

**Diseño Hidráulico De Un Tanque De Succión, Un Tanque De Regulación Y Red De
Distribución Para El Abastecimiento De Agua En La Urbanización Rincón De Las
Margaritas, Villavicencio - Meta**



Por:

**Cristian Herrera Leal
Jefferson Martínez Chingaté**

**Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Santo Tomás
Villavicencio
Abril
2019**

Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta

Proyecto de Aplicación en Temas de Ingeniería Civil

Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta

Por:

Cristian Herrera Leal

Jefferson Martínez Chingate

Trabajo de grado presentado como requisito para optar el título de **Ingeniero(a) Civil**

Director

Ing. Jorge Enrique Muñoz.

Codirector

Lic. Rodiel Rodríguez Díaz, M.Sc.

Facultad de Ingeniería Civil

Universidad Santo Tomás

Villavicencio

Abril

2019

AUTORIDADES ACADÉMICAS

JUAN UBALDO LOPEZ SALAMANCA, O.P.

Rector General

PADRE CESAR ORLANDO URAZÁN, O.P.

Vicerrector Académico General

FRAY JOSE RESTREPO RESTREPO, O.P.

Rector Sede Villavicencio

FRAY FERNANDO CAJICA GAMBOA, O.P.

Vicerrector Académico Sede Villavicencio

JULIETH SIERRA TOBÓN

Secretaria de División Sede Villavicencio

JHON JAIRO GIL PELAEZ

Decano Facultad de Ingeniero Civil

NOTA DE ACEPTACIÓN

JHON JAIRO GIL PELAEZ

Decano de Facultad

JORGE ENRIQUE MUÑOZ

Director Trabajo de Grado

RODIEL RODRÍGUEZ DIAZ

Codirector Trabajo de Grado

IVAN DARIO ACOSTA SABOGAL

Jurado

DEDICATORIA

Esta tesis, con la satisfacción que es para nosotros, se la dedicamos primeramente a Dios y luego a nuestros padres, que con sus esfuerzos, esmero y apoyo incondicional nos ha permitido llegar hasta este punto de nuestro crecimiento personal y profesional.

AGRADECIMIENTOS

Primeramente, agradecemos a la Universidad Santo Tomas por brindarnos el apoyo económico y el préstamo de la literatura y equipos para la realización de este proyecto. Seguidamente agradecemos al Ingeniero Iván Darío Acosta Sabogal por habernos brindado con paciencia y dedicación sus conocimientos en el área de Hidráulica; a la Ingeniera María Marcela Lozano, por sus enseñanzas en el área de costos y presupuesto; al Docente Rodiel Rodríguez Días, por el acompañamiento y enseñanza de la influencia e importancia que tiene una sociedad para su desarrollo; al Ingeniero Jairo Gómez Cardozo, por su apoyo y motivación constante en las actividades y desarrollo de este proyecto; y al Ingeniero Jorge Enrique Muñoz, por su apoyo en la guía que nos permitió desarrollar este Diseño.

RESUMEN

Este trabajo de graduación surge como respuesta a la necesidad de garantizar un suministro continuo de agua en la Urbanización Rincón de Las Margaritas, donde los habitantes de las 66 viviendas que la componen, han sido afectados por las múltiples interrupciones en el abastecimiento del vital líquido, causadas principalmente por los períodos de no lluvia, alterando la recarga hídrica del aljibe y conllevando a que el volumen demandado supere el ofertado por la fuente de captación profunda, es por ello que para suplir estas deficiencias en la prestación del servicio, se optó por el diseño hidráulico de un tanque elevado de regulación de un solo comportamiento y su respectivo tanque de succión, sujetos a las especificaciones técnicas dadas por la normatividad colombiana, sumado a una propuesta de mejoramiento de la red de distribución, obras que en conjunto se encuentran en la capacidad de almacenar y suministrar la demanda máxima de 3 días. Dentro del documento, se encuentran los resultados del estudio de suelos, social, catastral, topográfico, planos de redes, cálculos hidráulicos, cantidades de obras, análisis de precios unitarios, evaluación en prospectiva mediante el método Delphi, todo esto para que a futuro el proyecto sea complementado y se realice el diseño estructural de las obras propuestas, y la Junta de Acción Comunal pueda presentar el proyecto ante la Administración Municipal de turno, gestionando partidas presupuestales para la construcción de los elementos diseñados.

Palabras Clave: Distribución, agua, tanques, regulación, succión, red.

ABSTRACT

This graduation work arises in response to the need to provide a continuous supply of water in the Rincon de Las Margaritas urbanization, where the inhabitants of the 66 homes that have been replaced in the supply of vitality, caused mainly by non-rainy seasons , altering the water recharge of the cistern and bringing the volume required by the source of the catchment, it is also to supply these deficiencies in the provision of the service, the hydraulic design of an elevated tank was chosen for the regulation of a single behavior and its respective suction tank, subject to the technical specifications given by the Colombian regulations, added to a proposal for improvement of the distribution network, works that together are in the capacity of 3 days. Within the document, are the results of the study of soils, social, cadastral, topographic, network plans, hydraulic calculations, quantities of works, unit price analysis, prospective evaluation by the Delphi method, all this for the future. Complementary project and the structural design of the proposed works is carried out, and the Community Action Board can present the project before the Municipal Administration in turn, managing budgetary allocations for the construction of the appropriate elements.

Key Word- *Distribution, water, tanks, regulation, suction, network.*

TABLA DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS.....	6
RESUMEN	7
ABSTRACT	8
1. INTRODUCCIÓN.....	24
1.1 Motivación y Formulación Del Problema	24
1.2 Finalidad	26
1.2.1. Objetivo General.....	26
1.2.2. Objetivo Específicos.....	26
1.3 Aportes del Trabajo	27
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA Y CIENTÍFICA.....	28
2.1. Marco Teórico	28
2.1.1. Tanques de Almacenamiento.....	28
2.1.1.1. Tanques elevados	28
2.1.1.2. Tanques semisuperficiales.....	28
2.1.2. Número de Reynolds	29
2.1.3. Cavitación.....	30
2.1.4. Redes de Distribución.....	30
2.1.5. Curva Característica de una Bomba	30
2.1.6. Curva Característica de Operación del Sistema	30
2.1.6.1. Punto de operación	31
2.1.7. Tubería de Succión	31
2.1.8. Método Delphi.....	32
2.1.9. Capacidad Portante	32

2.2.	Marco Legal.....	33
2.3.	Estado del Arte	33
2.3.1.	Antecedentes de la Urbanización Rincón de Las Margaritas	36
2.3.1.1.	Sistema de abastecimiento actual de la Urbanización.....	37
2.4.	Marco Geográfico.....	39
3.	METODOLOGÍA EXPERIMENTAL	40
3.1.	Descripción de Etapas y Criterios de Diseño	41
3.1.1.	Levantamiento Topográfico y Catastral de la Urbanización	41
3.1.2.	Verificación de las Especificaciones y Trazado de la Red Actual de Suministro	45
3.1.2.1.	Reparación de los apiques realizados en el sector.....	47
3.1.2.1.1.	Diseño de mezcla	47
3.1.3.	Estudio Catastral y Social.....	55
3.1.4.	Diseño Hidráulico.....	57
3.1.4.1.	Proyección y población de diseño	57
3.1.4.2.	Asignación del nivel de complejidad	65
3.1.4.3.	Período de diseño	66
3.1.4.4.	Dotación neta mínima	66
3.1.4.5.	Corrección de dotación.....	67
3.1.4.5.1.	Dotación neta máxima	68
3.1.4.6.	Pérdidas del sistema	69
3.1.4.7.	Dotación bruta	69
3.1.4.8.	Proyección de las demandas de agua	70
3.1.4.9.	Parámetros de diseño y cálculo de demandas de agua (Qmd, QMD, QMH)	72

3.1.4.10.	Determinación de la capacidad de los tanques de regulación y de succión	73
3.1.4.11.	Diseño de desagüe tanque de succión	88
3.1.4.12.	Sistema de bombeo desde la fuente de captación al tanque de succión..	92
3.1.4.13.	Análisis hidráulico del sistema actual de suministro y selección de la altura mínima de la lámina de agua para el tanque de regulación	103
3.1.4.13.1.	Continuidad de masa red actual	106
3.1.4.13.2.	Conservación de energía red actual	113
3.1.4.14.	Simulación en EPANET del sistema actual de suministro con la incorporación del tanque elevado de regulación	118
3.1.4.15.	Sistema de bombeo desde el tanque de succión al tanque de regulación	123
3.1.4.16.	Propuesta de la nueva red de distribución para la Urbanización	130
3.1.4.17.	Análisis hidráulico de la red propuesta de suministro	132
3.1.4.17.1.	Continuidad de masa en la red propuesta	133
3.1.4.17.2.	Conservación de energía para la red propuesta	142
3.1.4.18.	Simulación en EPANET de la red propuesta de suministro, con la incorporación del tanque elevado de regulación	143
3.1.5.	Análisis de Precios Unitarios en la Instalación de la Red Propuesta de Suministro y Elementos Hidráulicos de los Tanques de Succión y Regulación	145
3.1.6.	Evaluación en Prospectiva de la Necesidad Social del Proyecto, Empleando el Método Delphi y Matrices de Impacto Cruzado	147
3.1.7.	Estudio de Suelos	149
3.1.8.	Cronograma de Obra para la Red Propuesta	150
3.1.8.1.	Diagrama de Gantt	150
3.1.8.2.	Diagrama de Pert	152

3.2.	Descripción de los productos finales	155
3.2.1.	Plano Topográfico y Catastral de la Urbanización	155
3.2.1.1.	Cartera de campo del levantamiento topográfico.....	157
3.2.2.	Plano de la Red Actual de Distribución.....	159
3.2.3.	Dosificación del Diseño de Mezcla	160
3.2.4.	Estudio Catastral y Social.....	161
3.2.5.	Diseño Hidráulico del Tanque de Succión	166
3.2.6.	Sistema de bombeo desde la fuente de captación al tanque de succión (semi superficial).....	171
3.2.7.	Diseño Hidráulico del Tanque de Regulación.....	174
3.2.8.	Sistema de Bombeo desde el Tanque de Succión al Tanque de Regulación	178
3.2.9.	Análisis Hidráulico en la Red Actual de Suministro.....	181
3.2.10.	Diseño de la Nueva Red de Suministro	183
3.2.11.	Análisis Hidráulico para la Red Propuesta de Suministro	184
3.2.12.	Simulación en EPANET para la Red Actual	185
3.2.13.	Simulación en EPANET para la Red Propuesta	187
3.2.14.	Estudio en Prospectiva de la Necesidad del Proyecto	189
3.2.15.	Estudio de Suelos para la Urbanización	192
3.2.15.1.	Curva granulométrica muestra 1	195
3.2.15.2.	Curva granulométrica muestra 2	196
3.2.16.	Cronograma	199
3.2.17.	Análisis de Precios Unitarios para la Implementación de la Red Propuesta	200
4.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	202
	CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS	206

Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta

5.1. Conclusiones.....	206
5.2. Trabajos Futuros	207
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	209
ANEXOS	215

LISTA DE TABLAS

Tabla 2-1. Velocidad máxima en las tuberías de succión según los diámetros.....	32
Tabla 2-2. Marco legal del proyecto.....	33
Tabla 3-1. Cartera topográfica de la poligonal abierta para el levantamiento de la Urbanización.....	43
Tabla 3-2. Valores de resistencia a la flexotracción del concreto (módulo de rotura).	47
Tabla 3-3. Valores de asentamientos recomendados para diversas clases de construcción.	48
Tabla 3-4. Valores recomendados de TMN según el tipo de construcción.	49
Tabla 3-5. Contenido aproximado de aire en el concreto para varios grados de exposición.	49
Tabla 3-6. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes asentamientos y TMN del agregado.	50
Tabla 3-7. Relación entre la resistencia a la compresión y algunos valores de la relación a/c.	51
Tabla 3-8. Volumen de gravilla por unidad de volumen de concreto (b/b _o)	53
Tabla 3-9. Propiedades de los agregados suministrados por GRAVICON S.A.	53
Tabla 3-10. Dosificaciones para un metro cúbico de concreto de 400 Kg/cm ²	54
Tabla 3-11. Población urbana en el municipio de Villavicencio, censo 1985, 1993 y 2005.	57
Tabla 3-12. Poblaciones proyectadas para el municipio de Villavicencio.	61
Tabla 3-13. Población proyectada para la Urbanización Rincón de Las Margaritas.	64
Tabla 3-14. Días estimados de aumento de población, población flotante.	64
Tabla 3-15. Población ajustada de la Urbanización (población de diseño).	65

