arauca está bajo la influencia del desplazamiento de la Zona de Confluencia Intertropical o ZCIT. Las precipitaciones varían alrededor de 2900 mm. Se tiene entonces que el régimen de lluvias es monomodal. Por tal razón entre diciembre y marzo se presenta el período más seco, debido a que los vientos alisios del noreste son los dominantes en esta época del año y desplazan hacia el sur la ZCIT.

Por consiguiente, el período de lluvias se extiende de marzo a noviembre, debido a que en esta época los vientos alisios del sureste empiezan a ser los dominantes, desplazando la ZCIT hacia el norte. El prolongado período de lluvias se debe al doble paso de la ZCIT por la alternancia de los vientos alisios dominantes. Dicho periodo lluvioso se desarrolla de la siguiente manera: los aguaceros intermitentes van desde abril hasta mayo, las lluvias máximas van desde junio hasta septiembre y los aguaceros decrecientes son en octubre y en noviembre. La temperatura promedio del departamento de Arauca fluctúa entre 25ºC y 30°C. El clima es tropical lluvioso en la zona plana y de montaña tropical y alta montaña en la parte alta del municipio.

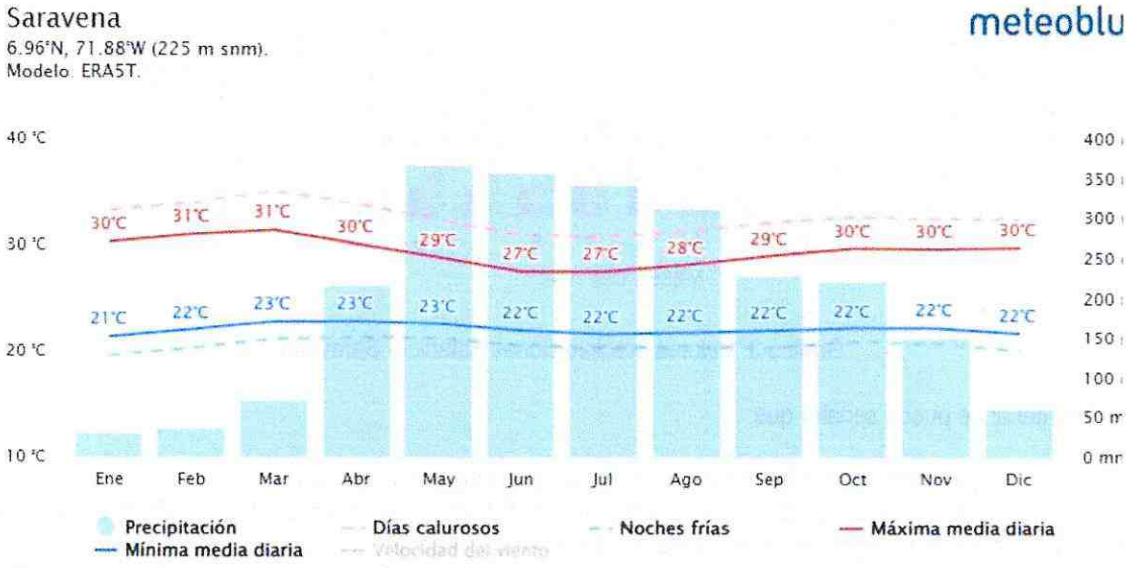


Grafico 2. Caracterización climática- Saravena. Fuente. Meteoblue 2025

A continuación, se presentan las condiciones hidrometeorológicas a nivel de valores medios mensuales de las series registradas de las diferentes estaciones que se encuentran ubicadas en inmediaciones del municipio de Saravena. En particular se describen las siguientes variables HIDROCLIMATOLÓGICOS: precipitación media mensual, evaporación, temperatura y humedad relativa.

Tabla 58. Estaciones climatológicas y pluviométricas del IDEAM

NOMBRE	CODIGO	TIPO	ESTADO	LATITUD/ LONGITUD	ALTITUD
SARAVENA	37045010	Climatológica Ordinaria	Suspendida	6.946 -71.890	148

Fuente: IDEAM.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

9.7.2 Precipitación

Con el fin de calcular la precipitación se hizo uso de la estación Saravena. En la estación se nota un régimen monomodal con meses húmedos entre abril y septiembre. Por otra parte, se observa que los meses más secos corresponden al período entre diciembre y marzo.

El comportamiento de las cuatro estaciones muestra el mismo ciclo anual unimodal con mayores precipitaciones para los meses de Mayo a Julio.

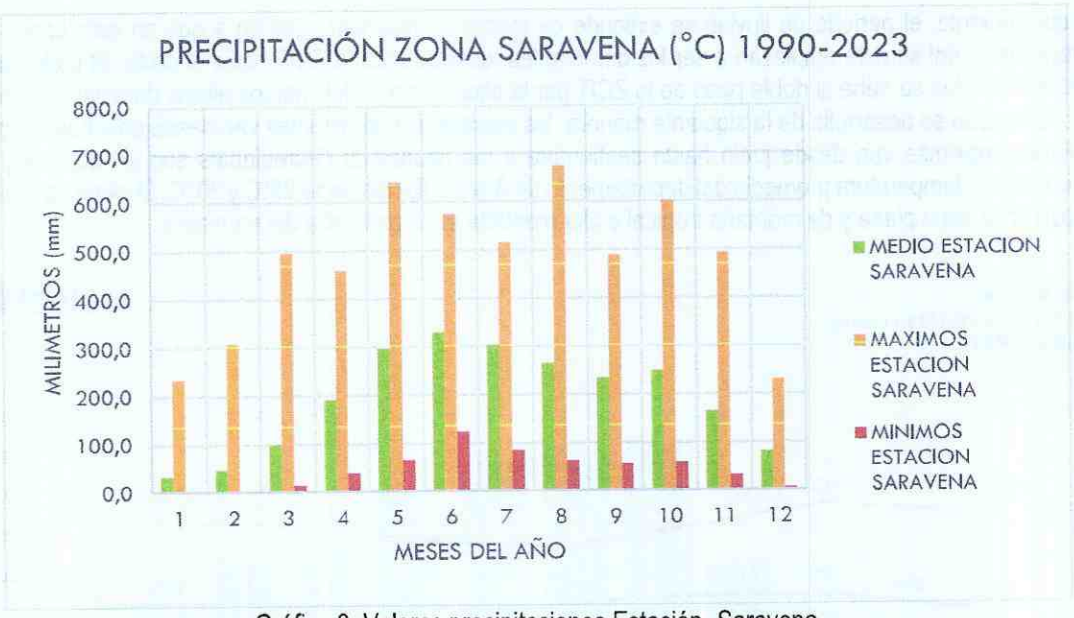


Gráfico 3. Valores precipitaciones Estación- Saravena.

Por lo anterior se puede señalar que:

- En el sector de interés, la tendencia es a llover al menos el 58% del año.
- La diferencia de precipitación entre el mes menos lluvioso y más lluvioso del año está en un orden de 0,3 – 673,1 mm y este cambio se da entre los meses de enero y agosto.
- La mejor época para realizar intervenciones de obra civil son los meses de final e inicio de año (NOV, DIC, ENE, FEB Y MAR), dado que la probabilidad de ocurrencia de lluvias es la menor registrada.
- La época con mayor probabilidad de lluvias son los meses entre junio y agosto.

9.7.3 CURVAS IDF

Conforme a las precipitaciones relacionadas conforme a las zonas en el área de interés realizada respectivamente para el punto donde se encuentran proyectada la zona de descarga se realiza la curva IDF para los periodos de retornos correspondientes a continuación:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A # 26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

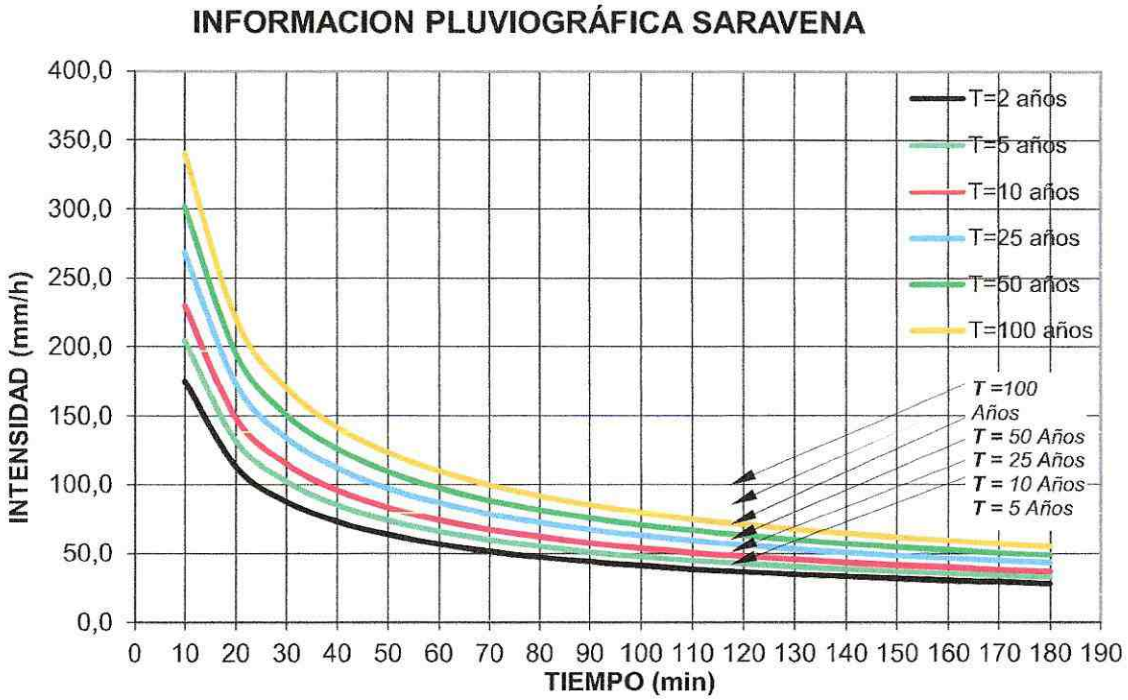


Gráfico 4. Curva de intensidad de frecuencia (IDF) vs tiempo con periodos de retorno Campus universitario – estación Saravena. Fuente propia.

9.7.4 Temperatura Mensual

La estación con registros de temperatura más cercanas al sector son Saravena. Se registran temperaturas medias de 25.9°C en la estación Saravena.