Tabla 3-16. Niveles de complejidad.	66
Tabla 3-17. Ajustes de la dotación neta según el clima y el nivel de complejidad del sistema.	67
Tabla 3-18. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.	69
Tabla 3-19. Pérdidas máximas adoptadas para el diseño.	69
Tabla 3-20. Coeficiente de consumo máximo diario, k1, según el nivel de complejidad del sistema.	71
Tabla 3-21. Resumen de parámetros de diseño.	72
Tabla 3-22. Resumen del cálculo de las demandas de agua (Qmd, QMD, QMH).....	73
Tabla 3-23. Caudales de diseño.	73
Tabla 3-24. Consumo del asentamiento humano “El Potrero”, Municipio de Alvarado (Tolima).	74
Tabla 3-25. Consumo determinado para la Urbanización Rincón de Las Margaritas en Litros/segundo.	75
Tabla 3-26. Volúmenes y caudales por hora (Urbanización Rincón de Las Margaritas)....	76
Tabla 3-27. Volúmenes por día requeridos para el diseño de la capacidad del tanque regulador y de succión.	78
Tabla 3-28. Tiempos de bombeo fijados para la Urbanización.	78
Tabla 3-29. Horario de bombeo asignado al sistema.....	79
Tabla 3-30. Tabla de suministro por bombeo para tanque regulador (tanque elevado).	80
Tabla 3-31. Capacidad del tanque elevado en metros cúbicos.	83
Tabla 3-32. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento.....	84

Tabla 3-33. Predimensionamiento del tanque elevado.....	84
Tabla 3-34. Tabla de suministro por bombeo para tanque de succión (tanque semi superficial).....	85
Tabla 3-35. Capacidad del tanque de succión en metros cúbicos.....	87
Tabla 3-36. Predimensionamiento del tanque semi superficial.	87
Tabla 3-37. Cotas y niveles en el tanque semi superficial.....	89
Tabla 3-38. Longitud equivalente de la tubería de desagüe.	90
Tabla 3-39. Datos iniciales para determinar la viabilidad de las bombas presentes en la Urbanización.....	92
Tabla 3-40. Diámetros de las tuberías de succión y de impulsión.....	92
Tabla 3-41. Criterios para las tuberías de succión e impulsión.	93
Tabla 3-42. Cálculo de altura dinámica de elevación, aljibe-semi superficial.	94
Tabla 3-43. Longitudes equivalentes y pérdidas en los tramos de succión e impulsión. Aljibe-semi superficial.	95
Tabla 3-44. Características del equipo de bombeo para el tanque de succión.	96
Tabla 3-45. Curva característica de la bomba HE 1.5 20-1.....	97
Tabla 3-46. Curva de consumo para la bomba de 2.0 HP.	98
Tabla 3-47. Tabla de cavitación con bomba de 2.0 HP.....	101
Tabla 3-48. Evaluación de consumo.....	104
Tabla 3-49. Consumo de los nodos para la red actual en la Urbanización.....	105
Tabla 3-50. Cotas de profundidad de la red actual de distribución.	105
Tabla 3-51. Datos iniciales para aplicar el método de Hardy Cross en la red actual.	107
Tabla 3-52. Primera iteración, método Hardy Cross para la red actual.....	108

Tabla 3-53. Segunda y tercera iteración, método Hardy Cross para la red actual.....	110
Tabla 3-54. Cuarta y quinta iteración, método de Hardy Cross para la red actual.....	111
Tabla 3-55. Sexta y séptima iteración, método de Hardy Cross para la red actual.	112
Tabla 3-56. Balance de energía en la red actual para las tuberías en configuración abierta.	114
Tabla 3-57. Presiones en los nodos de los circuitos 1 y 2 de la red actual de suministro.	116
Tabla 3-58. Cálculo de altura dinámica de elevación, semi superficial-elevado.....	123
Tabla 3-59. Longitudes equivalentes y pérdidas en los tramos de succión e impulsión, semi superficial-elevado.....	124
Tabla 3-60. Características del equipo de bombeo para el tanque elevado.	125
Tabla 3-61. Curva característica de la bomba HE 2 50-1 CE.....	126
Tabla 3-62. Curva de consumo para la bomba de 5.0 HP.	127
Tabla 3-63. Cavitación con bomba de 5.0 HP.	129
Tabla 3-64. Nodos de la tubería propuesta para el suministro de la Urbanización.	132
Tabla 3-65. Datos iniciales para aplicar el método de Hardy Cross en la red propuesta. .	134
Tabla 3-66. Primera iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.....	135
Tabla 3-67. Segunda iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.....	136
Tabla 3-68. Tercera iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.	137
Tabla 3-69. Cuarta iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.....	138
Tabla 3-70. Quinta iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.	139
Tabla 3-71. Sexta iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.	140
Tabla 3-72. Séptima iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.	141
Tabla 3-73. Balance de energía en la red propuesta para la tubería Tanque-A.	142

Tabla 3-74. Presiones en los nodos de la red propuesta de suministro.....	143
Tabla 3-75. Actividades necesarias para la adecuación de la red propuesta de suministro.	145
Tabla 3-76. Actividades necesarias para la adecuación hidráulica de los tanques de succión y regulación.	146
Tabla 3-77. Análisis de precios unitarios para las redes hidráulicas del tanque de succión y tanque de regulación.	147
Tabla 3-78. Duración de las actividades en días.....	151
Tabla 3-79. Duración y precedencia de las actividades para la red propuesta.	152
Tabla 3-80. Representación de las actividades para el diagrama de Pert.	153
Tabla 3-81. Cartera topográfica de Delta 1.	157
Tabla 3-82. Pendientes de la poligonal abierta.....	159
Tabla 3-83. Dosificación de mezcla empleada, en volumen y peso.	161
Tabla 3-84. Dimensiones del tanque de succión.	167
Tabla 3-85. Características técnicas de la bomba HE 1.5 20-1.	171
Tabla 3-86. Accesorios y longitud equivalente en los ductos de succión e impulsión, aljibe-semi superficial.....	172
Tabla 3-87. Dimensiones del tanque elevado de regulación.	174
Tabla 3-88. Cotas y niveles del tanque elevado de regulación.....	174
Tabla 3-89. Características técnicas de la bomba HE 2 50-1 CE.....	178
Tabla 3-90. Diámetros de las tuberías de succión en impulsión para el tramo succión-elevado.....	178
Tabla 3-91. Accesorios y longitud equivalente en los ductos de succión e impulsión, semi	

superficial-elevado.....	181
Tabla 3-92. Cotas para el sistema de bombeo Succión-Elevado.	181
Tabla 3-93. Presiones obtenidas en los nodos de la red actual.	182
Tabla 3-94. Caudales y velocidades en la tubería de la red actual.	182
Tabla 3-95. Presiones en los nodos de la red propuesta.	184
Tabla 3-96. Caudales y velocidades en la tubería de la red propuesta.	184
Tabla 3-97. Identificación de variables desde la Encuesta Delphi.	189
Tabla 3-98. Valoración de influencia/dependencia para correlación.	190
Tabla 3-99. Interpretación de la correlación.	191
Tabla 3-100. Tipo de perfil del suelo de la Urbanización.	193
Tabla 3-101. Registro de ensayo SPT en la Urbanización.	194
Tabla 3-102. Granulometría de la muestra 1, sondeo 1, hecho en la Urbanización.	195
Tabla 3-103. Contenido de humedad de la muestra 1, sondeo 1 de la Urbanización.	195
Tabla 3-104. Clasificación del material de la muestra 1.	196
Tabla 3-105. Granulometría de la muestra 2, sondeo 2, hecho en la Urbanización.	197
Tabla 3-106. Contenido de humedad de la muestra 2, sondeo 2, hecho en la Urbanización.	197
Tabla 3-107. Clasificación del material de la muestra 2.	198
Tabla 3-108. Actividades de la red propuesta de distribución.....	199
Tabla 4-1. Relación de resultados obtenidos con objetivos propuestos.	205

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1. Tipos de flujo en un fluido.....	29
Figura 2-2. Curvas características de operación.....	31
Figura 2-3. Rango de operación del sistema de bombeo.....	31
Figura 2-4. Evolución de coberturas de acueducto y alcantarillado 2011-2017.	34
Figura 2-5. Índice de continuidad del servicio de acueducto en Villavicencio 2017.....	35
Figura 2-6. Cobertura del servicio prestado por la EAAV.....	36
Figura 2-7. Esquema del sistema actual de bombeo en la Urbanización.	38
Figura 2-8. Localización del proyecto.....	39
Figura 3-1. Armado de la estación total.	41
Figura 3-2. Levantamiento topográfico y catastral de la Urbanización	44
Figura 3-3. Sondeo para verificar la tubería de salida desde el cuarto de bombas a la red de suministro.	45
Figura 3-4. Excavación manual para identificar la red de suministro actual de la Urbanización.....	46
Figura 3-5. Apiques para identificar diámetros de tubería, profundidades y accesorios de la red existente.....	46
Figura 3-6. Referenciación de apique.....	47
Figura 3-7. Parcheo con mezcla de 400 Kg/cm ²	55
Figura 3-8. Sistematización de información recolectada para el estudio social y catastral.	56
Figura 3-9. Gráfica de las proyecciones poblacionales de la ciudad de Villavicencio.	62
Figura 3-10. Temperaturas registradas en Villavicencio,.....	68

Figura 3-11. Distribución de temperatura máxima media mensual, estación aeropuerto Vanguardia, Villavicencio (Meta).	68
Figura 3-12. Curva de distribución horaria de la Urbanización Rincón de Las Margaritas.	77
Figura 3-13. Cálculo gráfico del volumen del tanque elevado para un día de consumo.....	82
Figura 3-14. Cálculo gráfico del volumen del tanque de succión para dos días de consumo.	86
Figura 3-15. Curva característica de la bomba de 2.0 HP.	97
Figura 3-16. Curva de operación del sistema y característica de la bomba de 2.0 HP.....	99
Figura 3-17. Esquema de la red de distribución actual en la Urbanización.	106
Figura 3-18. Esquema de nodos, tuberías y deposito (tanque elevado) de la red actual en EPANET.....	118
Figura 3-19. Nodo en EPANET.	119
Figura 3-20. Propiedades del nodo o conexión B.....	119
Figura 3-21. Tubería en EPANET.....	120
Figura 3-22. Propiedades de la tubería CD.	120
Figura 3-23. Tanque o depósito en EPANET.....	121
Figura 3-24. Ejemplo de cálculo de diámetro equivalente.	121
Figura 3-25. Propiedades del depósito en EPANET.	122
Figura 3-26. Curva característica de la bomba de 5.0 HP.	126
Figura 3-27. Curva de operación del sistema y característica de la bomba de 5.0 HP.....	128
Figura 3-28. Esquema de la red de distribución propuesta para la Urbanización.	133
Figura 3-29. Opciones de cálculo para la red propuesta en EPANET.	143

Figura 3-30. Esquema de nodos, tuberías y deposito (tanque elevado) de la red propuesta en EPANET.....	144
Figura 3-31. Acompañamiento a la comunidad en el proceso de selección de las variables.	148
Figura 3-32. Apique realizado para el sondeo 1.....	149
Figura 3-33. Perforación por percusión, sondeo 2.	150
Figura 3-34. Diagrama de Pert para las actividades 1.1, 2.1 y 2.2.	153
Figura 3-35. Esquema del plano catastral de la Urbanización.	155
Figura 3-36. Esquema del plano topográfico de la Urbanización.	156
Figura 3-37. Plano de los puntos del levantamiento topográfico.	158
Figura 3-38. Plano de la red actual de suministro en la Urbanización.	160
Figura 3-39. Distribución de las viviendas por manzanas en la Urbanización Rincón de Las Margaritas.	162
Figura 3-40. Relación de áreas de vivienda en metros cuadrados, presentes en la Urbanización.....	163
Figura 3-41. Cobertura del servicio de internet.....	164
Figura 3-42. Cobertura de salud en la Urbanización.....	165
Figura 3-43. Ingresos en Salarios Mínimos Mensuales Legales Vigentes en la Urbanización.	166
Figura 3-44. Tanque semi superficial de succión, vista frontal.....	168
Figura 3-45. Vista en planta con accesorios hidráulicos del tanque de succión.....	169
Figura 3-46. Vista en planta del tanque de succión.....	170
Figura 3-47. Vista frontal del sistema de bombeo aljibe-tanque de succión.....	173

Figura 3-48. Esquema del tanque elevado diseñado para la Urbanización.	175
Figura 3-49. Vista en planta del tanque elevado de regulación.....	176
Figura 3-50. Vista en planta del tanque elevado.	177
Figura 3-51. Vista en planta del cuarto de bombas.	179
Figura 3-52. Vista en planta con accesorios del cuarto de bombas.....	180
Figura 3-53. Esquema del plano de la red propuesta para la Urbanización.	183
Figura 3-54. Simulación de la red actual de suministro.	185
Figura 3-55. Resultados de velocidad y caudales arrojados por EPANET para la red actual.	186
Figura 3-56. Resultados de presión arrojados por EPANET para la red actual de suministro.	186
Figura 3-57. Simulación de la red propuesta de suministro.	187
Figura 3-58. Resultados de presión en los nodos para la red propuesta.....	188
Figura 3-59. Resultados de velocidad y caudales en las tuberías de la red propuesta.	188
Figura 3-60. Matriz de impactos cruzados para las variables identificadas por la comunidad.	190
Figura 3-61. Correlación de las calificaciones ponderadas.	191
Figura 3-62. Perfil estratigráfico del sub suelo en la Urbanización.	192
Figura 3-63. Curva granulométrica de la muestra 1.	196
Figura 3-64. Curva granulométrica de la muestra 2, Urbanización Rincón de Las Margaritas.	198
Figura 3-65. Diagrama de Pert para la construcción de la nueva red de suministro.	199
Figura 3-66. Diagrama de Gant para la construcción de la nueva red de suministro.....	200

1. INTRODUCCIÓN

La idea surge de satisfacer una necesidad básica de la población que reside en la Urbanización Rincón de Las Margaritas, en el municipio de Villavicencio, donde se presentan irregularidades en el suministro de agua en ruta, y se toma la decisión de contribuir a subsanar parte de la problemática, mediante la implementación de los conocimientos adquiridos a lo largo de nuestra formación profesional, de tal manera que el aporte como futuros ingenieros civiles no se limite al desarrollo económico y de infraestructura en nuestra región, sino que se le dé prioridad al bienestar social.