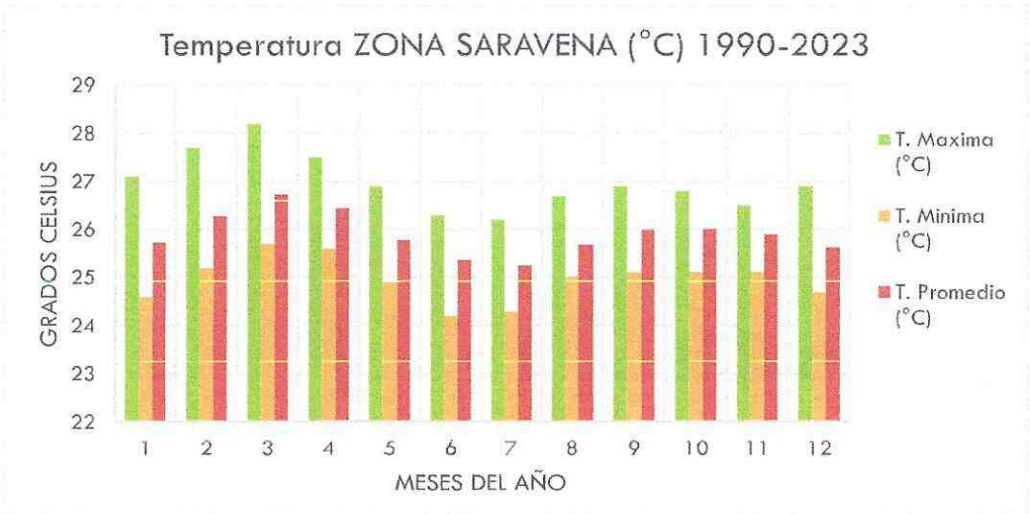


Grafico 5. Valores precipitaciones Estación- Saravena.

9.7.5 NUBOSIDAD Y SOL

Durante los meses de abril a agosto se presentan los periodos con mayor número de días de nubosidad en el municipio de Saravena, alcanzando hasta 30 días de nubosidad en el mes de mayo. Adicionalmente, los meses que presentan mayores días de sol son en los periodos de enero a febrero, presentándose hasta 2 días de sol en el periodo mencionado.

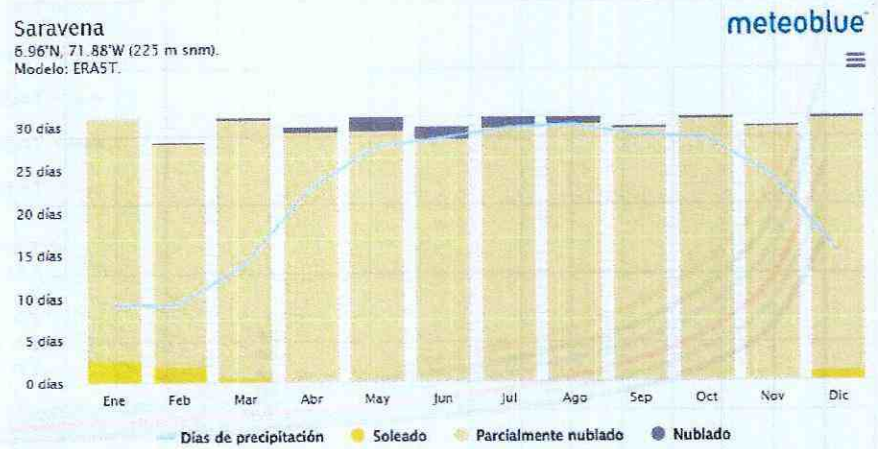


Grafico 6. Nubosidad y sol del municipio- Saravena. Fuente: Meteoblue 2025.

Los días con menos de 20% de cubierta de nubes se consideran como días soleados, con 20-80% de cubierta de nubes como parcialmente nublados y más del 80% como nublados.

9.7.6 VIENTO

El promedio de velocidad de viento anual es de 5-10 km/h, presentándose mínimo durante los 25 dias de cada mes. Los periodos de enero a marzo hay un ascenso de vientos de 10 a 20 km/h entre 5-8 días donde se contempla este parámetro.



Grafico 7. Vientos del municipio- Saravena. Fuente: Meteoblue 2025.

Saravena
6.96°N, 71.88°W (225 m snm).
Modelo: ERA5T.

meteoblue

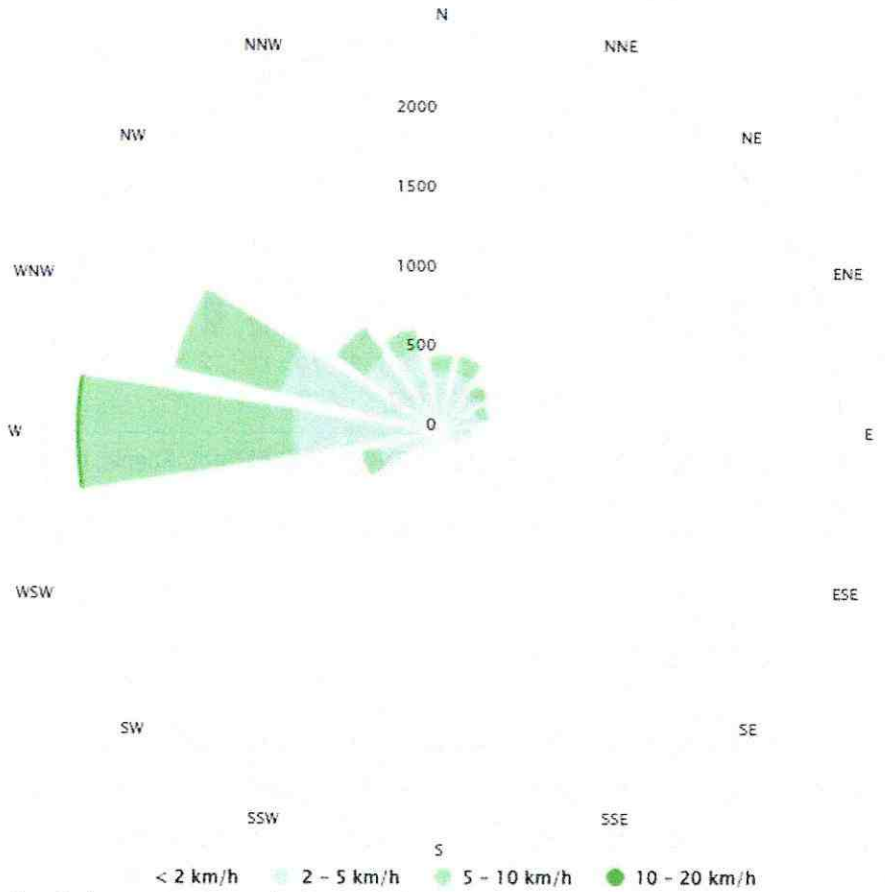


Grafico 8. Comportamiento de vientos del municipio- Saravena. Fuente: Meteoblue 2025.

Según el grafico, los Vientos para el municipio de Saravena, generalmente soplan desde las direcciones Nororeste.y oeste.

9.7.7 BRILLO SOLAR

El promedio del brillo solar arroja un valor de 116,3 según las horas de sol al dia mensual multianual

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

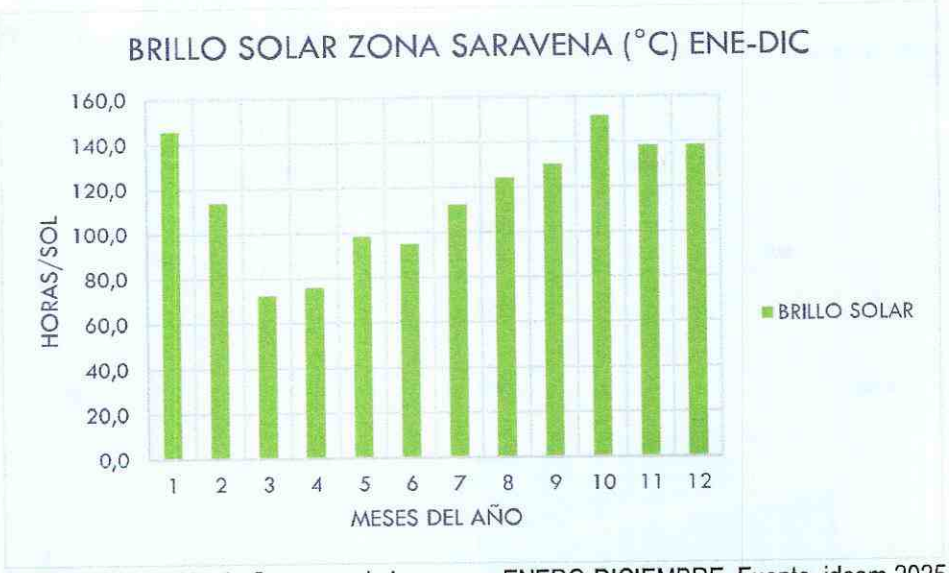


Grafico 9. Brillo solar estación de Saravena de los meses ENERO-DICIEMBRE. Fuente, ideam 2025.

En los meses de enero y octubre se presenta una intensidad alta de brillo solar con respecto a los demás meses.

9.7.8 RADIACIÓN SOLAR

La radiación solar según Global Solar atlas emite en la zona a intervenir una potencia fovoltaica especifica entre 3.8 y 3.97 kWh/kWp donde la irradiación normal directa se encuentra en un rango de 3.17-3.46 kWh/m2, esta distribución de radiación se encuentra demostrada de la siguiente manera según los porcentajes y sus percentiles:



Gráfico 10. Curva de porcentaje de potencia según la distribución fotovoltaica acumulada.

9.7.9 EVAPORACIÓN

De acuerdo a la evaporación del municipio de Saravena se demuestra en el grafico un promedio de 90 mm/mes según los 12 meses establecidos en la zona, demostrada en el mapa de calor.



Grafico 11. Evaporación zona Saravena desde enero a diciembre. Fuente, GSA, 2025.

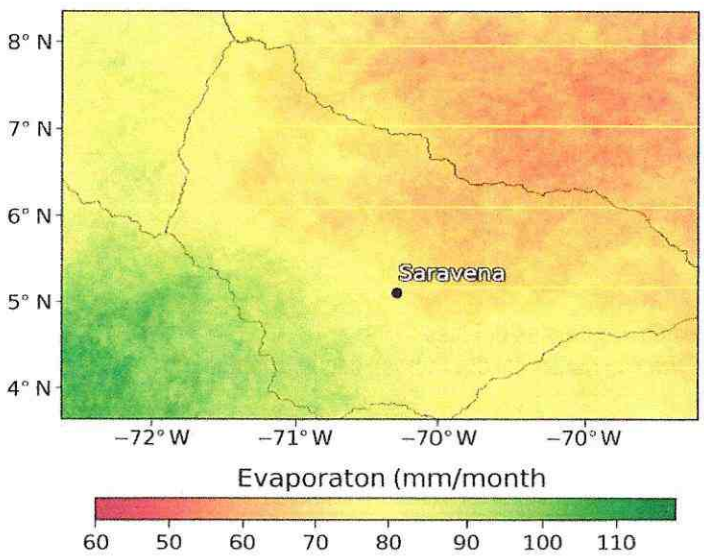


Grafico 12. Mapa de calor según evaporación mm/mes del municipio de Saravena. Fuente, GSA. 2025.

9.7.10 EVAPOTRANSPIRACIÓN

Para le evapotranspiración se utilizó el método de Thornthwaite (1948) el cual es un procedimiento empírico y climatológico para estimar la evapotranspiración potencial (ETP), basado principalmente en la temperatura media mensual del aire y la latitud del sitio (para determinar la duración media del día). Thornthwaite se apoya en la relación entre la energía disponible en la atmósfera (representada por la temperatura) y la demanda

potencial de agua por evaporación y transpiración de la vegetación, bajo condiciones de suelo con humedad suficiente.

La temperatura media mensual (T) es un indicador confiable del balance energético. La evapotranspiración potencial (ETP) depende de un índice de calor (I), que integra el efecto térmico anual. Se introducen factores de corrección por latitud, que ajustan la duración del día y la radiación incidente.
Cálculo del índice de calor mensual:

$$i = \left(\frac{T_m}{5}\right)^{1.514}$$

Donde Tm es la temperatura media mensual (°C).
Índice de calor anual:

$$I = \sum_{m=1}^{12} i$$

Cálculo del exponente "a" empírico:

$$a = 6.75 \times 10^{-7} I^3 - 7.71 \times 10^{-5} I^2 + 1.792 \times 10^{-2} I + 0.492$$

Evapotranspiración potencial mensual (mm/mes):

$$ETP_m = 16 \left(\frac{10 T_m}{I}\right)^a$$

Corrección por duración del día y número de días del mes:

$$ETP_{corr} = ETP_m \times \frac{N_d}{30} \times \frac{L}{12}$$

Donde:

- Nd/30: número de días del mes
- L/12: duración media del día (horas), según la latitud

Los valores emitidos de acuerdo a la temperatura de la estación de Saravena fueron los siguientes:

Tabla 59. Datos de evapotranspiración mm/mes estación de Saravena. Fuente. consultor 2025

Temperatura medias 1990-2023	Temperatura media mensual	Índice de calor mensual	ETP sin corrg	(N)	f= N/12	# dias del mes	Nº Dias del mes (d/30)	ETP (mm/mes)
Enero	25,72	11,94	94,30	11,65	0,97	31	1,03	94,62
Febrero	26,27	12,32	100,66	11,75	0,98	28	0,93	92,01
Marzo	26,74	12,66	106,30	11,95	1,00	31	1,03	109,40
Abril	26,45	12,45	102,84	12,15	1,01	30	1,00	104,10
Mayo	25,78	11,98	95,03	12,35	1,03	31	1,03	101,05
Junio	25,35	11,68	90,20	12,40	1,03	30	1,00	93,18
Julio	25,25	11,61	89,11	12,35	1,03	31	1,03	94,75
Agosto	25,67	11,90	93,73	12,25	1,02	31	1,03	98,86
Septiembre	26,00	12,13	97,50	12,00	1,00	30	1,00	97,50
Octubre	26,01	12,14	97,63	11,85	0,99	31	1,03	99,64

Temperatura medias 1990-2023	Temperatura media mensual	Índice de calor mensual	ETP sin corrg	(N)	f= N/12	# dias del mes	Nº Dias del mes (d/30)	ETP (mm/mes)
Noviembre	25,90	12,06	96,38	11,65	0,97	30	1,00	93,58
Diciembre	25,62	11,87	93,24	11,60	0,97	31	1,03	93,17
	J anual	144,75	a =	3,09			ETP ANUAL	1171,86



Grafico 13. Relación de evapotranspiración mm/mes con respecto a los meses del año. Fuente, consultor 2025.

9.7.11 HUMEDAD RELATIVA

De acuerdo a los datos de la estación de Saravena la humedad relativa posee un promedio de 98mm/mes según el comportamiento de acuerdo al porcentaje establecido en los 12 meses del año.

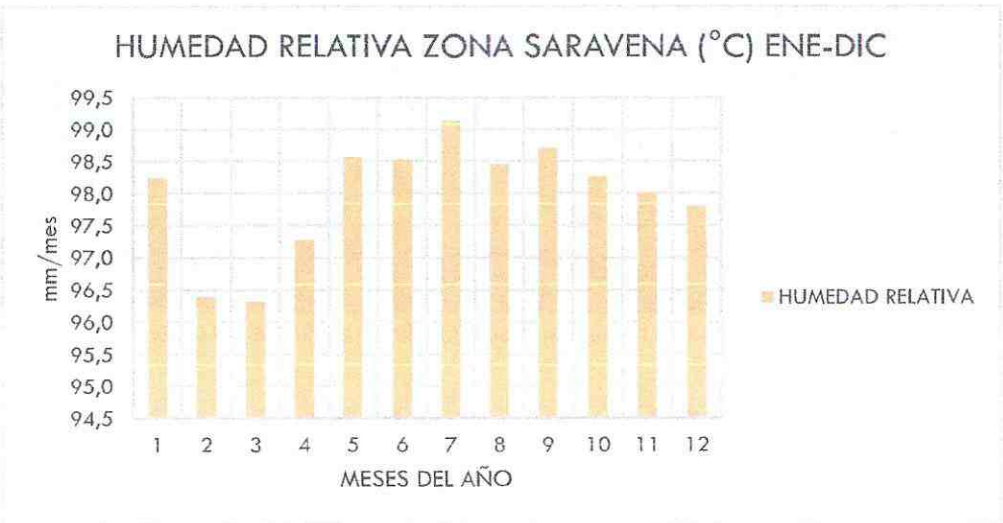


Gráfico 14. Humedad relativa estación de Saravena. Fuente ideam, 2025.

El grafico indica que los periodos donde hay menos humedad son los meses de febrero a abril con un promedio de 96.7.

La extensión y el tipo de áreas tributarias deben determinarse para cada tramo por diseñar y/o evaluar. El área propia o aferente al tramo en consideración solamente se debe incluir dentro del cálculo cuando éste aporte por escorrentía al tramo en consideración. Las áreas de drenaje deben ser determinadas por medición directa en planos topográficos, y su delimitación debe ser consistente con las redes de drenaje natural.

Para la delimitación de cuencas se utilizó el programa de Google Earth digital con delimitaciones implementadas a través de un modelo de elevación digital, igualmente con el uso de éste, se delimitaron las líneas divisorias de aguas y con los puntos de la topografía local se realizaron el entrelazamiento con cotas claves asociadas con el IGAC. Las siguientes cuencas son las halladas conforme a los diseños propuestos a continuación:

Siguiendo las recomendaciones de la norma y en la construcción de una base que nos permita identificar rápidamente el drenaje natural sobre el área de influencia del proyecto de diseño y así definir las áreas de drenaje, y con la obtención de información topográfica, curvas de nivel, se definen las áreas de drenaje del campus donde se analiza por medio del comportamiento total de la escorrentía que se proyecta hacia el punto de entrada del canal o drenaje superficial natural existente conforme al comportamiento del cauce.

- Cuenca_Campus



Grafico 15. Cueca rio para el descargue de aguas lluvias del canal.

Tabla 60. *Áreas de drenaje del estudio.*

Áreas de drenaje	
Tramo	Área m2
3	342635,00

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

Una vez asociada la información conforme a los datos identificados en campo se realizan las ecuaciones pertinentes para el cálculo de los caudales de diseño del drenaje y del comportamiento del caño frente al puente vehicular para hallar los periodos de retorno conforme a 10, 25, 50, 100 años los cuales determinaran el factor de seguridad requerido para el diseño de las estructuras a proyectar.

Las áreas tributarias que son menores a 2.50 km2, se emplea de acuerdo a el método racional para la estimación de caudales, en ella se presentan los valores de área, coeficiente de cobertura, tiempo de concentración, intensidad de precipitación y caudales para diferentes periodos de retorno.

El resultado conforme las memorias de cálculo correspondientes, hay que tener en cuenta que basado en las recomendaciones de la solicitud de datos se utiliza este método para brindar un mayor factor de seguridad por la incertidumbre de los datos en campo debido a que no se encuentran estaciones climatológicas cercanas y la zona geográfica comprende llanuras de inundación, tomando este método con el mayor caudal para brindar un factor de seguridad alto con relación a los datos analizados.

Los resultados se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla 61. Caudal de diseño cuenca campus universitario.

CURVA IDF / SECTOR HIDROLÓGICO	PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROMEDIO ANUAL A NIVEL MULTIANUAL	CUENCA ID	INFORMACIÓN FISIOGRÁFICA DE LAS CUENCAS			TIEMPO DE CONCENTRACIÓN	CURVA INTENSIDAD-DURACIÓN-FRECUENCIA		
	M		ÁREA DE DRENAJE	LONG DEL CURSO DE AGUA	ΔH COTAS	Tc	(mm/hr)		
	(mm)		(km²)	(m)	(m)	(min)	TR 25 años	TR 50 años	TR 100 años
SARAVENA	191,20	1	0,34	819,49	19,00	15,00	207,92	233,92	263,18

PARAMETRO DE ABASTRACCIÓN HIDROLÓGICA						MÉTODO DE CÁLCULO	CAUDAL DE DISEÑO			OBSERVACIONES
COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA	NÚMERO DE CURVA	POTENCIAL DE ESCORRENTIA S	Factor	ABSTRACCIONES INICIALES PO	LAG TIME		(m³/s)			
C	CN	(mm)	la	(mm)	(min)		TR 25 años	TR 50 años	TR 100 años	
0,336	59,27	174,55	0,20	34,91	9,00	Método Racional	6,66	7,49	8,43	CAMPUS UNIVERSITARIO

9.8 MODELACIÓN HIDRAÚLICA DRENAJE CAMPUS UNIVERSITARIO

Una vez asociado la ubicación del drenaje superficial a través de la topografía del campus universitario, se realiza la modelación hidráulica de las aguas rio arriba y rio abajo que conectan directamente con el canal donde se utiliza la herramienta arcgis para calcular primeramente las curvas del nivel del cauce para su comportamiento.

Luego de ello se exporta a HEC-RAS generando los resultados hidráulicos y posterior a esto se corrobora la inundación con las láminas de agua obtenidas.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #20-33 Guarataros
Arauca Arauca

9.8.1 Modelo digital de elevación (DEM)

Una vez se tenga las curvas de nivel se ingresan al software Arcgis y se genera el DEM, como se muestra en la figura. Luego se genera el eje del rio, las bancadas y las secciones.

Gráfico 16. Topografía del terreno del campus universitario, vía a través de arcgis.



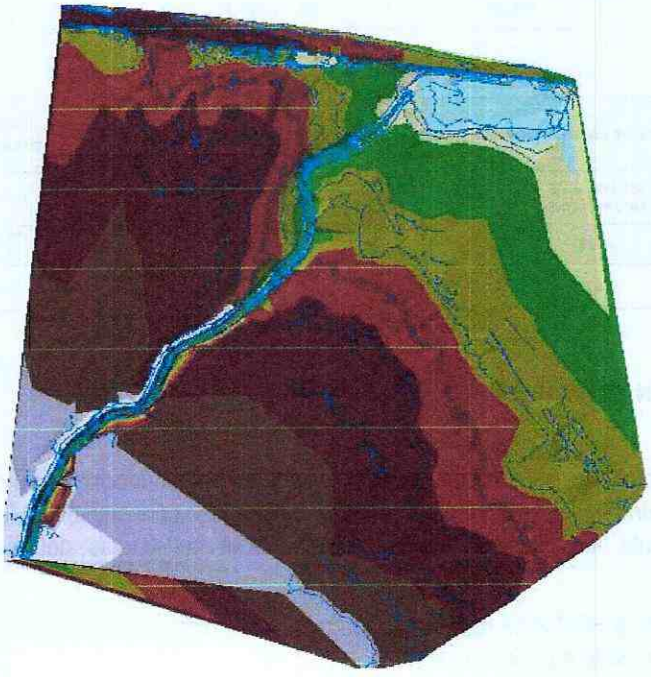


Grafico 17. Modelo digital de elevación (DEM).