El proyecto agrupa dos líneas de investigación, la primera de ellas es “Prospectiva social”, relacionada con el Área de Humanidades y Formación Integral, dado a que uno de los objetivos es evaluar la necesidad social de la comunidad en mejorar el abastecimiento de agua y el impacto del mismo en la calidad de vida de los habitantes, generando una pauta metodológica para diagnosticar y generar soluciones a problemas sociales de la región, facilitando escenarios de acción de paz desde la formación profesional en ingeniería civil. En segundo lugar, se encuentra la línea de “Modelado, simulación y manejo de datos en problemas complejos de ingeniería civil”, adscrita a la facultad de Ingeniería Civil.

1.1 Motivación y Formulación Del Problema

La población de la Urbanización Rincón de las Margaritas desde sus inicios hasta el día de hoy, emplea un suministro de agua a través de un sistema por bombeo directo, desde un aljibe hasta los hogares de los habitantes de dicho sector. No obstante, en diversas ocasiones la prestación del servicio se ha visto perjudicada por circunstancias adversas, tales como, los periodos de no lluvia en la ciudad de Villavicencio, lo cual conlleva a que la recarga hídrica del aljibe resulte insuficiente para atender la demanda, sumado a los mantenimientos requeridos por los equipos de bombeo y de la fuente de captación (aljibe) en sí misma, donde las labores de supervisión y reparación del sistema y bombas, o en ocasiones las fallas en el red eléctrica, afectan la continuidad en el abastecimiento de agua. Todas estas circunstancias, han obligado a suspender de forma temporal el suministro, que, con base a lo manifestado por la comunidad, en ocasiones se han visto privados del acceso al agua hasta por cuatro días continuos, viéndose en la necesidad de acudir a camiones cisterna dispuestos por la Empresa

de Acueducto y Alcantarillado de Villavicencio (EAAV).

El abastecimiento de agua es un beneficio y derecho que todas las comunidades deben gozar por su impacto para mejorar la calidad de vida, jugando un papel determinante en el desarrollo social, donde el suministro adecuado del vital líquido resulta necesario en la lucha contra los casos de morbilidad producto de la cólera y la diarrea [1], pero el problema no radica solo en la calidad de agua, sino también es importante que la población tenga acceso a una cantidad mínima del líquido vital, que con base a lo expuesto por el Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia-UNICEF, resulta ser que el consumo ideal por persona oscila entre los 1.5 y 2 litros por día [1], haciendo evidente la importancia de este recurso para los seres humanos.

Es por ello que se diseñó una red de suministro junto a dos tanques, uno semi-superficial para el almacenamiento de agua, denominado tanque de succión, para atender las épocas de sequía, y otro elevado, a fin de realizar el suministro por gravedad y sortear los problemas eléctricos o de mantenimiento de los equipos de bombeo, lo anterior con el objeto de dar respuesta a la pregunta problema formulada al inicio del proyecto -¿cómo diseñar las estructuras hidráulicas, para que, de manera adecuada y eficiente, desempeñe el aprovisionamiento de agua para la comunidad de la Urbanización Rincón de las Margaritas, efectuando las condiciones establecidas por la normativa colombiana?-.

Las obras hidráulicas diseñadas, han de permitir realizar el acopio del agua pertinente para tres días de reserva máximo, donde el semi-superficial está en la capacidad de albergar el volumen asociado a dos días de consumo y el elevado suplirá la demanda de un día, con ello se espera afrontar los días de recarga hídrica que pueda tomar el aljibe en los periodos de no lluvia, o el tiempo que demoren las actividades de mantenimiento de los equipos, o cualquier otra eventualidad que entorpezca la captación del líquido desde el aljibe y su posterior distribución.

Uno de los componentes más relevantes durante la planeación y ejecución del proyecto, es la parte social, es por ello que en todo momento se sostuvo una comunicación abierta con la comunidad, dado a que generalmente al momento de planificar una obra civil, se escucha y lee detalladamente a los expertos, las normas técnicas y las tendencias académicas, como referentes primarios en la intervención, pero pocas veces se tienen en cuenta las voces de los

actores que conviven en la zona de impacto. El por qué tener en cuenta a la comunidad a la hora de adelantar cualquier proyecto civil, se justifica en el hecho de conocer de primera mano las necesidades de la población y los intereses de la misma en hacerle frente a los problemas con los que conviven, debido a que ellos son los directamente beneficiados o afectados ante cualquier decisión que se tome, razón por la cual se decidió hacer partícipe a los habitantes de la Urbanización, donde socializaron las falencias en materia de infraestructura y priorizaron las irregularidades en el suministro de agua, de tal manera que partiendo de las reuniones adelantadas, surge el proyecto y la necesidad de implementar un estudio en prospectiva, que permitiera justificar la necesidad social a suplir con el desarrollo de los diseños planteados.

1.2 Finalidad

El objeto de la presente iniciativa es mejorar el sistema de abastecimiento de agua con el que cuenta la Urbanización Rincón de las Margaritas, a través de la futura implementación de una nueva red de suministro y dos tanques, uno semi-superficial de almacenamiento, y otro elevado para la distribución del líquido almacenado, generando con ello una solución a la problemática que acontece en este sector de la ciudad, donde las falencias en el suministro de agua entorpecen las actividades diarias de la comunidad.

1.2.1. Objetivo General

Diseñar el sistema hidráulico de dos tanques, uno de succión y otro de regulación, junto a una nueva red de distribución, para el abastecimiento de agua de la Urbanización Rincón de las Margaritas, en el municipio de Villavicencio, Meta.

1.2.2. Objetivo Específicos

1. Levantar la topografía y la distribución catastral de la Urbanización Rincón de Las Margaritas.
2. Realizar el estudio catastral y social de la Urbanización, donde se expongan las características de los inmuebles y la población.
3. Diseñar el sistema hidráulico de los tanques, incluyendo red de tuberías y sistema de bombeo, cumpliendo con los parámetros establecidos por la Normatividad Técnica Colombiana y lo dispuesto por el RAS-2000.

4. Elaborar una nueva red de suministro, la cual acoja la instalación de un hidrante, y se ajuste a los requerimientos del RAS 2000 y las resoluciones que lo deroguen.
5. Simular el sistema hidráulico de los tanques contemplados en el proyecto, tanto con la red de distribución actual como la propuesta, haciendo uso del aplicativo EPANET.
6. Analizar el comportamiento hidráulico del sistema con la red de distribución existente y propuesta, a través de los métodos de balance de masa y conservación de la energía, tal y como lo exige el RAS 2000.
7. Evaluar la necesidad social del proyecto, mediante la implementación del método Delphi, matrices de impacto cruzado y el aplicativo MicMac.
8. Elaborar el presupuesto de obra pertinente para la construcción de una nueva red de distribución.
9. Elaborar el cronograma de obra para la implementación de la red propuesta de distribución.

1.3 Aportes del Trabajo

La implementación de los diseños expuestos en el presente trabajo, han de beneficiar cerca de 66 familias que habitan la Urbanización, garantizándoles el continuo abastecimiento de agua y evitando trastornos en las rutinas adoptadas por la población residente. Dentro de los entregables por parte del grupo de trabajo se encuentran los planos topográficos y catastrales, así como sus respectivas memorias, los cálculos hidráulicos, el estudio catastral de la Urbanización, el cronograma y el presupuesto de obra para la nueva red de suministro, la simulación hidráulica y análisis analítico de los sistemas, al igual que los resultados de la evaluación en perspectiva social de la necesidad del proyecto.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA Y CIENTÍFICA

2.1. Marco Teórico

El marco teórico es el conjunto de ideas, procedimientos y teorías que fundamentan el desarrollo del trabajo de grado, en otras palabras, son las coordenadas básicas a partir de las cuales se investiga.

2.1.1. Tanques de Almacenamiento

Los tanques de almacenamiento desempeñan un papel importante en el sistema de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico como del funcionamiento hidráulico del sistema y el mantenimiento de un servicio eficiente. Estos tanques cumplen dos propósitos fundamentales:

1. Compensar las variaciones de consumo que se producen durante el día.
2. Mantener almacenada cierta cantidad de agua para atender situaciones de emergencia, como incendios e interrupciones en el suministro.

Los tanques de almacenamiento se pueden ubicar de forma elevada, superficial (localizados a nivel del terreno), semienterrados o completamente enterrados. Generalmente, y por Norma NSR, están contruidos en concreto reforzado, garantizando su impermeabilidad. En los edificios multifamiliares, comerciales e industriales se debe aumentar la capacidad del tanque para mantener una reserva contra incendios [2].

2.1.1.1. Tanques elevados

Es necesario señalar que, al hablar de tanque elevado, nos referimos a la estructura integral que consiste en el tanque, la torre y la tubería de alimentación y descarga, cuya base se encuentra arriba del nivel superficial.

Generalmente son contruidos en localidades con topografía plana donde no se dispone en su proximidad de elevaciones naturales con altimetría apropiada, y que, para tener un máximo beneficio, los tanques elevados, generalmente con torres de 10, 15 y 20 metros de altura, se localizan cerca del centro de uso. La localización central decrece las pérdidas por fricción y es importante poder equilibrar las presiones lo más posible. [3]

2.1.1.2. Tanques semisuperficiales

Los tanques semi-superficiales o semi-enterrados, son aquellos en la que una porción de la

construcción se encuentra bajo el nivel del terreno y otra parte sobre éste. La construcción de este tipo de depósito está definida por razones de topografía o cuando el costo de excavación es muy alto y permiten un acceso a las instalaciones más fácil que el de los depósitos totalmente enterrados [4].

2.1.2. Número de Reynolds

Jaramillo Días y Cárdenas Bañol [5], lo definen como un número adimensional utilizado en la mecánica de fluidos y fenómenos de transporte para caracterizar el movimiento de un fluido; como todo número adimensional es un cociente, una comparación, donde la importancia de este es que nos permite fijar un régimen de flujo para un fluido (laminar, turbulento o transicional), fundamental para el estudio del mismo.



Figura 2-1. Tipos de flujo en un fluido. Fuente: Fluidos de perforación, 2016.

En términos simples, el número de Reynolds relaciona las propiedades físicas del fluido, su velocidad y la geometría del ducto por el que fluye y está dado por la siguiente ecuación:

$$R_e = \frac{\text{Velocidad} * \text{Diámetro}}{\text{Viscosidad cinemática}}$$

(Ecuación 1)

Para valores de $R_e \leq 2000$ el flujo se comporta como si fuese compuesto por laminas delgadas, de ahí que se nombra flujo laminar. Cuando $2000 \leq R_e \leq 4000$, el fluido pierde

estabilidad, generando pequeñas ondulaciones variables en el tiempo, por lo que a este régimen se le denomina de transición.

Finalmente, el régimen turbulento sucede cuando $Re \geq 4000$, caracterizado por un movimiento desordenado.

2.1.3. Cavitación

Se entiende por cavitación la formación de cavidades en el líquido en movimiento llenadas de vapor, producida cuando la presión en algún lugar del fluido se hace menor que la presión del vapor saturante del líquido, es decir la presión que corresponde a la ebullición del líquido a una temperatura dada, por ejemplo, acelerando agua desde el reposo hasta velocidades de 15 m/s la presión descende en una atmósfera y produciendo cavitación [6]. Este fenómeno genera grandes oscilaciones, con aumento de las pérdidas de carga y además ayuda a la corrosión de los metales, como consecuencia de los procesos casi instantáneos de contracción de las burbujas que producen grandes presiones.

2.1.4. Redes de Distribución

Una red de distribución de agua potable es el conjunto de instalaciones que se tiene para transportar desde el punto o los puntos de captación y tratamiento hasta hacer llegar el suministro al cliente en unas condiciones que satisfagan sus necesidades. Las redes se estructuran según el tipo de funciones que desempeñen y que tiene una relación directa con la serie decreciente de diámetros con el fin de ajustarse a la distribución de consumos y a la reducción de pérdidas de carga [7].

2.1.5. Curva Característica de una Bomba

Esta curva muestra la relación entre el caudal de descarga y la energía que la bomba le adiciona al fluido o altura dinámica. Como es de esperarse, a mayor caudal de la bomba menos es la energía que le imprime al sistema, estas curvas características pueden ser planas o inclinada. Las bombas operadas en paralelo producen la misma altura dinámica, incrementando el caudal del sistema, caso contrario a las operadas en serie, en donde se incrementa la altura dinámica del sistema, sosteniendo el caudal.