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Se realiza la exportación de HEC-RAS, allí se realiza todo lo referente al caudal ingresado y las condiciones de frontera que se exponen a continuación:

- Coeficiente de rugosidad

Según la topografía ilustrada anteriormente se observa el pasto o la cobertura vegetal corta y el rastro de agua en estanquidad, por ello se toma el valor de recomendado de cauces de planicie inundada con pasto corto, es de 0,040-0,045 de acuerdo al coeficiente de rugosidad de manning.

Al momento de ingresar los valores en el software de diseño HEC-RAS se debe incluir el periodo de retorno del caudal calculado para revisar la cota de inundación, en la siguiente ilustración se demuestran los cálculos incluidos en el programa:

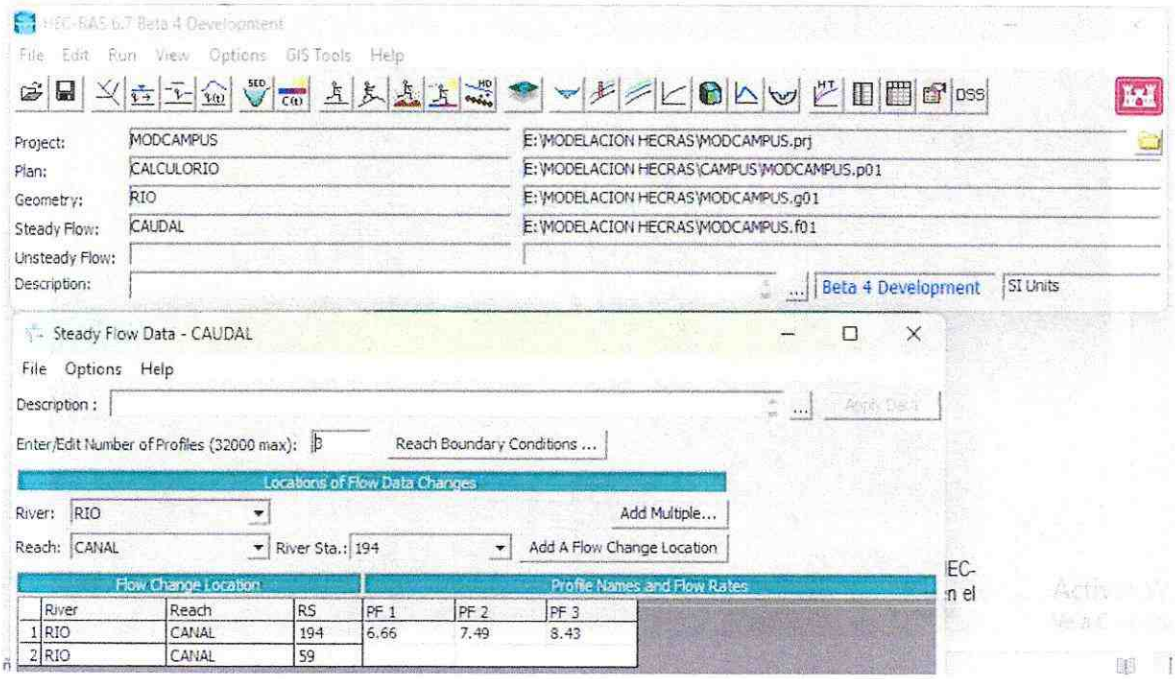


Gráfico 18. Modelo digital de elevación (DEM).

Una vez se tiene definida la geometría, las condiciones de frontera se realiza el cálculo en el programa HEC-RAS. Seguido a esto se exporta la información de los resultados, arrojando las huellas de inundación en el tramo del canal natural.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

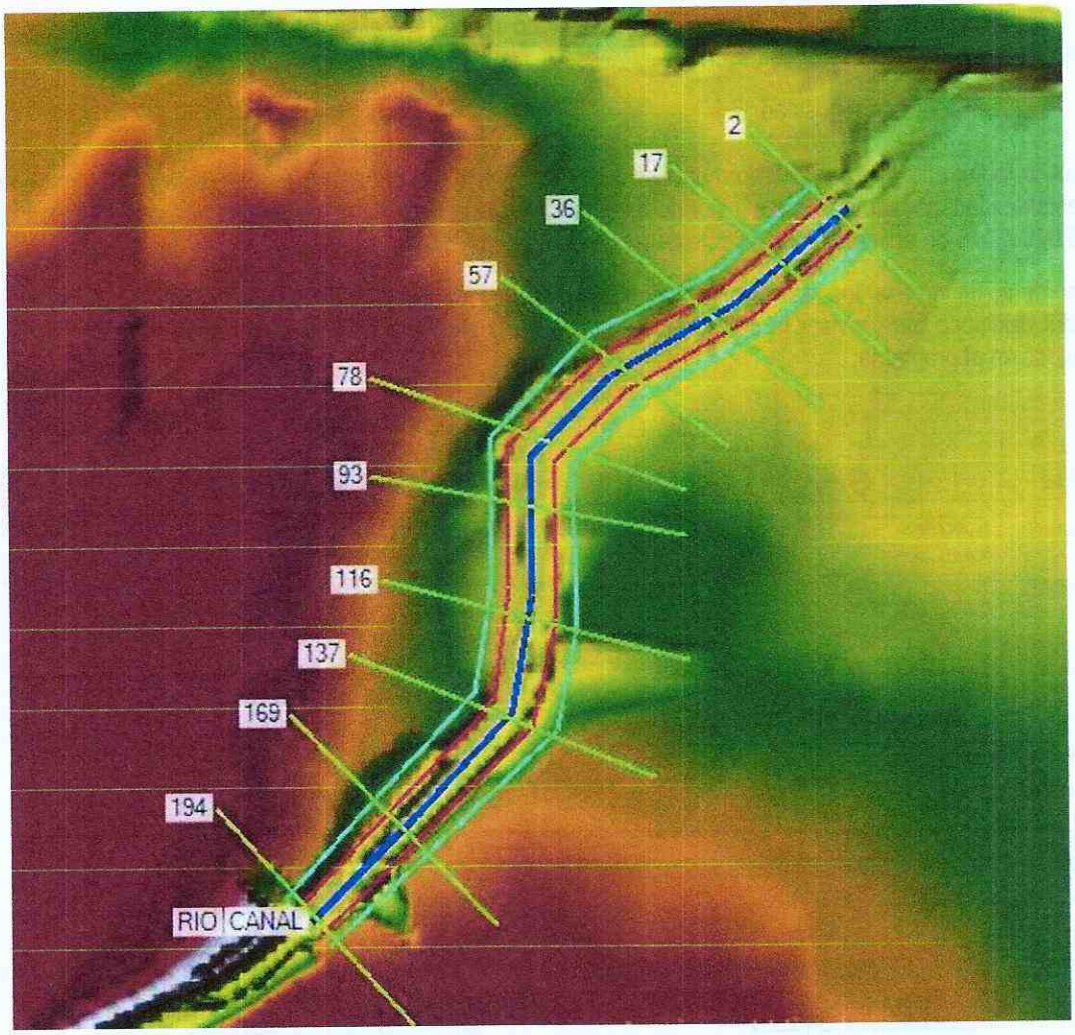


Gráfico 19. Geometría del cauce para el cálculo de inundación.

9.8.2 Resultados hidráulicos

Los resultados según HEC-RAS en cuanto al perfil de flujo, se presentan en el gráfico, y el régimen del flujo se caracteriza por ser un flujo subcrítico pues el número de Froude es menor a 1. En cuanto a velocidades para los diferentes periodos de retorno se presentan entre 0,88 y la máxima de 2,00 m/s.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
CANAL	169	PF 1	6.66	231.81	232.72	232.49	232.78	0.005283	1.12	6.15	12.91	0.50
CANAL	169	PF 2	7.49	231.81	232.53	232.53	232.71	0.022267	2.00	3.94	10.53	0.99
CANAL	169	PF 3	8.43	231.81	232.80	232.56	232.87	0.005376	1.19	7.27	14.07	0.51
CANAL	137	PF 1	6.66	231.81	232.60	232.33	232.65	0.003097	0.99	7.13	13.67	0.40
CANAL	137	PF 2	7.49	231.81	232.64	232.36	232.69	0.003121	1.04	7.69	13.94	0.41
CANAL	137	PF 3	8.43	231.81	232.68	232.40	232.74	0.003224	1.10	8.23	14.19	0.42
CANAL	116	PF 1	6.66	231.81	232.55	232.31	232.58	0.002779	0.88	8.49	19.65	0.38
CANAL	116	PF 2	7.49	231.81	232.59	232.33	232.63	0.002628	0.90	9.53	30.28	0.37
CANAL	116	PF 3	8.43	231.81	232.64	232.36	232.67	0.002522	0.92	10.88	34.00	0.37
CANAL	93	PF 1	6.66	231.81	232.43	232.25	232.50	0.005203	1.15	6.08	13.76	0.51
CANAL	93	PF 2	7.49	231.81	232.48	232.28	232.55	0.004816	1.17	6.76	14.79	0.50
CANAL	93	PF 3	8.43	231.81	232.50	232.31	232.58	0.005783	1.32	7.09	17.46	0.55
CANAL	78	PF 1	6.66	231.84	232.22	232.22	232.35	0.020839	1.68	4.28	17.07	0.95
CANAL	78	PF 2	7.49	231.84	232.43	232.24	232.48	0.003828	1.02	8.61	24.21	0.44
CANAL	78	PF 3	8.43	231.84	232.45	232.27	232.50	0.004242	1.09	9.07	25.03	0.47
CANAL	57	PF 1	6.66	231.81	232.27	232.14	232.33	0.006221	1.14	6.74	21.01	0.55
CANAL	57	PF 2	7.49	231.81	232.17	232.17	232.31	0.021060	1.76	4.75	17.99	0.97
CANAL	57	PF 3	8.43	231.81	232.31	232.19	232.38	0.007023	1.29	7.73	23.35	0.59
CANAL	36	PF 1	6.66	231.58	232.17	232.00	232.21	0.004329	1.00	8.94	36.24	0.46
CANAL	36	PF 2	7.49	231.58	232.05	232.05	232.19	0.019643	1.76	4.99	23.40	0.94
CANAL	36	PF 3	8.43	231.58	232.23	232.09	232.27	0.003961	1.03	10.90	36.71	0.45
CANAL	17	PF 1	6.66	231.41	231.97	231.97	232.06	0.018688	1.53	5.15	28.40	0.89
CANAL	17	PF 2	7.49	231.41	231.98	231.98	232.09	0.019046	1.61	5.65	30.45	0.91
CANAL	17	PF 3	8.43	231.41	231.99	231.99	232.11	0.023220	1.79	5.75	31.12	1.00
CANAL	2	PF 1	6.66	231.22	231.59	231.56	231.66	0.016059	1.39	6.08	37.82	0.82
CANAL	2	PF 2	7.49	231.22	231.60	231.57	231.68	0.016363	1.44	6.60	38.01	0.83
CANAL	2	PF 3	8.43	231.22	231.56	231.57	231.71	0.033070	1.88	5.23	33.46	1.16

Tabla 62. Resultados de modelación hidráulica para inundación del drenaje superficial natural.

Posterior a ello refleja huellas de inundación entre los 10 y los 30 metros debido a que se encuentran unos perfiles de una profundidad máxima hasta de 60 centímetros, el cual se una altura considerable generando descargas en las zonas aledañas del drenaje según los cálculos de periodos de retorno desde los 25,50 hasta los 100 años.

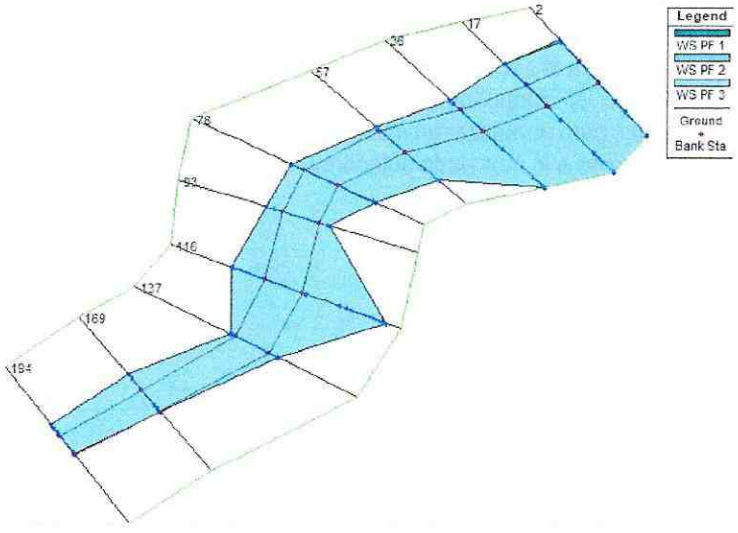


Gráfico 20. Modelación hidráulica de huella de inundación vista en planta, canal natural campus universitario.

En el perfil en la sección transversal de la cota de inundación en la abcisa 0+100 del canal natural dentro de la modelación hidráulica donde se tiene proyectado realizar un espacio para el acceso peatonal del campus se demuestra que se encuentra a 232,67 para un periodo máximo de retorno de 100 años para el comportamiento hidráulico de la inundación, demostrando una descarga de flujo alta de acuerdo a la sección permisible del canal natural que se encuentra actualmente, para el desplazamiento del cauce aguas abajo.

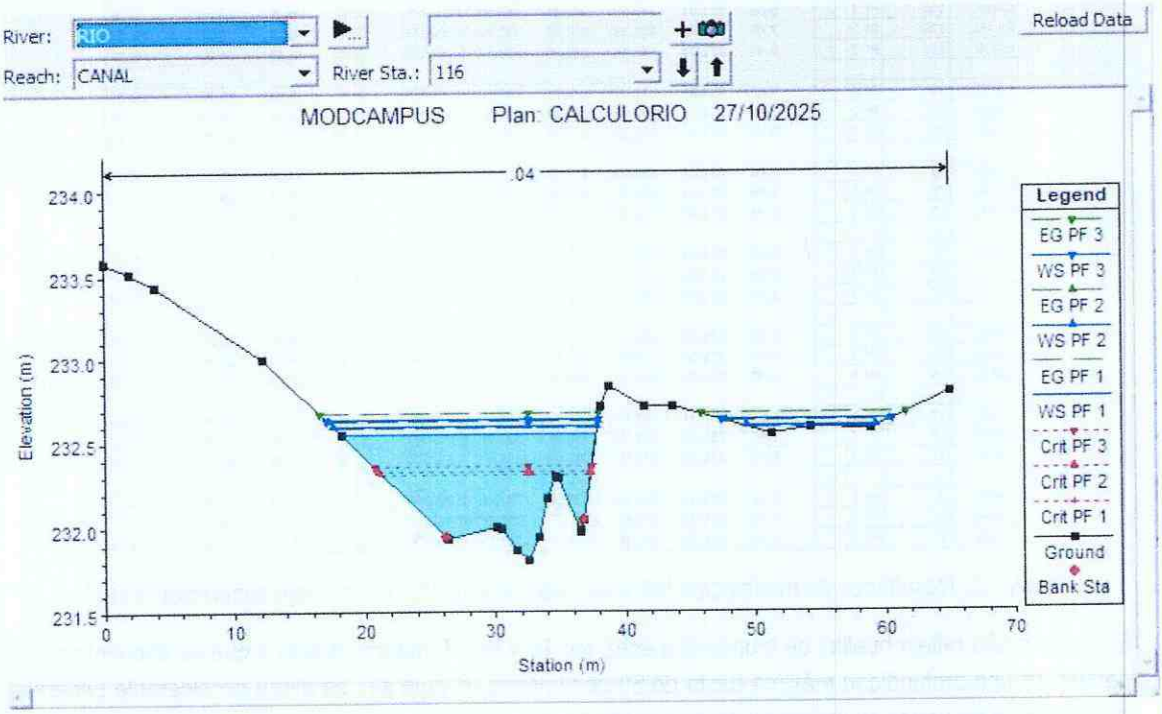
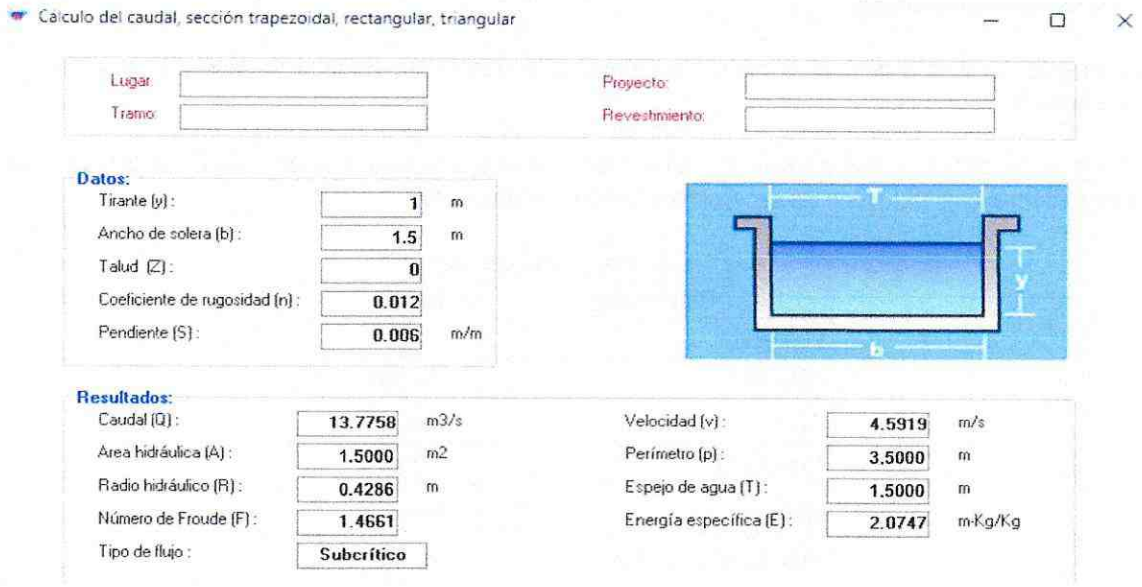


Gráfico 21. Sección transversal Cota de inundación para la sección del canal natural del campus universitario.

Según lo establecido en la modelación hidráulica se realiza un análisis de la consideración según el programa H-canales del caudal máximo para el periodo de retorno de 100 años el cual permitirá una sección de un canal proyectado para abarcar mejor el comportamiento de las aguas abajo desde la sección contemplada para optimizar el transporte del flujo para garantizar un manejo idóneo para el cauce el cual no permitiría la descarga hacia zonas aledañas de acuerdo a lo modelado anteriormente:

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

Gráfico 22. Sección de canal proyectada hidráulicamente por programa H-canales según la sección requerida en el punto a intervenir.



Se permitirá el canal de una altura de 1 metro x un ancho de 1.50 metros según la pendiente que se establece de acuerdo a la modelación y la topografía existente, siendo la velocidad máxima del flujo 4,59 m/s sea garante para que su flujo transcurra de acuerdo al periodo de retorno proyectado en el modelo hidráulico.

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

10. INSTALACIONES HIDRÁULICAS Y SANITARIAS

10.1 Criterios de diseño

Los criterios de diseño para el componente hidráulico lo conforman: Sistema de Unidades y Códigos / Estándares Aplicables etc.

Sistema de Unidades: Todos los cálculos del pre-dimensionamiento se realizaron usando las unidades del sistema internacional (S.I.), con las excepciones que se indican a continuación.

Tabla 63. Sistema de Unidades empleado

Dimensión	Unidades
Longitud	m
Diámetro	in, mm
Área	ha, m^2
Velocidad	m/s
Caudal	l/s, m^3/s
Intensidad de la lluvia	mm/h

Códigos / Estándares Aplicables

- Normas Técnicas Colombianas, NTC (Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC)
- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS (Ministerio de Desarrollo Económico - Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico 2017)
- Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia, de la zona.

10.2 Características de toma y entrega de aguas

El proyecto se abastecerá mediante el agua suministrada por el acueducto local. El punto hidráulico para el suministro incluye la instalación, prueba y conexión de la tubería y accesorios requeridos para garantizar el abastecimiento de agua a los aparatos sanitarios y demás puntos de consumo del proyecto.

La red de desagüe de aguas residuales sanitarias se proyectará en tubería de PVC, la cual conducirá las aguas servidas hacia las cajas de inspección correspondientes, para luego ser descargadas al sistema de alcantarillado existente en la zona.

10.3 Cálculo de las redes de suministro de agua potable

8.3.1. Caudal de diseño

Para estimar los diámetros y caudales de diseño de las redes de suministro se ha empleado el método de las unidades de consumo, definido por el Código Colombiano de Fontanería, Norma ICONTEC 1500, teniendo en cuenta que se instalarán aparatos de tanque, así:

Tabla 64. Unidades de consumo y diámetro mínimo

Unidades de Consumo		
Aparato	**Diámetro (")**	**Unidades de consumo**
Inodoro (tanque)	1/2	5
Inodoro (Fluxómetro)	1 ¼	6
Orinal	1/2	2
Lavamanos	1/2	2
Fregadero	1/2	2

Fuente: Código colombiano de Fontanería NTC 1500

El caudal se estimó con las siguientes ecuaciones según el tipo de aparato y hasta 240 U.C.