2.1.6. Curva Característica de Operación del Sistema

Representa la cantidad de energía que hay que suministrar para salvar la altura estática y las pérdidas de energía en la estación de bombeo con diferentes caudales [8]. En la medida que

en el caudal es mayor, las pérdidas por fricción y accesorios son mayores.

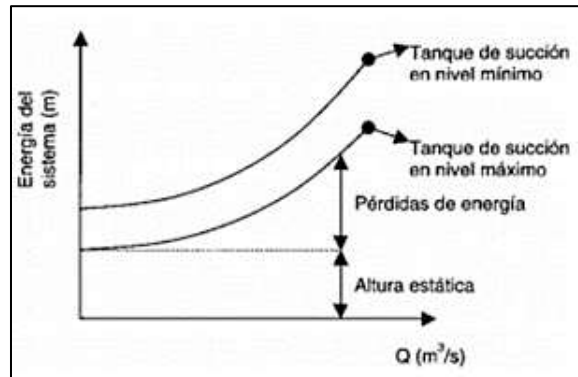


Figura 2-2. Curvas características de operación. Fuente: López Cualla, 2003.

2.1.6.1. Punto de operación

Cuando la curva característica de la bomba y la de operación del sistema se sobreponen en una sola gráfica (ver figura 2-3), se encuentra en el rango de operación de la bomba, el cual se indica los puntos extremos de operación del sistema en términos de caudales y la altura dinámica.

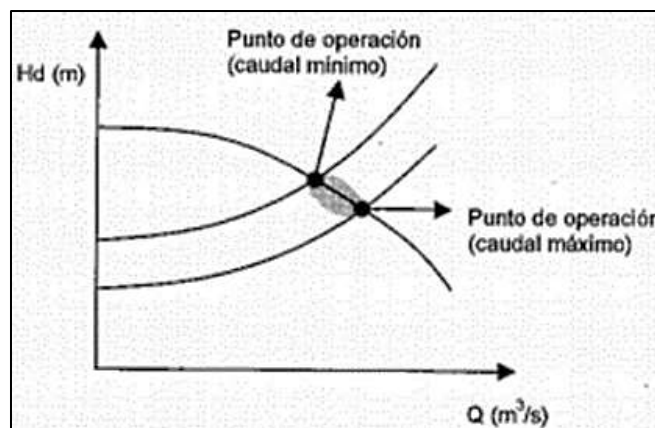


Figura 2-3. Rango de operación del sistema de bombeo. Fuente: López Cualla, 2003.

En el rango de operación de la bomba se deben presentar eficiencias superiores al 60%, de lo contrario, es conveniente modificar los diámetros de las tuberías o cambiar la bomba, dado a que al variar el diámetro de la tubería de impulsión o de succión, se modifica la curva característica del sistema, incrementando o disminuyendo las pérdidas de energía.

2.1.7. Tubería de Succión

Con base a López Cualla [8], la succión es la etapa más crítica en el bombeo, sobre todo en

el caso de tener succión negativa, ya que cualquier entrada de aire ocasionara problemas en el bombeo. El diámetro de la tubería de succión nunca debe ser inferior a la de impulsión, ni tampoco menor que el diámetro del orificio de entrada a la bomba, donde se debe diseñar la tubería lo más recta y corta posible, evitando codos, uniones, t horizontales, con el fin de minimizar las pérdidas energía.

La velocidad mínima en la tubería de succión es de 0.45 m/s, y la velocidad máxima se limita según el diámetro de la tubería, con el objetivo de reducir los problemas de cavitación.

Tabla 2-1. Velocidad máxima en las tuberías de succión según los diámetros.

Diámetro de la tubería de succión (mm)	Velocidad máxima (m/s)
50	0,75
75	1,00
100	1,30
150	1,45
200	1,60
250	1,60
300	1,70
Mayor que 400	1,80

Fuente: Elaboración propia.

2.1.8. Método Delphi

Creado a inicios de la década del 50 en el Centro de Investigación Estadounidense RAND Corporation por Olaf Helmer y Theodore Gordon, como un instrumento para realizar predicciones sobre un caso de catástrofe nuclear [9]. Un Delphi consiste en seleccionar un grupo de personas a los que se les pregunta su opinión basada en acontecimientos futuros, estas estimaciones deben realizarse en sucesivas rondas, de carácter anónimo, por ello la capacidad de predicción de la Delphi se basa en el juicio intuitivo emitido por la población de estudio.

2.1.9. Capacidad Portante

Se define como la capacidad del terreno para soportar las cargas ejercidas sobre él. De tal manera, que técnicamente la capacidad portante resulta ser la máxima presión media de contacto entre la cimentación y el terreno, de tal manera que no se ocasionen fallos por

cortante en la estructura o asentamientos diferenciales que resulten excesivos.

2.2. Marco Legal

En esta sección se presentan las normas y reglamentos que se usaron para diseñar, implementar el producto de este proyecto.

Tabla 2-2. Marco legal del proyecto.

Norma	Descripción
Ley 142 de 1994	Por la cual se establece el régimen de los servicios públicos domiciliarios y se dictan otras disposiciones, donde exhorta al Estado a la atención prioritaria a las necesidades básicas insatisfechas en materia de agua potable, así como la prestación continua e ininterrumpida, sin excepción alguna.
Resolución 1096 de 2000	Por el cual se adopta el Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS).
Resolución 2320 de 2009	Por la cual se modifica parcialmente la Resolución No. 1096 de 2000, que adopta el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico-RAS-.
Resolución 0330 de 2017	Por la cual se modifica el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) y se derogan las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005.
Resolución 0650 de 2017	Por la cual se adiciona un artículo transitorio a la resolución 0330 de 2017.
Acuerdo 287 de 2015	Por medio del cual se adopta el nuevo Plan de Ordenamiento Territorial para Villavicencio y se dictan otras disposiciones.

Fuente: Elaboración propia.

2.3. Estado del Arte

A pesar de que se han hecho importantes esfuerzos en todo el país, Colombia no logra asegurar el acceso al agua para todos sus habitantes como lo propone los Objetivos de Desarrollo Sostenible, pues al día de hoy, con base a lo señalado por el Consejo Nacional de Política Económica y Social CONPES 3918 [10], el Estado logró satisfacer para el 2017 el suministro de agua en un 97,4% del suelo urbano. Las zonas rurales presentan cifras más desfavorables, indicadores que no serán sujeto de análisis, como consecuencia del que sector en estudio del presente trabajo, se localiza en suelo urbano del Municipio de Villavicencio.

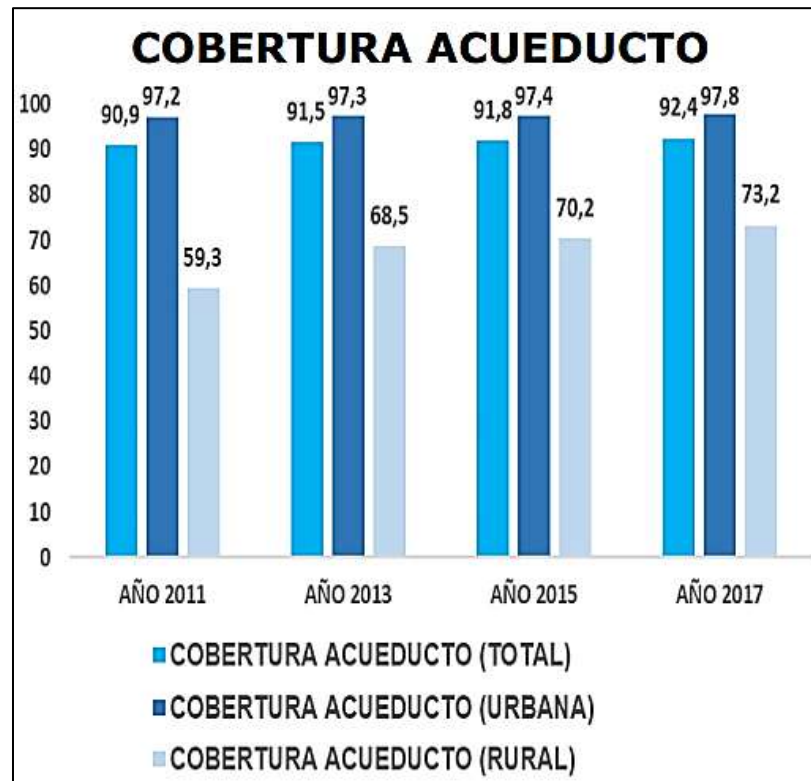


Figura 2-4. Evolución de coberturas de acueducto y alcantarillado 2011-2017. Fuente: Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico, 2018.

De acuerdo con el Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico, de ese 97.4%, tan solo al 85.79% (28.1 millones de personas) se les garantiza el suministro de agua potable, y alrededor de 3.8 millones de habitantes presentan un abastecimiento de agua con algún nivel de riesgo, es decir, no apta para el consumo humano, quedando excluidos del abastecimiento del vital líquido cerca de 3.6 millones de individuos que residen en Colombia [11].

En lo relacionado con la continuidad del servicio, se debe tener en cuenta que las reglamentaciones vigentes avalan dos metodologías para determinar el índice de continuidad, la primera de ellas, sustentada en la Resolución 315 de 2005 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico (CRA), fija el indicador en términos de porcentaje, y la segunda corresponde a la expuesta por la Resolución conjunta 2115 de 2007, reglada por los Ministerios de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. Teniendo en cuenta lo anterior, el indicador de continuidad promedio nacional es de 18 horas/día [10], que la

Resolución 2115 de 2007 [12], lo califica como “No Satisfactorio”, mientras que para el Municipio de Villavicencio, la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Villavicencio (EAAV), adopta el procedimiento sugerido por la Resolución 315 de 2015 de la CRA, para presentar sus indicadores de continuidad en los informes de gestión, es así que para el 2017, se muestra la siguiente información:

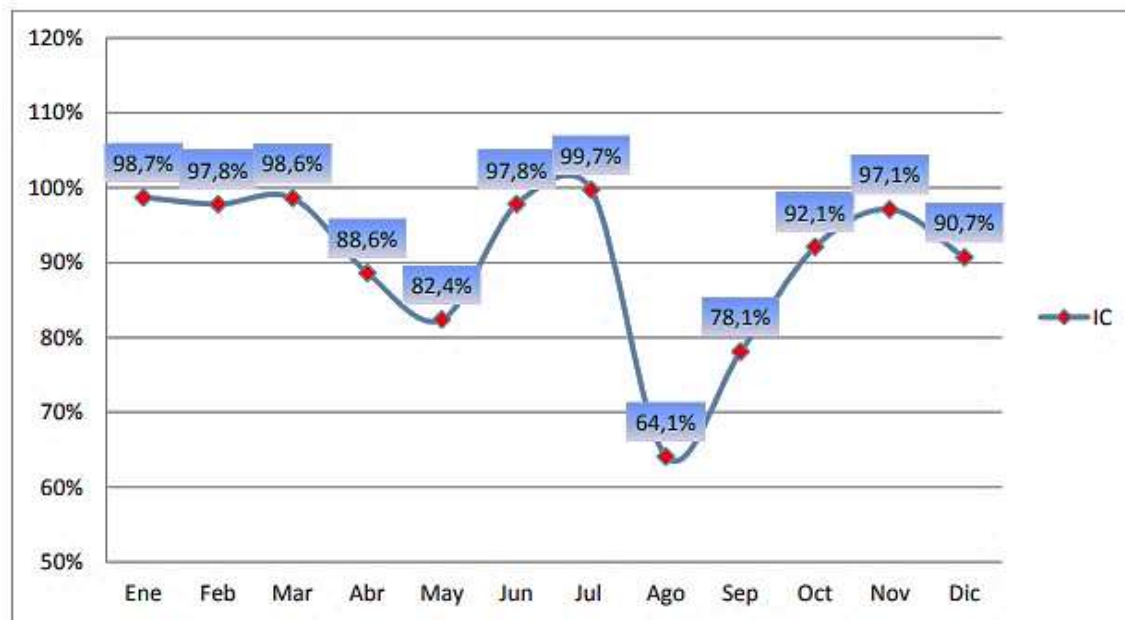


Figura 2-5. Índice de continuidad del servicio de acueducto en Villavicencio 2017. Fuente: Informe de gestión EAAV 2017.

El promedio del porcentaje de continuidad en el servicio de abastecimiento prestado por la EAAV es de 91.5%, calificándolo como “suficiente”, atendiendo lo dispuesto por la CRA, no obstante si nos enfocamos en un estudio mes a mes, encontramos que en los períodos de abril, mayo, agosto y septiembre, los indicadores se ubican por debajo del 90%, catalogándolo como un servicio que “no es suficiente”, y ello se debe a que constantemente en el Municipio de Villavicencio se presentan interrupciones del servicio por cuenta de eventos naturales, principalmente asociados al fenómeno del niño y la niña, donde el primero de ellos genera un decremento en el caudal de las fuentes de captación y el segundo acarrea fuertes crecientes que averían la principal línea de aducción del sistema Quebrada La Honda.