Para aparatos comunes

$$Q = 0{,}1163(UC)^{0{,}6875}$$

Para el cálculo de cada tramo, se sumaron las unidades propias y acumuladas de los aparatos hasta dicho tramo, a partir del punto más alejado de alimentación, se obtuvo el consumo acumulado, posteriormente se proyecta un diámetro y se calculan las pérdidas.

En los cálculos se definen tuberías de PVC presión, con diámetros que van desde 1/2" hasta 3", con una relación diámetro/espesor, RDE 21 o menor.

En los planos y cuadros anexos se muestran los diámetros finales de cada uno de los tramos en material de PVC. Las velocidades se calculan para que sean menores a 2.0 m/s en tuberías de menos de 2" y menores a 2,50 m/s para tuberías con diámetros mayores o iguales a 2½" según las recomendaciones dadas por la NTC 1500, esto con el fin de evitar golpes de ariete, ruidos, vibraciones y desgaste del material, además se dejará una recámara de aire en la tubería que abastece a cada uno de los aparatos.

Por medio de la fórmula de continuidad, tenemos que:

$$Q = V.A$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

Donde:

Q = Caudal, (m^3/s)
V = Velocidad, (m/s).
A = Área transversal del tubo, (m^2).

8.3.2. Pérdidas por fricción

El cálculo de la red se efectúa empleando la ecuación de *Darcy Weisbach para* estimar las pérdidas, considerando tuberías a presión, con una rugosidad de 0.00015 mm, el cual corresponde a la tubería de PVC.

Se debe garantizar que la presión en los aparatos sea mayor a 2 m.c.a para lavamanos, lavaplatos, lavaojos, y pocetas de aseo; para sanitarios y orinales debe ser mayor a 10 m.c.a.

De acuerdo con el recorrido que presenta las mayores pérdidas, también conocido como ruta crítica, se determinan los diámetros de la red. Las pérdidas se determinan empleando la ecuación de Darcy Weisbach:

$$hf = f\frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2 \cdot g}$$

Donde:

f = Factor de fricción adimensional, depende del número de *Reynolds* y de la rugosidad de la tubería (𝕀.
L = Longitud de la tubería, (m).
D = Diámetro interno, (m).
V = Velocidad media, (m/s).
hf = Pérdida por fricción, (m).
g = gravedad, (m/s²)

El factor de fricción (f) se puede encontrar usando la ecuación de Colebrook-White empleando métodos iterativos: si Re>2200

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2Log_{10}\left(\frac{Ks}{3.7d} \oplus \frac{2.51}{\mathrm{Re}\sqrt{f}}\right) \qquad f = \frac{64}{Rw}$$

Dónde:

f= Factor de fricción Adimensional.
Ks= Rugosidad Absoluta en m 15e-6 m.
D= Diámetro Interno de la Tubería en m.
Re= Número de Reynolds.

Si Re < 2200

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{V}$$

El Número de Reynolds se calcula con la siguiente ecuación:

Dónde:

v= Velocidad en m/s.
d= Diámetro Interno de la Tubería en m.
V= Viscosidad cinemática del agua en m²/s.

$$h_m = K_m\frac{V^2}{2g}$$

Para el cálculo de las pérdidas menores se emplea la siguiente ecuación:

Dónde:

hm= Pérdida menor en m. Velocidad en m/s.
Km= Coeficiente de pérdidas menores del accesorio.
V= Velocidad en m/s.

Para determinar el Coeficiente de pérdidas menores de los accesorios se consultó la información del Texto "Hidráulica General" de Gilberto Sotelo Ávila. Capítulo 8 Resistencia al flujo en conductos a presión o "Hidráulica de Tuberías" de Juan G. Saldarriaga Anexo 2 Capitulo 2 Diseño de Tuberías Simples.

El cálculo de la ruta crítica se efectuó mediante la aplicación del teorema de BERNOULLI.

$$\frac{P_1}{\rho}+\frac{v_1^2}{2}+z_1=\frac{P_2}{\rho}+\frac{v_1}{2}+z_2+H(A-B)$$

8.3.3. Pérdidas por accesorios

Las pérdidas por accesorios se determinan por longitud equivalente de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 65. Longitudes equivalentes de los accesorios tipo con diferente diámetro

Accesorio	longitud Equivalente						
	Ø = 1/2"	Ø = 3/4"	Ø = 1"	Ø = 1 1/2"	Ø = 2"	Ø = 3"	Ø = 4"
Codo 90°	0.6	0.9	1.2	1.8	2.4	3.8	5.1
Tee salida lateral	0.6	0.9	1.2	1.8	2.4	3.8	5.1
Tee salida bilateral	1.2	1.9	2.6	4	5.2	8.4	11.4
Tee paso directo	0.1	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.9
Valv. check	1.6	2.4	3.2	5	6.6	10.5	14.2
Valv. Compuerta	0.2	0.2	0.3	0.5	0.7	1	1.4
Valv. Cierre rápido	4.8	7.3	9.9	15.4	20.2	32.3	43.8
Red 1" - 3/4"		0.2					
Red 3/4" - 1/2"	0.3						

Fuente: Diseños hidráulicos, sanitarios y de gas en edificaciones

Trazado de la red de agua potable

Para el trazado de las redes de suministro de agua de potable se tienen en cuenta las siguientes consideraciones:

- La red de agua potable alimentará las baterías de baños (lavamanos, sanitarios y duchas).
- Las entregas y cambios de dirección en la red de agua de servicio se realizan con accesorios a 90° en PVC presión.
- Las tuberías de agua potable se instalarán a una distancia mínima de 0,30 m en sentido horizontal y de 0,30 m en vertical de las tuberías de aguas residuales.
- La red estará provista de válvulas de corte a la entrada de la edificación y en cada batería de baños.
- Los aparatos se conectarán a la red de suministro con accesorios adecuados para tal fin, acorde con los manuales de instalación suministrados por el proveedor del mismo.

- Las tuberías del sistema de suministro de agua de servicio deben ser ensayadas con agua para verificar la calidad de la construcción y la hermeticidad de las tuberías. Para tal fin se debe realizar una prueba en cada tramo a una presión mínima de 1000 kPa, durante un periodo de cuatro horas y sostenerla con una tolerancia del 2%, de acuerdo con lo establecido en la NTC 1500.

8.3.4. Dimensionamiento de la red

Tabla 66. Simulación red de agua potable

TRAMO	UND HUNTER	DIAM. REAL	DIAM. PULG	GASTO LT/SEG	VEL M/S	MATERIAL TUBERÍA	LONGITUD TUBERÍA	Rugosidad Absoluta	Viscosidad Cinemática	Suma Km	Re	f	PERDIDA FRICCIÓN	PERDIDA ACCS	PERDIDA TOTAL	DIF ALTURA	PRESIÓN FINAL
		m	m					m	m2/s				hf(m)	hm			
RUTAS CRITICAS																	15,00
1-2	2	0,02	1/2"	0,18	0,85	PVC	2,06	0,0000015	0,00	2,40	12430	0,03	0,14	0,089	0,23	4	19,23
2-3	4,00	0,02	1/2"	0,30	1,37	PVC	0,93	0,0000015	0,00	1,20	19984	0,03	0,14	0,115	0,26	0	19,48
3-4	9,00	0,03	1"	0,52	0,81	PVC	1,28	0,0000015	0,00	1,20	20300	0,03	0,04	0,040	0,08	0	19,56
4-5	13,00	0,03	1"	0,67	1,05	PVC	3,54	0,0000015	0,00	10,40	26116	0,02	0,17	0,581	0,75	0	20,31
5-6	15,00	0,03	1"	0,74	1,15	PVC	4,62	0,0000015	0,00	1,20	28805	0,02	0,26	0,082	0,34	0	20,65
6-7	57,00	0,04	1 1/2"	1,83	1,22	PVC	3,36	0,0000015	0,00	1,80	46869	0,02	0,12	0,138	0,26	0	20,92
7-RB	91,00	0,04	1 1/2"	2,53	1,69	PVC	1,7	0,0000015	0,00	1,80	64573	0,02	0,11	0,261	0,37	0	21,29

27

- Rugosidad = 0.00015
- Viscosidad = 0.00000114

8.3.5. Bombas a presión

Para garantizar que el sistema de suministro de agua a presión sea factible a la hora de utilizar los aparatos sanitarios anteriormente mencionados, se debe realizar el cumplimiento de las presiones establecidas según la *tabla n° 4 Simulación red de agua potable* en la sección de la presión final para cada tramo conforme a la ruta crítica de las baterías sanitarias. Para ellos se realiza el cálculo de la potencia requerida conforme a los datos mencionados anteriormente.

$$\text{POTENCIA} = \frac{Q \times Y \times Ht}{76 \times n}$$

Arrojando el siguiente resultado:

$$\text{POTENCIA} = \frac{1,64 \times 1,0 \times 23,0}{} = 0,77 \text{ HP}$$

76 x 65

Teniendo en cuenta el resultado obtenido se evidencia que se necesita 2 bombas en paralelo de 1 hp de potencia para el sistema, ya que la red de distribución al momento de realizarse algún mantenimiento preventivo por cada bomba esta suplirá de manera intermitente a la que esté en marcha sin afectar su funcionamiento. La cabeza dinámica total del equipo CDT es de 23 m.c.a y el caudal requerido es de 40 gpm.

8.3.6. Tanques de distribución

Según la normativa técnica colombiana NTC -1500 se debe garantizar como mínimo 2 días de almacenamiento por cada componente hidráulico a suplir, esto en base al consumo general en la evaluación de consumos como se muestra a continuación:

Tabla 67. Evaluación de consumos, fuente NTC-1500

EVALUACIÓN DE CONSUMOS			
Gabinetes	250	gpm	Minutos
Rociadores LEVE	0,1	gpm/pie2	pies2
Rociadores ORDINARIO 1	0,15	gpm/pie2	pies2
Industrias	80	litros/trabajador	Trabajadores
Comercio	20	litros/m2	m2
Mercancías secas	20	litros/m2	m2
Casas de abasto	20	litros/m2	m2
Peluquerías	20	litros/m2	m2
Pescaderías	20	litros/m2	m2
Mercados	15	litros/m2	m2
Vivienda	150	litros/habitante/día	Habitantes
Universidades	50	litros/persona/día	Personas
Internados	250	litros/persona/día	Personas
Hoteles (a)	500	litros/habitación/día	Habitaciones
Hoteles (b)	250	litros/cama/día	Camas
Oficinas	90	litros/persona/día	Personas
Hospitales	600	litros/persona/día	Personas
Prisiones	600	litros/persona/día	Personas
Lavanderías	48	litros/Kg ropa	kg
Lavado carros	400	litros/carro/día	Carros
W.C. publico	50	litros/hora	Horas
W.C. intermitente	150	litros/hora	Horas
Circos	1	litro/espectador	Espectadores
Hipódromos	1	litro/espectador	Espectadores
Parques de atracciones	1	litro/espectador	Espectadores
Estudios	1	litro/espectador	Espectadores

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guaratarros
Arauca Arauca

EVALUACIÓN DE CONSUMOS			
Velódromos	1	litro/espectador	Espectadores
Autódromos	1	litro/espectador	Espectadores
Plazas de toros	1	litro/espectador	Espectadores
Cabarets	30	litros/m2	m2
Casinos	30	litros/m2	m2
Salas de baile	30	litros/m2	m2
Cines	3	litros/silla	Sillas
Teatros	3	litros/silla	Sillas
Auditorios	3	litros/silla	Sillas
Estaciones de servicio	VER	NTC 1500	
Bares y cafeterías < 30 m2	1500	litros/m2	m2
Bares y cafeterías < 60 m2	60	litros/m2	m2
Bares y cafeterías < 100 m2	50	litros/m2	m2
Bares y cafeterías > 100 m2	40	litros/m2	m2
Riego piso	1	litros/m2	m2
Riego jardín	2	litros/m2	m2
Piscinas	300	litros/persona	Personas
Duchas piscina	60	litros/persona	Personas

Dado a las siguientes condiciones, se toma la información pertinente conforme al sitio y la localización del proyecto, proporcionando un factor de consumo general para la acumulación de volumen de agua.