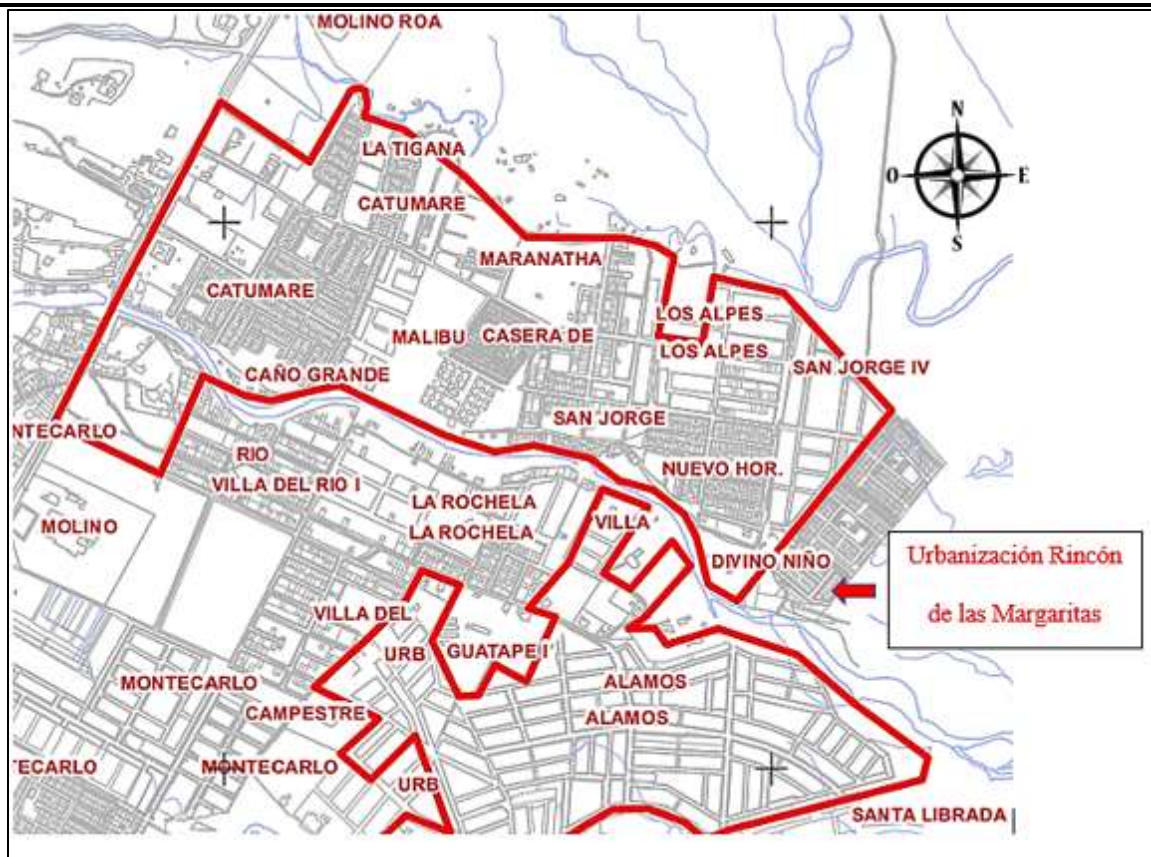


Figura 2-6. Cobertura del servicio prestado por la EAAV. Fuente: Elaboración propia, adaptado de la EAAV 2015.

La Urbanización Rincón de Las Margaritas, se encuentra afuera de los polígonos descritos en color rojo, los cuales representan las áreas atendidas por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Villavicencio (EAAV), por este motivo, los habitantes en cabeza de la Junta de Acción Comunal junto a la constructora Corbe Ltda, dieron inicio a la planeación y construcción de un acueducto comunitario.

2.3.1. Antecedentes de la Urbanización Rincón de Las Margaritas

En el año 1999, se radicó la licencia de construcción para la primera casa de las 66 viviendas que se encuentran actualmente en la Urbanización, bajo la gestión realizada por la constructora Corbe Limitada ante las entidades y organismos pertinentes. En los inicios, la comunidad se vio en la necesidad de suplir el abastecimiento de agua haciendo uso del acueducto Ceimba, el cual surte a los barrios Catumare, San Jorge, y poblaciones aledañas, no obstante, las propiedades organolépticas del agua suministrada, generaron inconformismo

en los habitantes de la Urbanización, debido a que se percibía mal olor, junto a una alta presencia de sedimentos y un color marrón. Atendiendo esta problemática, la constructora Corbe Ltda. inició la construcción de un aljibe, con el objeto de hacer la captación y el suministro de agua a la Urbanización.

El primer pozo que se construyó, resultó no ser apto, dado a que los parámetros encontrados en el agua que suministraba distaban mucho del Índice de Riesgo de Calidad del Agua (IRCA) admisible, que con base a la información que reposa en la Junta de Acción Comunal (JAC), estas muestras arrojaron un IRCA de 59.2%, que traduce en un riesgo alto para el consumo humano [13], este estudio realizado por la JAC de la Urbanización, determinó presencia de coliformes, por lo anterior, se toma la decisión de realizar un segundo aljibe, donde los resultados no fueron muy distintos al primero, y consecuentemente se ven en la necesidad de realizar una tercera perforación. Cuando se realiza el estudio al agua suministrada por el pozo número 3, se establecieron condiciones mínimas para el uso doméstico, con un valor porcentual del IRCA de 3.0% (apta para consumo humano).

2.3.1.1. Sistema de abastecimiento actual de la Urbanización

A la fecha la Urbanización ejecuta el abastecimiento de agua por bombeo directo desde la fuente de captación subterránea a la red de distribución, para esta labor la Junta de Acción Comunal cuenta con dos bombas BARNES, una de 5.0 HP (caballos de fuerza) y otra de 2.0 HP, confinadas en un cuarto de máquinas construido en mampostería y techo en asbesto cemento. Los equipos de bombeo están en la capacidad de suministrar caudales de 0.0045 m³/s (bomba de 2.0 HP) y 0.0106 m³/s (bomba de 5.0 HP), volúmenes que son transportados por una red de distribución con diámetro 1.5 pulgadas, enterradas a una profundidad promedio de 0.8 metros y cuyo trazado se encuentra descrito en el anexo 1.

El suministro se realiza a dos turnos, para lo cual el primer bombeo tiene lugar a las 06:00 horas, por un lapso de una hora, y en la noche a las 19:00 horas se hace el segundo suministro, labor que se culmina 21:00 horas.

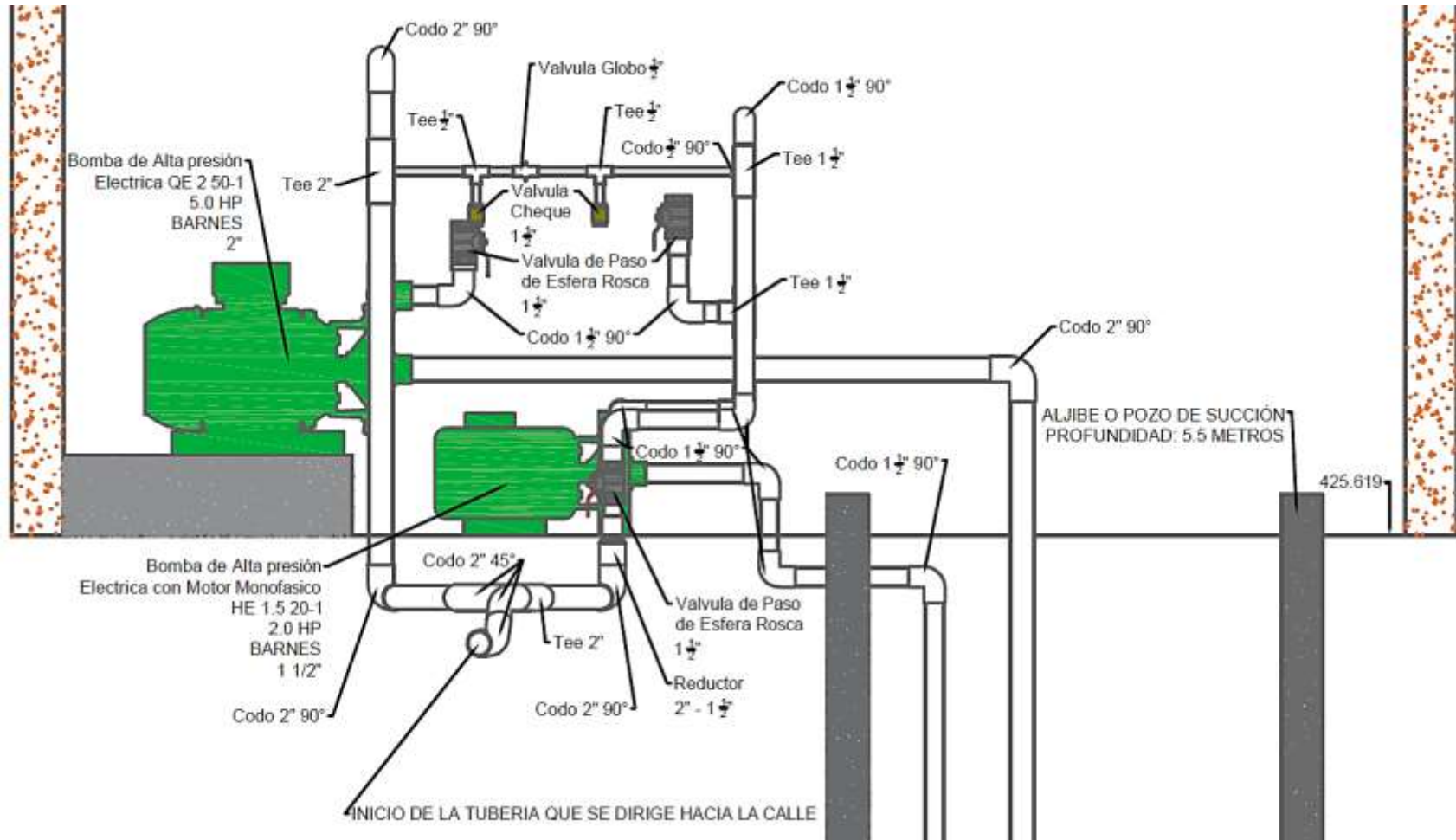


Figura 2-7. Esquema del sistema actual de bombeo en la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

2.4. Marco Geográfico

El proyecto se encuentra localizado en la parte sur occidental de la ciudad de Villavicencio, capital del departamento del Meta, en la Urbanización Rincón de las Margaritas, barrio San Jorge, comprendido entre la calle 22a sur y la carrera 36, con coordenadas planas (Magna Sirgas) 1048067.383 E y 945346.775 N.



Figura 2-8. Localización del proyecto. Fuente: Elaboración propia.

Cerca al proyecto, aproximadamente a 81 metros, pasa el afluente caño Italia, el cual tributa sus aguas al río Ocoa. A dicha fuente hídrica (caño Italia), se ha de conducir la tubería de excesos del tanque semi superficial.

3. METODOLOGÍA EXPERIMENTAL

El presente proyecto al abordar dos líneas de investigación, una del Área de Humanidades, y la segunda de la Facultad de Ingeniería Civil, agrupa dos enfoques, uno de carácter cualitativo, relacionado con el aspecto social y el segundo cuantitativo, donde se abarca la parte técnica e ingenieril del proyecto, en este orden de ideas, para la evaluación social y estudio en prospectiva de la necesidad del proyecto, la investigación resulta ser descriptivo exploratoria, dado a que a la fecha no se cuenta con la suficiente información de la Urbanización y la población que allí reside, producto del poco tiempo que llevan la Junta de Acción Comunal y el barrio en ser constituidos, lo que conlleva a realizar la caracterización de la Urbanización, la recopilación de memorias, así como la consulta de ejercicios y temáticas afines a la trazada por el grupo de trabajo, con la posibilidad de extraer información e ideas que puedan ser aplicadas dentro del proyecto. Para la caracterización y como instrumento de recolección de la información social, se ha fijado el uso del instrumento Delphi y el método de análisis estructural, por ser los más adecuados para el logro del objetivo social, donde el análisis estructural permite detectar las relaciones de influencia y dependencia entre cada una de las variables [14], tales como estrato, acceso a servicios públicos, el impacto del proyecto, entre otros elementos que harán parte del estudio.

Ahora bien, en lo referente a la línea de “Modelado, Simulación y Manejo de Datos en Problemas Complejos de Ingeniería Civil”, perteneciente a la Facultad de Ingeniería Civil, corresponde a una investigación aplicada, la cual depende del progreso científico y el desarrollo de nuevas teorías de carácter universal [15], para generar cambios en una realidad estudiada, enlazando la teoría con la práctica. El diseño de investigación corresponde a no experimental cuantitativa, definido como un estudio realizado sin la manipulación deliberada de las variables [16], es decir que no se genera ninguna situación, sino que se observan fenómenos ya existentes como las alteraciones en el suministro de agua que acontecen en la Urbanización, producto de la estación de sequía o fallos eléctricos en los sistemas de bombeo, donde el grupo de trabajo no posee control alguno sobre estas variables y no es posible manipularlas o influir sobre ellas, y se limita a analizarlas y emitir soluciones que contrarresten los efectos producidos por la problemática en estudio.

3.1. Descripción de Etapas y Criterios de Diseño

En este apartado del documento, se socializan cada una de las tareas desarrolladas durante la ejecución del proyecto, describiendo parte de la metodología y propósito de las mismas, etapas que fueron satisfechas dentro del cronograma establecido para el presente proyecto, sumado a la exposición de los criterios de selección o toma de decisiones, variables e indicadores, y cálculos matemáticos.

3.1.1. Levantamiento Topográfico y Catastral de la Urbanización

En el levantamiento topográfico y catastral de la Urbanización se empleó una estación total Topcon GTS 246NW, la cual posee una precisión angular de 6 segundos, y demás accesorios e instrumentos como prisma, porta prisma, trípode, estacas y puntillas de acero de 5'', cinta métrica de 20m, brújula y un Sistema de Posicionamiento Global-GPS Garmin 64s.



Figura 3-1. Armado de la estación total. Fuente: Elaboración propia.

Para dar inicio a esta etapa del proyecto, la estación fue armada y correctamente nivelada en el punto 1EST (ver cartera topográfica de la poligonal, tabla 3-1), donde se dejó constancia en el terreno con puntillas de acero de 5'' y demarcación con pintura roja. Al punto 1EST se le fijó las coordenadas N-E-Z (Norte-Este-Cota) de inicio, que corresponden a 945355.967N, 1048002.804E y 425.00Z, valores que fueron tomados haciendo uso del GPS y ubicadas en los aplicativos informáticos Google Earth y Google Maps, con el objeto de evidenciar que

dichas coordenadas corresponden a la Urbanización. Es importante señalar que, a la altitud o cotas de los puntos no fue posible realizarles el amarre correspondiente, producto de la ausencia de placas en el sector de estudio. Posterior a ello, se procede a registrar la altura instrumental de la estación, y se direcciona el equipo de medición referido al norte magnético, empleando la brújula, con todo lo anterior, se otorga la visual en ceros, y se procede a dar inicio al levantamiento de la poligonal y toma de los respectivos detalles, que en total suman 144 puntos.

Se optó por una poligonal abierta con conservación de acimuts o también llamado acimutes directos, que básicamente consiste en trasladar la meridiana magnética (norte) de inicio a las demás estaciones de armada, permitiendo la lectura de los ángulos referidos desde la norte en cada una de las líneas visadas, eliminando así la necesidad de calcularlos en la cartera de campo [17]. Durante el recorrido de la poligonal fue necesario realizar el traslado y armado de la estación en 8 oportunidades, arrojando 8 deltas (denominación otorgada a los puntos de armado) incluyendo el punto 1EST y el punto 143, en este último se decide instalar el equipo con el propósito de verificar las coordenadas de delta 8 (punto 8 EST), y de esta forma ejercer un control de los detalles medidos a partir de él (delta 8), donde cada cambio era referenciado con el delta anterior, comprobando que las coordenadas de partida coincidieran. La recolección de la información catastral y topográfica, demandando un tiempo de trabajo de dos semanas, contadas a partir del 08 de agosto del 2018, teniendo en cuenta los retrasos ocasionados por las precipitaciones que acontecieron para esos días en el Municipio de Villavicencio.

La información recolectada y obtenida, fueron los insumos para la elaboración de los planos catastral y topográficos, con las respectivas curvas de nivel, necesarios para el diseño hidráulico, así como, la realización del estudio catastral de la Urbanización, donde se identificaron extensiones de los predios, número de predios, acceso a servicios, y demás información presente en el ítem denominado estudio catastral y social. En la tabla 3-1, se muestra la cartera de la poligonal abierta, exceptuando los detalles, donde la información completa de la misma podrá ser consultada en el anexo 2.

Tabla 3-1. Cartera topográfica de la poligonal abierta para el levantamiento de la Urbanización.

ESTACIÓN	PUNTOS OBSERVADOS	DESCRIPCIÓN	AZIMUT			Hz (m)	PROYECCIONES		COORDENADAS		COTA (m)	ERROR COORDENADAS (metros)		OBS
			°	'	"		N : S	E : W	NORTE	ESTE		NORTE	ESTE	
Delta 1	-	1 EST (Corresponde a la primera armada e inicio de la poligonal.)	0	0	0	0			945355,967	1048002,804	425	0,0090183	0,005005802	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 1 y el punto 30 (VERIF1).
Delta 2	-	2 EST (Segunda armada de la estación.)	197	19	56	39,271	-37,4878	-11,6993	945318,4792	1047991,105	424,809	0,008154	0,003710262	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 2 y el punto 77 (VERIF2).
	30	VERIF1 (Punto de verificación de las coordenadas del Delta 1)	17	19	45,01	39,2609	37,4788	11,69429	945355,958	1048002,799	424,993			
Delta 3	-	3 EST (Tercera armada, parqueadero carros.)	40	43	51	38,4678	29,1503	25,10048	945347,6294	1048016,205	424,623	-0,001557	0,006187622	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 3 y el punto 95 (VERIF3).
	77	VERIF2 (Verificación de las coordenadas de Delta 2)	220	43	37,55	38,4764	-29,1584	-25,1042	945318,471	1047991,101	424,809			
Delta 4	-	4 EST (Cuarta armada, casa profesor.)	126	30	9	56,7404	-33,7525	45,60969	945313,8769	1048061,815	423,919	-0,004092	0,005896242	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 4 y el punto 113 (VERIF4).
	95	VERIF3 (Punto de verificación de las coordenadas de Delta 3)	306	30	0,17	56,7463	33,754	-45,6159	945347,631	1048016,199	424,613			
Delta 5	-	5 EST (Quinta armada, calle de Rodiel.)	29	57	28	37,9416	32,8724	18,94658	945346,7493	1048080,761	424,336	0,001828	0,008477054	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 5 y el punto 120 (VERIF5).
	113	VERIF4 (Punto de verificación de las coordenadas de Delta 4)	209	58	6,88	37,941	-32,8683	-18,9525	945313,881	1048061,809	423,934			
Delta 6	-	6 EST (Sexta armada, calle conjunto.)	53	37	51	37,2878	22,1111	30,02462	945368,8604	1048110,786	424,231	-0,004558	0,010072321	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 6 y el punto 134 (VERIF6).
	120	VERIF5 (Punto de verificación de las coordenadas de Delta 5)	233	38	10,66	37,29571	-22,113	-30,0331	945346,7475	1048080,753	424,342			
Delta 7	-	7 EST (Septima armada, detrás de Rodiel.)	143	14	19	34,7242	-27,8188	20,78187	945341,0417	1048131,568	423,564	0,0056694	-0,005047999	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 7 y el punto 140 (VERIF7).
	134	VERIF6 (Punto de verificación de las coordenadas de Delta 6)	323	13	47,28	34,73388	27,8233	-20,7919	945368,865	1048110,776	424,226			
Delta 8	-	8 EST (Octava armada, sobre el andén D.)	223	5	14	46,578	-34,0166	-31,8179	945307,0251	1048099,75	423,426	0,0004259	-0,000137576	El error corresponde a la diferencia entre las coordenadas de Delta 8 y el punto 143 (VERIF8).
	140	VERIF7 (Verificación de las coordenadas de Delta 7)	43	26	19	46,5148	33,7749	31,98251	945341,036	1048131,573	423,561			
	143	Punto de armada para verificar las coordenadas de Delta 8.	252	5	54	33,6934	-10,3568	-32,0621	945296,6683	1048067,688	424,159			
143	-	VERIF8 (Verificación de las coordenadas de Delta 8)	72	5	56,74	33,6934	10,3564	32,06229	945307,0246	1048099,75	425,159	-	-	Punto de armada para verificar Delta 8

Fuente: Elaboración propia.

Las proyecciones N:S (Norte:Sur) y E:W (Este:Oeste), son calculadas a partir de las coordenadas polares tomadas en campo (ángulo acimutal y distancia), de cada uno de los vértices (deltas y detalles) de la poligonal, donde para obtener la proyección N:S hemos de emplear la ecuación 2, mientras que para la E:W se hace uso de la ecuación 3:

- $\Delta N:S = \text{Cos (Azimut)} * H_z$
(Ecuación 2)

- $\Delta E:W = \text{Sen (Azimut)} * H_z$
(Ecuación 3)

Valores que fueron sumados algebraicamente a las coordenadas de partida de cada punto, donde para hallar Delta 2, las coordenadas de inicio corresponden a las de Delta 1, y para hallar Delta 3, se toma como origen los valores de Delta 2, y así de manera sucesiva hasta finalizar el levantamiento.



Figura 3-2. Levantamiento topográfico y catastral de la Urbanización. Fuente: *Elaboración propia.*

En la tabla 3-1, se observan errores de cierre en la coordenadas de los vértices presentes, en el que la mayor diferencia tiene lugar en la coordenada Este de Delta 6, con una imprecisión de 1.00 cm, razón por la cual, generalmente no se recomienda este tipo de poligonales (abiertas), salvo a que la visibilidad entre los puntos se encuentre impedida [17], dado a que en ellas no se pueden calcular precisiones y tampoco realizar correcciones aritméticas [18],

es así que, justificado en los obstáculos visuales presentes en la Urbanización, como edificaciones, elementos arbóreos y demás, el grupo de trabajo se ve en la necesidad de hacer uso de este tipo de poligonal, teniendo el mayor cuidado posible a la hora de efectuar las lecturas.

3.1.2. Verificación de las Especificaciones y Trazado de la Red Actual de Suministro

Con base a la información suministrada por la Junta de Acción Comunal de la Urbanización y con el visto bueno de la misma, se procede a realizar 7 apiques aleatorios, con un área de 0.5 metros por 0.8 metros en promedio, con el propósito de contrastar la información presente en los deficientes planos con los que cuenta la JAC y especificaciones de la tubería existente, como material y diámetro, tarea que demandó de dos días de trabajo.



Figura 3-3. Sondeo para verificar la tubería de salida desde el cuarto de bombas a la red de suministro. Fuente: Elaboración propia.

Es importante a la hora de realizar cualquier tipo de excavación, solicitar los planos de redes de otras empresas que tengan conexiones domiciliarias bajo el subsuelo del sector, ello para evitar afectaciones en la red de tubería y demás componentes de la misma. En este orden de ideas, se procedió a realizar la solicitud a Llanogas, información con la que al final el grupo no pudo contar, lo que conllevó a que las excavaciones fueran realizadas con el mayor nivel de precaución posible, tarea que afortunadamente no presentó inconveniente alguno.



Figura 3-4. *Excavación manual para identificar la red de suministro actual de la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.*

Tres sondeos fueron realizados en zona verde, y cuatro en asfalto, para lo cual se emplearon herramientas menores como pala, barra de acero de 14 libras, carretilla, pica, palustre.



Figura 3-5. *Apiques para identificar diámetros de tubería, profundidades y accesorios de la red existente. Fuente: Elaboración propia.*

Se conservó el material que ha sido extraído de las zonas de intervención, para colocarlo nuevamente sobre el área excavada, y no generar costos innecesarios en la adquisición de rellenos. Al momento de realizar el relleno, se empleó un pisón de mano, para compactar el material, y prever asentamientos futuros en las áreas de vías que fueron intervenidas, esta actividad se realizó en tres capas, con 15 golpes entre cada capa. Los lugares donde se realizaron estos sondeos, fueron debidamente referenciados haciendo uso de la estación total.



Figura 3-6. Referenciación de apique. Fuente: Elaboración propia.

3.1.2.1. Reparación de los apiques realizados en el sector

Tabla 3-2. Valores de resistencia a flexo tracción del concreto (módulo de rotura).

Descripción	Resistencia a la flexión (kg/cm ²)
MR1	38
MR2	40
MR3	42
MR4	45

Fuente: Instituto Nacional de Vías, 2008.

Finalizados los apiques y toma de la información pertinente como diámetros de tubería, localización y demás, se da inicio con el relleno y aplicación de mezcla en donde haya lugar, atendiendo lo reglado por el Instituto Nacional de Vías [19], donde designa los Módulos de Rotura, MR, de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito.

De la tabla 3-2, se selecciona el módulo de rotura MR2, con una resistencia a la flexión de 40 Kg/cm², justificado en el proyecto TIPO para la construcción de pavimento rígido en vías urbanas de bajo tránsito, publicado por el Departamento Nacional de Planeación (DNP) [20], donde enuncia que el concreto debe tener un Módulo de Rotura mínimo de 40 Kg/cm².

3.1.2.1.1. Diseño de mezcla

Dado a que el Módulo de Rotura es cerca del 10% al 20% de la resistencia a la compresión

[21], se tomó la condición más desfavorable, asumiendo una relación del 10% entre la resistencia a la compresión ($f'c$) y el Módulo de Rotura (MR), por lo anterior se procedió a diseñar una mezcla de resistencia a la compresión de 400 Kg/cm^2 , diseño que fue parametrizado de acuerdo a la metodología y recomendaciones de la Asociación Colombiana de Productores de Concreto (ASOCRETO) [22], la cual tiene como base los procedimientos del American Concrete Institute (ACI), elaborado por el comité ACI 211 y el de la Road Note Laboratory (RNL).

Tabla 3-3. Valores de asentamientos recomendados para diversas clases de construcción.

Asentamiento (cm)	Consistencia (Tipo de concreto)	Grado de Trabajabilidad	Tipo de estructura y condiciones de colocación
0 - 2,0	Muy seca	Muy pequeño	Vigas o pilotes de alta resistencia con vibraciones de formaleta
2,0 - 3,5	Seca	Pequeño	Pavimentos vibrados con máquina mecánica
3,5 - 5,0	Semi - seca	Pequeño	Construcciones en masas voluminosas. Losas medianamente reforzadas con vibración Fundaciones en concreto simple Pavimentos con vibradores normales
5,0 - 10,0	Media	Medio	Losas medianamente reforzadas y pavimentos, compactados a mano. Columnas, vigas, fundaciones y muros, con vibración
10,0 - 15,0	Húmeda	Alto	Secciones con mucho refuerzo. Trabajos donde la colocación sea difícil. Revestimiento de túneles. No recomendable para compactarlo con demasiada vibración.

Fuente: Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010.

La elección del asentamiento depende del tipo de estructura y las condiciones de colocación. Es importante a la hora de seleccionar el asentamiento, tener en cuenta el grado de manejabilidad que requiera la obra, elementos con muchos refuerzos requieren mezclas más húmedas y por ende un asentamiento mayor. El asentamiento de la mezcla es directamente proporcional al agua de mezclado, e inversamente proporcional a la resistencia.

El tipo de estructura adoptado para el ejercicio de reparación en las áreas de vías urbanas intervenidas, corresponde a losas medianamente reforzadas y pavimentos, compactados a mano, por ello se opta en seleccionar un asentamiento de 6.0 centímetros, con el propósito de obtener una resistencia optima, sacrificando un poco su manejabilidad. Con el

asentamiento seleccionado, nos encontramos con un hormigón de consistencia media y grado de trabajabilidad medio.

Tabla 3-4. Valores recomendados de TMN según el tipo de construcción.

Dimensión mínima del elemento (cm)	Tamaño máximo nominal en mm (pulgadas)			
	Muros reforzados, vigas y columnas	Muros sin refuerzos	Losas muy reforzadas	Losas sin refuerzo o poco reforzadas
6 - 15	12 (½") - 19 (¾")	19 (¾")	19 (¾") - 25 (1")	19 (¾") - 38 (1½")
19 - 29	19 (¾") - 38 (1½")	38 (1½")	38 (1½") - 76 (3")	
30 - 74	38 (1½") - 76 (3")	76 (3")	38 (1½") - 76 (3")	76 (3")
75 ó más	38 (1½") - 76 (3")	152 (6")	38 (1½") - 76 (3")	76 (3") - 152 (6")

Fuente: Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010.

Se decide seleccionar un Tamaño Máximo Nominal (TMN) de 3/4 de pulgada (19 mm), debido a que losa tiene un espesor de 7 centímetros (dimensión del elemento), y no presenta refuerzo, ya que las vías fueron construidas con pavimento flexible (asfalto). El TMN está limitado por las dimensiones de las estructuras, teniéndose presente que en ningún caso debe exceder de un quinto de la menor dimensión entre los lados de la formaleta, de un tercio del espesor de las losas, ni de las tres cuartas partes del espaciamiento libre entre varillas individuales de refuerzo.

Tabla 3-5. Contenido aproximado de aire en el concreto para varios grados de exposición.

Agregado Grueso		Porcentaje promedio aproximado de aire atrapado	Porcentaje promedio total de aire recomendado para los siguientes grados de exposición		
Pulgadas	mm		Suave	Mediano	Severo
¾	9,51	3,0	4,5	6,0	7,5
½	12,50	2,5	4,0	5,5	7,0
¾	19,10	2,0	3,5	5,0	6,0
1	25,40	1,5	3,0	4,5	6,0
1 ½	38,10	1,0	2,5	4,5	5,5
2	50,8	0,5	2,0	4,0	5,0
3	76,1	0,3	1,5	3,5	4,5
6	152,4	0,2	1,0	3,0	4,0

Fuente: Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010.

Es importante determinar el porcentaje de aire atrapado, y la necesidad de añadirle o no aire a la mezcla. Lo anterior, depende del grado de exposición de la estructura y el TMN. El aire

incluido beneficia la manejabilidad y la cohesión de la mezcla [23], pese a ello, se decide no incluirle aire a la mezcla, producto de la ausencia de las herramientas necesarias para ejecutar esta actividad. Con un TMN para el agregado grueso de 3/4" seleccionado con anterioridad, se obtiene de tabla (ver tabla 3-5) un porcentaje promedio de aire atrapado de 2.0%.

Tabla 3-6. Requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes asentamientos y TMN del agregado.

Condición del contenido de aire	Asentamiento cm	Agua en kg/m ³ de concreto para los TMN del agregado indicados							
		10	12,5	20	25	40	50	70	150
		--	--	--	--	--	--**	--**	--**
Concreto sin aire incluido	3 a 5	205	200	185	180	160	155	145	125
	8 a 10	225	215	200	195	175	170	160	140
	15 a 18	240	230	210	205	185	180	170	---
	Cantidad aproximada de aire atrapado en concreto sin aire incluido, por ciento	3	2,5	2	1,5	1	0,5	0,3	0,2
Concreto con aire incluido	3 a 5	180	175	165	160	145	140	135	120
	8 a 10	200	190	180	175	160	155	150	135
	15 a 18	215	205	190	185	170	165	160	---
	Promedio recomendable de contenido total de aire por ciento	8	7	6	5	4,5	4	3,5	3

* Estas cantidades de agua de mezclado deben utilizarse en los cálculos de los factores de cemento para mezclas de prueba. Son las máximas para agregados gruesos angulares razonablemente bien formados graduados dentro de los límites de las especificaciones aceptadas.

** Los valores de asentamiento para un concreto que contenga un agregado mayor de 40 mm están basados en pruebas de asentamiento efectuado después de remover las partículas mayores de 40 mm por medio de cribado húmedo.

Fuente: Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010.

Una vez se ha estimado el contenido de aire atrapado e incluido, se debe proceder a estimar la cantidad de agua de mezclado. Como el asentamiento es de 6 centímetros, y este valor no se encuentra contemplado en la tabla “requerimientos aproximados de agua de mezclado y contenido de aire para diferentes asentamientos y TMN del agregado” (ver tabla 3-6), se decide seleccionar el valor de 185 Kg/m³ que corresponde a los asentamientos de 3 a 5 cm, y no el 200 Kg/m³ (para asentamientos de 8 a 10 cm), con el propósito de que la relación A/C sea la menor y ganar resistencia en la mezcla.

Conociendo que el fluido cuenta con una densidad de 1000 Kg/m³ y la cantidad de agua

expresada en masa, obtenida en el paso inmediatamente anterior (185 Kg/m^3), es posible calcular el volumen de la muestra de agua necesaria para mezclar 1 metro cúbico de concreto.

Tabla 3-7. Relación entre la resistencia a la compresión y algunos valores de la relación a/c.

Resistencia a la compresión a los 28 días en kg/cm^2 (psi)	Concreto sin incluir de aire Relación absoluta por peso	Concreto con incluir de aire Relación absoluta por peso
175 (2 500)	0,65	0,56
210 (3 000)	0,58	0,50
245 (3 500)	0,52	0,46
280 (4 000)	0,47	0,42
315 (4 500)	0,43	0,38
350 (5 000)	0,40	0,35

Fuente: Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010.

El paso siguiente es determinar la relación agua/cemento (a/c), para poder obtener la cantidad de cemento necesaria en la mezcla. A pesar de que existe un diagrama de las curvas de resistencia a la compresión y la relación a/c, los valores por tabla resultan ser más precisos. En la tabla anterior (ver tabla 3-7) no existe valores de a/c para una resistencia de 400 Kg/cm^2 , razón por la cual se debe realizar la iteración correspondiente:

$$350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.40 \text{ a/c}$$

$$315 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.43 \text{ a/c}$$

Encontramos la correspondencia existente en las proporciones anteriores de resistencia y a/c:

$$350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} - 315 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 0.40 \text{ a/c} - 0.43 \text{ a/c}$$

$$35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = -0.03 \text{ a/c}$$

De lo anterior podemos concluir que cuando la resistencia a la compresión aumenta en un orden de 35 Kg/cm^2 , la proporción entre cemento y agua (relación en peso) disminuye en 0.03, conociendo esta información se plantea una regla de tres simple, donde debemos variar la resistencia a la compresión en 50 Kg/cm^2 , que es la diferencia existente entre 350 Kg/cm^2 (valor conocido) y 400 Kg/cm^2 (incógnita):

$$35 \frac{Kg}{cm^2} = -0.03 a/c$$

$$50 \frac{Kg}{cm^2} = X a/c$$

El Valor de X es de -0.0428 a/c, cifra numérica que será restada a la relación de agua y cemento de 0.40, descrito en la tabla 3-7, para un f'c de 350 Kg/cm². En este orden de ideas para una resistencia a la compresión a los 28 días de 400 Kg/cm², se requiere de una relación agua/cemento de 0.3572, valor que se redondeó a 0.36, para proporcionar una mayor facilidad a la hora elaborar la mezcla.

Una vez definida la relación agua/cemento, el paso siguiente es obtener el contenido de cemento, haciendo uso de la siguiente ecuación, donde C es la cantidad de cemento dada en Kg/m³, a es la cantidad de agua de mezclado en Kg/m³ y a/c es el factor calculado (0.36).

$$C = \frac{a}{a/c}$$

(Ecuación 4)

Donde:

$$C = \frac{185 Kg/m^3}{0.36} = 513.8888 Kg/m^3$$

El contenido necesario para la elaboración de un metro cúbico de hormigón de 400 Kg/cm², es de 513.8888 Kg, equivalente a 10.277 bultos de 50 Kg.

Conociendo la densidad del material y el contenido en peso, obtenido en el paso inmediatamente anterior es posible determinar la dosificación en volumen del material aglutinante (cemento portland tipo I).

$$Vc = \frac{513.8888 Kg/m^3}{3100 Kg/m^3} = 0.1657m^3$$

De esta forma concluimos que para un metro cúbico de concreto de 400 Kg/cm², se requiere 0.1657m³ de cemento.

Tabla 3-8. Volumen de gravilla por unidad de volumen de concreto (b/b_o)

Máximo tamaño nominal de agregados		Volumen de agregado grueso secado en el horno por unidad de volumen de concreto para diferentes módulos de finura de agregado fino			
		MÓDULO DE FINURA			
pulgadas	mm	2,40	2,60	2,80	3,00
3/8	9,51	0,50	0,48	0,46	0,44
1/2	12,5	0,59	0,57	0,55	0,53
3/4	19,1	0,66	0,64	0,62	0,60
1	25,4	0,71	0,69	0,67	0,65
1 1/2	38,1	0,75	0,73	0,71	0,69
2	50,8	0,78	0,76	0,74	0,72
3	76,1	0,82	0,80	0,78	0,76
6	152,4	0,87	0,85	0,83	0,81

* Los volúmenes están basados sobre agregados en condiciones de secado al horno descritos en ASTM C 29.

* Estos volúmenes son seleccionados de relaciones empíricas para producir concreto con un grado de trabajabilidad adecuado para construcción usual reforzada.

Fuente: Asociación Colombiana de Productores de Concreto, 2010.

Tabla 3-9. Propiedades de los agregados suministrados por GRAVICON S.A.

ITEM	Agregado Grueso	Agregado Fino
Comprado en:	GRAVICON S.A	GRAVICON S.A
TM:	1"	3/8"
TN:	3/4"	Nº 4
Humedad Natural	0,210%	0,01%
Origen:	Cantera	Cantera
MF	-	3
MUC	1560 kg/m ³	1590 kg/m ³
MUS	1540 kg/m ³	1460 kg/m ³
Densidad Aparente	2470 kg/m ³	2540 kg/m ³

Fuente: Elaboración propia, con información tomada de GRAVICON S.A (2018).

El módulo de finura del agregado fino suministrado por GRAVICON [24] es de 3.0, que, para un TMN de la grava seleccionada, arroja un valor de b/b_o de 0.60, que se ha de emplear para determinar B (volumen de grava por m³ de mezcla).

$$B = \left(\frac{b}{b_o} \right) * b_o,$$

(Ecuación 5)

$$b_o = \left(\frac{MUC}{d_g} \right)$$

(Ecuación 6)

En las ecuaciones anteriores, la variable b_o , representa el volumen de las partículas de agregado grueso por metro cúbico de agregado grueso, MUC es la masa unitaria compacta y por último d_g es la densidad de la grava. Reemplazando los datos con los que se cuenta referentes a los agregados, se despejan las ecuaciones y se obtiene que b_o , es 0.63157 y el volumen de agregado grueso (B) concierne a 0.378 m^3 para un metro cúbico de mezcla.

Tabla 3-10. Dosificaciones para un metro cúbico de concreto de 400 Kg/cm^2

Descripción	Volumen
Cemento Portland Tipo I	0.1657 m^3
Grava de $\frac{3}{4}$ "	0.378 m^3
Agua	0.185 m^3
Aire	0.02 m^3
Arena lavada	0.2513 m^3

Fuente: Elaboración propia.

Conociendo el volumen de cada uno de los componentes restantes de la mezcla para un metro

cúbico, es posible determinar el volumen del agregado fino. Donde a un metro cúbico de hormigón le sustraeremos los volúmenes correspondientes a la grava, aire, agua y cemento. Como el porcentaje del aire atrapado dentro de la mezcla corresponde al 2% de un metro cúbico, su volumen ha de ser 0.02 m^3 .



Figura 3-7. *Parcheo con mezcla de 400 Kg/cm^2 . Fuente: Elaboración propia.*

Es importante señalar que se puede realizar una optimización de la mezcla, ajustando la cantidad de agua de mezclado debido a la humedad de los agregados, buscando conseguir la mayor resistencia con la menor proporción posible de materiales (cemento, agua, grava y arena), pero dado a que solo requeríamos en promedio 0.1344 m^3 (teniendo en cuenta un desperdicio del 5%) metros cúbicos de hormigón para el parcheo de los 4 apiques realizados en asfalto, se tomó la decisión de omitir este paso, dado a que el volumen de materiales a emplear no es significativo.

3.1.3. Estudio Catastral y Social

Para el estudio catastral se elaboró una ficha predial, y se procedió a realizar el diligenciamiento de la misma con cada uno de los predios existentes, donde la información capturada mediante esta herramienta corresponde al número de habitantes, la matrícula inmobiliaria, manzana y número del predio, dirección, número de niveles de las edificaciones, si cuentan con acceso a los servicios públicos de luz, gas, agua e internet, y

Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta

altura del tanque elevado. Esta misma herramienta nos permitió recolectar datos empleados en parte para la elaboración del análisis o estudio social de la Urbanización, tales como estrato, afiliación al sistema de salud e ingresos en salarios mínimos mensuales legales vigentes.

Toda esta información fue sistematizada en Excel para su posterior manejo y es visible en el anexo 3.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
				Dirección	Localización	Tipo (IGAC)	Uso del suelo (POT 2015)	Estrato	Extensión (m²)	Valor
1	Manzana	Casa/Matricula inmobiliaria	Número catastral							
2	A	1	230-1.20216	5000160830001000 Calle 22 Sur # 35 - 35 Manzana A Lote 1	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	156	\$ 14.822.000
3	A	2	230-1.20217	5000160830001200 Calle 22 Sur # 35 - 27 Manzana A Casa 2	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	143	\$ 27.892.000
4	A	3	230-1.20218	5000160830001300 Calle 22 Sur # 35 - 21 Manzana A Casa 3	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	130	\$ 26.657.000
5	A	4	230-1.20219	5000160830001400 Calle 22 Sur # 35 - 15 Manzana A Casa 4	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	114	\$ 25.136.000
6	A	5	230-1.20220	5000160830001500 Calle 22 Sur # 35 - 09 Manzana A Casa 5	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	92	\$ 23.046.000
7	A	6	230-1.20221	5000160830001600 Calle 22 Sur # 34 A - 27 Manzana A Casa 6	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	126	\$ 40.583.000
8	B	1	230-1.20222	5000160830001700 Calle 21 A Sur # 35 - 59 Manzana B Casa 1	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
9	B	2	230-1.20223	5000160830001800 Calle 21 A Sur # 35 - 53 Manzana B Casa 2	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
10	B	3	230-1.20224	5000160830001900 Calle 21 A Sur # 35 - 47 Manzana B Casa 3	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
11	B	4	230-1.20225	5000160830002000 Calle 21 A Sur # 35 - 41 Manzana B Casa 4	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
12	B	5	230-1.20226	5000160830002100 Calle 21 A Sur # 35 - 35 Manzana B Casa 5	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
13	B	6	230-1.20227	5000160830002200 Calle 21 A Sur # 35 - 29 Manzana B Casa 6	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
14	B	7	230-1.20228	5000160830002300 Calle 21 A Sur # 35 - 23 Manzana B Casa 7	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
15	B	8	230-1.20229	5000160830002400 Calle 21 A Sur # 35 - 17 Manzana B Casa 8	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
16	B	9	230-1.20230	5000160830002500 Calle 21 A Sur # 35 - 09 Manzana B Casa 9	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
17	B	10	230-1.20231	5000160830002600 Calle 21 A Sur # 35 - 03 Manzana B Casa 10	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
18	B	11	230-1.20232	5000160830002700 Calle 22 Sur # 35 - 04 Manzana B Casa 11	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
19	B	12	230-1.20233	5000160830002800 Calle 22 Sur # 35 - 10 Manzana B Casa 12	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
20	B	13	230-1.20234	5000160830002900 Calle 22 Sur # 35 - 16 Manzana B Casa 13	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
21	B	14	230-1.20235	5000160830003000 Calle 22 Sur # 35 - 22 Manzana B Casa 14	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
22	B	15	230-1.20236	5000160830003100 Calle 22 Sur # 35 - 28 Manzana B Casa 15	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
23	B	16	230-1.20237	5000160830003200 Calle 22 Sur # 35 - 36 Manzana B Casa 16	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
24	B	17	230-1.20238	5000160830003300 Calle 22 Sur # 35 - 42 Manzana B Casa 17	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
25	B	18	230-1.20239	5000160830003400 Calle 22 Sur # 35 - 48 Manzana B Casa 18	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
26	B	19	230-1.20240	5000160830003500 Calle 22 Sur # 35 - 54 Manzana B Casa 19	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
27	B	20	230-1.20241	5000160830003600 Calle 22 Sur # 35 - 60 Manzana B Casa 20	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
28	C	1	230-1.20242	5000160830003700 Calle 21 Sur # 35 - 59 Manzana C Casa 1	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
29	C	2	230-1.20243	5000160830003800 Calle 21 Sur # 35 - 53 Manzana C Casa 2	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
30	C	3	230-1.20244	5000160830003900 Calle 21 Sur # 35 - 47 Manzana C Casa 3	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
31	C	4	230-1.20245	5000160830004000 Calle 21 Sur # 35 - 41 Manzana C Casa 4	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
32	C	5	230-1.20246	5000160830004100 Calle 21 Sur # 35 - 35 Manzana C Casa 5	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
33	C	6	230-1.20247	5000160830004200 Calle 21 Sur # 35 - 29 Manzana C Casa 6	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000
34	C	7	230-1.20248	5000160830004300 Calle 21 Sur # 35 - 23 Manzana C Casa 7	Urbanización Rincón de las Margaritas	Rural	Suelo Urbano	3 - Bajo	81	\$ 21.774.000

Figura 3-8. Sistematización de información recolectada para el estudio social y catastral.
Fuente: Elaboración propia.

Con base al último avalúo realizado por la Secretaría de Hacienda Municipal de Villavicencio, se identificó el valor catastral y la extensión en metros cuadrados de cada uno de los predios, haciendo la consulta en la plataforma informática de la Alcaldía Municipal de Villavicencio, la cual mediante la matricula inmobiliaria se puede acceder a los recibos del impuesto predial de los inmuebles.

3.1.4. Diseño Hidráulico

Para el diseño hidráulico de cada uno de los componentes del sistema (tanque de succión, tanque de regulación, red de distribución, equipo de bombeo y demás elementos) se requiere de una metodología jerárquica, en donde cada tarea se encuentra precedida de otra. Se acogieron referentes académicos como López Cualla, Saldarriaga, Corcho Romero, Duque Serna, al igual que la normatividad técnica colombiana.

3.1.4.1. Proyección y población de diseño

Para llevar a cabo la planeación y el diseño de un sistema hidráulico destinado al almacenamiento y transporte en ruta de agua, se debe tener en cuenta la variación del número de habitantes del sector a lo largo de los años. En la Urbanización Rincón de Las Margaritas, no se cuenta con censos históricos, y la Junta de Acción Comunal ha manifestado que la población ha tendido a ser constante, teniendo en cuenta lo anterior, se toma la decisión de realizar un censo poblacional en campo, e identificar el número de personas que hoy por hoy habitan la Urbanización, en el cual se estableció que son 232 personas las que consolidan el sector de estudio (ver anexo 4) y las tasas de crecimiento anual, al igual que la población proyectada se obtendrán haciendo uso de los últimos tres censos oficiales, 1985, 1993 y 2005, hechos en la capital metense por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística. No se tiene en cuenta la población rural del Municipio, a razón de que el Plan de Ordenamiento Territorial de Villavicencio (POT 2015) clasifica el sector de la Urbanización como suelo urbano.

Tabla 3-11. Población urbana en el municipio de Villavicencio, censo 1985, 1993 y 2005.

Año de Censo	Población urbana de Villavicencio (Censo DANE)
1985	170176
1993	219976
2005	356464

Fuente: Elaboración propia, con información tomada del DANE (2018).

a) Método aritmético

Lo primero que debemos hacer es determinar la pendiente de la recta, ka:

$$k_a = \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}}$$

(Ecuación 7)

La población del último censo, P_{UC}, corresponde a la del año de 2005 y la registrada en el período de 1985 resulta ser la población del censo inicial, P_{CI}. Despejando la ecuación tenemos:

$$K_a = \frac{356464 - 170176}{2005 - 1985} = 9314.4 \text{ habitantes/año}$$

Los pobladores proyectados para la zona urbana del Municipio de Villavicencio para el 2018 y los 25 años posteriores (período de diseño), se determinó haciendo uso de la siguiente fórmula matemática, en la cual P_f, es la población futura y T_f es el año de proyección.

$$P_f = P_{uc} + k_a(T_f - T_{uc})$$

(Ecuación 8)

Al año 2018 el método aritmético arrojó una población de 477551 y para el 2043 dedujo que la ciudad de Villavicencio contaría con una demografía urbana de 710411, en el anexo 4, se puede evidenciar las memorias de cálculo.

b) Método geométrico

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

(Ecuación 9)

La tasa de crecimiento anual es representada por la variable r, variable que es determinada empleando la ecuación 10, donde se ha de reemplazar el subíndice f por uc “último censo”, y por ci “censo inicial”, posterior a esto, se procede a despejar el término r en término de las

otras variables, estableciendo la siguiente ecuación:

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

(Ecuación 10)

$$r = \left(\frac{356464}{170176}\right)^{\frac{1}{2005+1985}} = 0.0377$$

Resolviendo, encontramos que la tasa de crecimiento anual corresponde a 0.377, valor que empleamos para encontrar las proyecciones desde el 2018 hasta el 2043.

c) Método exponencial

También conocido como logarítmico, el método requiere conocer al menos tres censos para establecer un promedio en la rata de crecimiento, K_e :

$$k_e = \frac{L_n P_{cp} - L_n P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

(Ecuación 11)

P_{cp} , es la población del censo posterior, mientras que la población del censo anterior se denota como P_{ca} , al igual que el año del censo posterior lleva el sufijo cp, T_{cp} .

La tasa de crecimiento entre los censos de 1993 y 1985 es la siguiente:

$$K_e = \frac{L_n(219976) - L_n(170176)}{1993 - 1985} = 0.0321$$

Una vez determinada esta rata, procedemos a calcularla entre los registros poblacionales de 2005 y 1993.

$$K_e = \frac{L_n(356464) - L_n(219976)}{2005 - 1993} = 0.0402$$

Se determina que el valor promedio de K_e es de 0.03615. Una vez es señalada la tasa de crecimiento promedio, el paso siguiente es proyectar los pobladores a futuro, empleando la siguiente igualdad:

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

(Ecuación 12)

Los resultados de cada una de las proyecciones se encuentran en el anexo 4.

d) Método Wappaus

$$i = \frac{200 * (P_{uc} - P_{ci})}{(T_{uc} - T_{ci}) * (P_{ci} + P_{uc})}$$

(Ecuación 13)

La tasa de crecimiento está dada por la anterior ecuación, que al resolverla tenemos un valor para i de 3.5373. Una vez encontrada la rata de variación, i , deducimos las poblaciones futuras, para ello debemos hacer uso de la siguiente relación matemática:

$$P_f = P_{ci} \frac{(200 + i * (T_f - T_{ci}))}{(200 - i * (T_f - T_{ci}))}$$

(Ecuación 14)

En la próxima tabla se exhiben los resultados obtenidos a partir del año 2018, donde P_f es población futura.

Tabla 3-12. Poblaciones proyectadas para el municipio de Villavicencio.

Año	Aritmético	Geométrico	Exponencial	Wappaus
	Pf	Pf	Pf	Pf
2018	477551	576424	561145	647297
2019	486866	598133	581805	683564
2020	496180	620660	603226	723198
2021	505494	644035	625435	766691
2022	514809	668291	648462	814637
2023	524123	693460	672337	867754
2024	533438	719577	697090	926927
2025	542752	746677	722756	993256
2026	552066	774799	749366	1068121
2027	561381	803979	776955	1153283
2028	570695	834259	805561	1251025
2029	580010	865678	835220	1364354
2030	589324	898281	865970	1497325
2031	598638	932112	897853	1655525
2032	607953	967217	930910	1846890
2033	617267	1003645	965184	2083070
2034	626582	1041444	1000719	2381892
2035	635896	1080667	1037563	2772092
2036	645210	1121367	1075764	3303148
2037	654525	1163599	1115371	4068128
2038	663839	1207423	1156436	5265251
2039	673154	1252897	1199013	7404837
2040	682468	1300083	1243158	12322365
2041	691782	1349047	1288928	35439125
2042	701097	1399854	1336383	Indeterminado
2043	710411	1452575	1385585	Indeterminado

Fuente: Elaboración propia.

La siguiente figura corresponde a la gráfica de los datos poblacionales. La memoria de cálculo se encuentra contenida en el anexo 4.