Tabla 68. Consumo general y cálculo de volumen de tanques, fuente propia.

PARÁMETROS RESUMEN		
CG L/Día	DÍAS DE ALMACENAMIENTO	VOLUMEN TOTAL
8400	2	16800

10.4 Cálculo de las redes de aguas residuales

8.4.1. Aguas residuales

Para el cálculo de los diámetros de las redes de aguas servidas se utilizó el método de las unidades de descarga, definido por el Código Colombiano de Fontanería, Norma ICONTEC 1500, así:

Tabla 69. Unidades de descarga

Unidades de Consumo		
Aparato	**Diámetro (")**	**Unidades de consumo**
Inodoro (tanque)	4	4

Unidades de Consumo		
Inodoro (Fluxómetro)	4	6
Orinal	2	4
Lavamanos	2	2
Fregadero	2	2

Fuente: NTC 1500

8.4.2. Hidráulica de los desagües

Se obtiene el cálculo para las tuberías horizontales y conducciones de desagües con flujo libre se realizó mediante la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} \otimes Rh^{2/3} \otimes S^{1/2} \otimes A$$

Donde:

R Radio Hidráulico de la sección
S Pendiente Longitudinal
A Área de la sección
n Coeficiente de Rugosidad

El cálculo de las bajantes de aguas lluvias se realizó mediante la fórmula:

$$Q = 1754 * d^{8/3} * r^{5/7}$$

Donde:

r = 7/24 Relación de área del anillo de agua y la sección
d = Diámetro en pulgadas

Requisitos generales para el diseño del sistema de desagüe de acuerdo con la norma NTC ICONTEC 1500.

- Los empalmes de desagüe final y de los ramales de desagüe se harán a un ángulo no mayor de 45°.
- La pendiente de los ramales de desagüe debe ser tal que garantice su capacidad para evacuar el caudal de diseño, con una velocidad comprendida entre 0.6 m/s y 5 m/s.
- El diámetro de un ramal horizontal o una bajante no puede ser menor del que lo precede.
- Las dimensiones de los ramales de desagüe y bajantes se calcularán tomando como base el gasto relativo que pueda descargar cada aparato sanitario, denominado "unidades de descarga", de acuerdo con lo establecido en la NTC 1500.

Otras consideraciones de diseño

- El número de Froude NF debe ser: 0,9>NF Y NF>1.1
- La fuerza tractiva debe ser mayor a 0.15 kg/m2
- La relación D/Do debe ser menor a 0.5.
- Se adoptó un coeficiente de rugosidad n = 0.010 para PVC
- La relación Q/Qo debe ser menor a 0.85 para aguas residuales. El sistema de drenaje para la recolección de aguas de las zonas especificadas está compuesto por cajas de inspección y tuberías que conducen las aguas contaminadas hasta una red que entregará al sistema de alcantarillado que exista en la zona.

8.4.3. Dimensionamiento red de aguas residuales

TRAMO		UNIDADES	CAUDAL	DIÁMETRO	PENDIENTE	MATERIAL	Q. TUBO LLENO	V. TUBO LLENO	Q/qo	LONGITUD	D	COTAS CLAVES		v/V	V. REAL	F. TRACTIVA
RUTAS CRITICAS																
1	2	2,00	0,96	2	1	PVC-S	1,22	0,6	0,78	1,35	0,01	0,00	-0,01	0,986	0,59	0,127
2	3	4,00	1,23	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,16	0,62	0,01	-0,01	-0,02	0,606	0,58	0,254
3	4	6,00	1,43	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,18	0,38	0,01	-0,02	-0,03	0,626	0,60	0,254
4	5	8,00	1,59	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,20	1,34	0,01	-0,03	-0,04	0,645	0,62	0,254
5	6	10,00	1,73	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,22	1,14	0,01	-0,04	-0,05	0,664	0,64	0,254
6	7	12,00	1,85	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,24	2,09	0,01	-0,05	-0,06	0,681	0,65	0,254
7	8	36,00	2,77	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,36	0,62	0,01	-0,06	-0,07	0,778	0,75	0,254
8	9	46,00	3,09	4	1	PVC-S	7,78	0,96	0,40	5,39	0,01	-0,07	-0,08	0,806	0,77	0,254
9	RB	122,00	4,66	6	1	PVC-S	22,98	1,26	0,20	23,96	0,01	-0,08	-0,09	0,645	0,81	0,381

Tabla 70. Simulación red de aguas residuales

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los diseños realizados se basan en dotaciones y consumos que obedecen las directrices de las resoluciones 844 de 2018, 0330 de 2017, 0799 de 2021 y 0908 de 2021, del ministerio de vivienda ciudad y territorio

- Los diseños presentados son el resultado de los estudios adelantados por la consultoría, con el cual se verifico el funcionamiento hidráulico de los componentes del sistema, estableciendo alternativas para la optimización de los sistemas, seleccionando la más favorable a nivel técnico y operativo para efectuar los diseños que hacen parte del informe presentado.

- Para suplir la demanda al periodo de diseño se propone la instalación de redes hidráulicas de 4 y 6 pulgadas respectivamente para el transporte de 9.16 – 9.56 L/s y en cumplimiento de los parámetros de calidad de agua para el abastecimiento de la demanda del proyecto.

- Se hizo necesario abordar el diseño de las redes de servicios públicos desde la totalidad del Complejo Parque de la Vida dado que el predio no tenía disponibilidad de conexión por parte de la empresa prestadora del servicio públicos ECAAAS hasta el inicio de los estudios y diseño del contrato de consultoría No. 266 de 2025, el diseño del campus universitario como primera obra de infraestructura a ejecutarse en el corto plazo requirió del diseño de las acometidas principales a través de las cuales el campus se conectará a la red municipal a partir del punto certificado en la vigencia 2025 por ECAAAS para el desarrollo de los diseños correspondientes.

- Se proyecta una nueva red de distribución para el parque de la vida, la cual se sectorizó en dos sectores hidráulicos alimentados por la red matriz principal de 6 pulgadas proyectada, las redes de los sectores hidráulicos se proyectaron en tuberías de 4 pulgadas.

- Los cálculos hidráulicos del sistema de alcantarillado sanitario diseñado para el proyecto arrojan resultados satisfactorios tanto para las condiciones iniciales y futuras. Todos los tramos están cumpliendo con los requisitos hidráulicos establecidos en el RAS y su Resolución 0330 de 2017.

- El sistema de alcantarillado proyectado desembocará en la red existente, mediante su conexión al pozo de inspección P29E. Se realizó el análisis de los caudales que confluyen en este punto, determinando que

la incorporación de los nuevos aportes cumple con los requisitos establecidos en el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) y la Resolución 0330 de 2017.

- El diseño integral del predio parque de la vida contempla un total aproximado de 2.156,92 metros lineales de tubería de 8", distribuidos en 29 tramos, todos correspondientes a redes nuevas, ya que no se contempla la utilización de redes existentes. Asimismo, se proyecta la construcción de 28 pozos de inspección, y se utilizará un pozo existente como punto de conexión con la red actualmente operativa. La ubicación de los pozos se definió estratégicamente en función de los cambios de dirección del flujo y de las necesidades técnicas de operación y mantenimiento del sistema.

- Se recomienda evitar la conexión de aguas lluvias a las cajas de inspección del alcantarillado sanitario, ya que esto puede afectar su correcto funcionamiento generando un incremento en el caudal de diseño, lo que puede provocar el colapso hidráulico de la red, también un aumento en los costos de tratamiento. Se recomienda que, durante la construcción del sistema de alcantarillado, se siga estrictamente las especificaciones del diseño, especialmente en lo relacionado con las cotas de instalación de la tubería, ya que de esto depende su correcto funcionamiento garantizando las características hidráulicas del diseño.

- El manejo de las aguas de escorrentía se realizará mediante la instalación de un sistema de sumideros estratégicamente ubicados, los cuales estarán conectados al sistema proyectado a través de una red de tuberías. Este sistema pluvial se ha diseñado con dos colectores principales, que dividen la carga hidráulica del flujo recolectado. Ambos colectores están configurados para descargar de manera controlada en drenajes existentes, garantizando una evacuación adecuada y evitando posibles desbordamientos o acumulaciones de agua en la zona intervenida. La sección 1 contiene tuberías de 8 a 36 pulgadas respectivamente y entregan en el caño la pava en la zona baja del parque de la vida. La entrega de la sección 2 abarca tuberías desde las 8" hasta las 36 " respectivamente y desembocan en el caño la pava respectivamente. Los diseños de los sumideros se establecen según los planos hidráulicos y los cálculos estructurales del presente proyecto.

- El sistema pluvial proyectado, considerando las elevaciones del terreno y la vía propuesta, se han empleado pendientes mínimas que aseguran la descarga de las aguas lluvias hacia una zona de drenaje existente. Sin embargo, en algunos tramos, dichas pendientes generan esfuerzos cortantes inferiores a los establecidos en la normativa vigente ($t > 2\ N/m^2$). Por este motivo, se recomienda realizar limpiezas periódicas en los conductos para evitar taponamientos y obstrucciones en la red pluvial. Además, se han proyectado colchones de agua en las estructuras de sumideros y cámaras de inspección, los cuales actuarán como sistemas sedimentadores, permitiendo la retención de materiales ingresados por los sumideros y reduciendo así la entrada de sedimentos a los conductos principales.

- El diseño de las redes hidrosanitarias y de aguas lluvias del campus universitario requirió del análisis y diseño del total de las zonas aferentes/tributarias que conforman las 30ha del Complejo Parque de la Vida dado que los diseños existentes del plan maestro de 2018 contemplaban la construcción de una PTAR y PTAP para el funcionamiento integral del predio, la acometida interna necesaria para llegar al punto de conexión certificado en la vigencia 2025 por parte de la empresa de servicios públicos comunitarios de Saravena -ECAAAS ESP se encuentra debidamente diseñada y forma parte de alcance técnico inicial de la primera etapa del campus universitario a ejecutarse por parte de la administración departamental.

- Teniendo en cuenta el manejo de las redes de aguas residuales, es de vital importancia que, para el mantenimiento de los pozos de inspección y sumideros, realicen los mantenimientos preventivos conforme a lo establecido en el diseño para un buen rendimiento.

- Para la instalación de las bombas es pertinente manejar todos los accesorios y equipos que están contemplados en los detalles constructivos para garantizar un funcionamiento idóneo de las mismas.

- Estas normas empleadas están regidas bajo la normativa técnica colombiana NTC-1500 con el fin de representar los procedimientos y unidades en los aparatos hidrosanitarios.

- Se propone la optimización del sistema de bombeo con el fin de recolectar las aguas residuales del campus universitario, acorde al caudal propuesto para el periodo de diseño, por lo que se deberá de realizar 6 pozos desde el punto inicial en la zona cerca a la conexión de la vía nacional y el tramo de la universidad, en donde se propone dos bombas tipo centrifugas sumergibles de 2.0 HP, para un caudal total de 12.50 L/s instalada a una profundidad mínima de 4.950 m de tal manera que la columna de agua existente dentro del pozo sea suficiente para realizar la entrega hacia el pozo de descarga ubicado a 80 metros de distancia de la estación de bombeo proyectada y que los niveles dinámicos no vayan a superar la profundidad a la cual se instale la bomba para su operación.

- Se propuso la instalación de una nueva estación de bombeo de agua residual debido a las condiciones de topografía en el municipio de Saravena en la zona del campus universitario y con la finalidad de garantizar el buen comportamiento del manejo de aguas residuales del mismo para garantizar el flujo hidráulico proyectado a 25 años.

- Este diseño se debe cumplir bajo los parámetros realizados por los cálculos realizados para su funcionamiento, obedeciendo ante las condiciones, alturas, dimensiones y longitudes respectivas para su cumplimiento hidráulico.

- Para el buen manejo de las aguas lluvias y los cauces de drenaje superficiales que se encuentran dentro del campus universitario en la zona de la cañada natural, según la modelación hidráulica realizada, se deberá proyectar un box-coulvert a la altura de la abcisa 0+100 de la vía de acceso principal con una altura de 1.50m x 1.50m, según la pendiente establecida de acuerdo a la modelación y la topografía existente, siendo la velocidad máxima del flujo 4,59 m/s, dimensiones que garantizan que el flujo de agua circule de acuerdo al período de retorno proyectado en el modelo hidráulico.

- Se recomienda realizar las excavaciones garantizando la estabilidad de taludes. En zonas profundas o con suelos de baja cohesión deberán emplearse entibados o sistemas de apuntalamiento adecuados. Se debe evitar la saturación de los taludes y prever bombeo de agua en caso de nivel freático alto.

- En los tramos donde no se alcance el recubrimiento mínimo, deberá ejecutarse protección mecánica mediante losas de concreto u otras soluciones equivalentes. El constructor debe verificar en obra las profundidades y proponer ajustes antes de la instalación definitiva de las tuberías.

- Los sumideros deben construirse en concreto reforzado, con rejillas metálicas de alta resistencia, separación máxima según diseño estructural y sistemas de anclaje que impidan su desplazamiento. Se deberá garantizar su limpieza antes de la entrega de la obra y prever accesibilidad para mantenimientos periódicos.

- Todas las conducciones deberán someterse a pruebas hidrostáticas y de estanqueidad antes de su puesta en servicio. Los ensayos deberán realizarse siguiendo normas vigentes y en presencia de la interventoría, documentando resultados en actas. Todos los materiales (PVC, accesorios, válvulas, rejillas y concreto)

deberán cumplir con las normas técnicas colombianas vigentes (NTC, RAS 2000 y resoluciones aplicables). Antes de su instalación, el constructor deberá aportar fichas técnicas y certificados de calidad.

- Durante la construcción se deberán implementar medidas de seguridad laboral, señalización en zonas de excavación y control de sedimentos para evitar arrastres hacia los cuerpos de agua.

JUAN CAMILO LEIVA MONTERREY
INGENIERO CIVIL – ESP. EN RECURSOS HÍDRICOS
M P 25202-423094 CND

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

12. BIBLIOGRAFÍA

Arauquita, A. d. (2021). *Proyecto de Acuerdo Abril de 2021.*

Cortés Martínez, F., Treviño Cansino, A., & Tomasini Ortiz, A. C. (2017). *DIMENSIONAMIENTO DE LAGUNAS DE ESATBILIZACIÓN.*

Crites, R., & Tchobanoglous, G. (2000). *Tratamiento de Aguas Residuales En Pequeñas Poblaciones.*

DANE. (s.f.).

Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. (2015). *Resolución 0631 17 Mar 2015.* Bogota.

Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio. (2017). *Resolución 0330 Junio de 2017.*

Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. (2017). *Resolución N°0330 08 JUN 2017.* Bogota.

Organización Panamericana de la Salud. (2005). *Sustainable Sanitation and Water Management Toolbox.* Obtenido de https://sswm.info/sites/default/files/reference_attachments/OPS%202005.%20Guía%20para%20el%20diseño%20de%20tanques%20sépticos.pdf

Romero Rojas, J. A. (2010). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Teoria y principios de diseño.* Escuela Colombiana de Ingeniería.

Romero Rojas, J. A. (2008). *LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.* ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA.

Romero Rojas, J. A. (s.f.). *LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE AGUAS RESIDUALES.*

Territorio, M. d. (2018). *Resolución 0844 de Noviembre de 2018.*

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

DOCUMENTOS DEL PROFESIONAL RESPONSABLE

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **JUAN CAMILO LEIVA MONTERREY** identificado con cédula de ciudadanía **1.018.492.324** de **BOGOTA D.C**, en calidad de **INGENIERO CIVIL** con matrícula profesional **No. 25202-423094 CND** inscrita en el CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA, certifico que realicé el **ITEM 1.1.9 DISEÑO REDES HIDROSANITARIAS Y AGUAS LLUVIAS** para el contrato de consultoría No. 266 de 2025 cuyo objeto es: "**ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA**", estudio que cumple con la normativa y reglamentos vigentes aplicables al área de estudio.

En consecuencia, asumo toda la responsabilidad referente al **ITEM 1.1.9 DISEÑO REDES HIDROSANITARIAS Y AGUAS LLUVIAS** realizado para el contrato referido y exonero al Departamento de Arauca, de cualquier responsabilidad, civil, penal o administrativa, por cualquier falta u omisión del presente estudio y/o diseño. Asimismo, aclaro que estos documentos no pueden ser modificados sin mi autorización una vez sea viabilizado el proyecto. Declaro que asumo la responsabilidad por los perjuicios que por causa de ello puedan presentarse, dejando constancia que esta responsabilidad solo compete a la información contenida en los planos e informes debidamente firmados que conforman el estudio y/o diseño recibido a satisfacción.

Acepto y reconozco que la revisión efectuada por la Interventoría CONSORCIO INTERDISEÑOS (Contrato No. 289 de 2025) constituye una verificación del cumplimiento de las normas aplicables. Anexo copia de mi matricula profesional y certificado de vigencia de esta.

Se expide a los DIECINUEVE (19) días del mes de DICIEMBRE de 2025.

Atentamente,

JUAN CAMILO LEIVA MONTERREY
Cédula de Ciudadanía No. 1.018.492.324
Ingeniero Civil
Matrícula Profesional No. 25202-423094 CND

consorciocampusuniversitario@gmail.com
+57 321 4624749
Carrera 15 A #26-33 Guarataros
Arauca Arauca

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Matrícula Profesional No.
25202-423094 CND
Fecha de Expedición: **27/05/2019**

Nombre:
JUAN CAMILO
LEIVA MONTERREY

Identificación:
C.C. 1018492324

Profesión:
INGENIERO CIVIL

Institución:
FUNDACION UNIVERSITARIA
AGRARIA DE COL. - UNIAGRARIA



Este es un documento público expedido en virtud de la Ley 842 de 2003, que autoriza al titular a ejercer como Ingeniero en el Territorio Nacional.

DIRECTOR GENERAL

En caso de extravío debe ser remitida al COPNIA. Calle 78 No. 9-57 primer piso
Línea Nacional: 01 8000 116590

CONTRATO DE CONSULTORÍA
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-4019269

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que JUAN CAMILO LEIVA MONTERREY, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1018492324, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 25202-423094 desde el 27 de Mayo de 2019, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 830.

2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.

3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**

4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.

5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los treinta y uno (31) días del mes de Octubre del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Dario Ochoa Arbeláez

Firmal del titular (*)

(*)Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

UNIVERSIDAD CATÓLICA de Colombia

Vigilada Mineducación

Personería Jurídica: Resolución del Ministerio de Justicia No. 2271 de Julio de 1970

Acreditación Institucional de Alta Calidad: Resolución [illegible] de septiembre de 2019 expedida por el Ministerio de Educación Nacional

CONSIDERANDO QUE:

JUAN CAMILO LEIVA MONTERREY

C.C 1018492324 BOGOTÁ D.C.

DOCUMENTO VALIDO PARA EL PROYECTO: "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

APROBÓ LOS ESTUDIOS DE POSGRADO PROGRAMADOS POR LA UNIVERSIDAD Y CUMPLIÓ CON LOS REQUISITOS EXIGIDOS POR LA LEY Y LOS REGLAMENTOS. LE CONFIERE EL TÍTULO DE

ESPECIALISTA EN RECURSOS HÍDRICOS

DOCUMENTO VALIDO PARA EL PROYECTO: "ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE ARAUCA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA"

EN TESTIMONIO DE LO EXPUESTO SE EXPIDE EL PRESENTE DIPLOMA QUE ASÍ LO ACREDITA.

BOGOTÁ D.C., SEPTIEMBRE 29 DE 2023

RECTOR

SECRETARIO GENERAL

DECANO

ANOTADO AL LIBRO 4 FOLIO NO. 179 DRIC DEL 29 DE SEPTIEMBRE DE 2023

29984



REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA

NUMERO **1.018.492.324**

LEIVA MONTERREY
APELLIDOS

JUAN CAMILO
NOMBRES

FIRMA

FECHA DE NACIMIENTO **03-OCT-1996**

TAME
(ARAUCA)
LUGAR DE NACIMIENTO

1.70 ESTATURA | **A+** G.S. RH | **M** SEXO

09-FEB-2015 BOGOTA D.C.
FECHA Y LUGAR DE EXPEDICION

REGISTRADOR NACIONAL
CARLOS ARIEL SÁNCHEZ TORRES

INDICE DERECHO

P-1500150-00682445-M-1018492324-20150326 **00436**55753A 1 44022928

CONTRATO DE CONSULTORÍA
No. 266 de 2025
ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN CAMPUS UNIVERSITARIO EN EL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA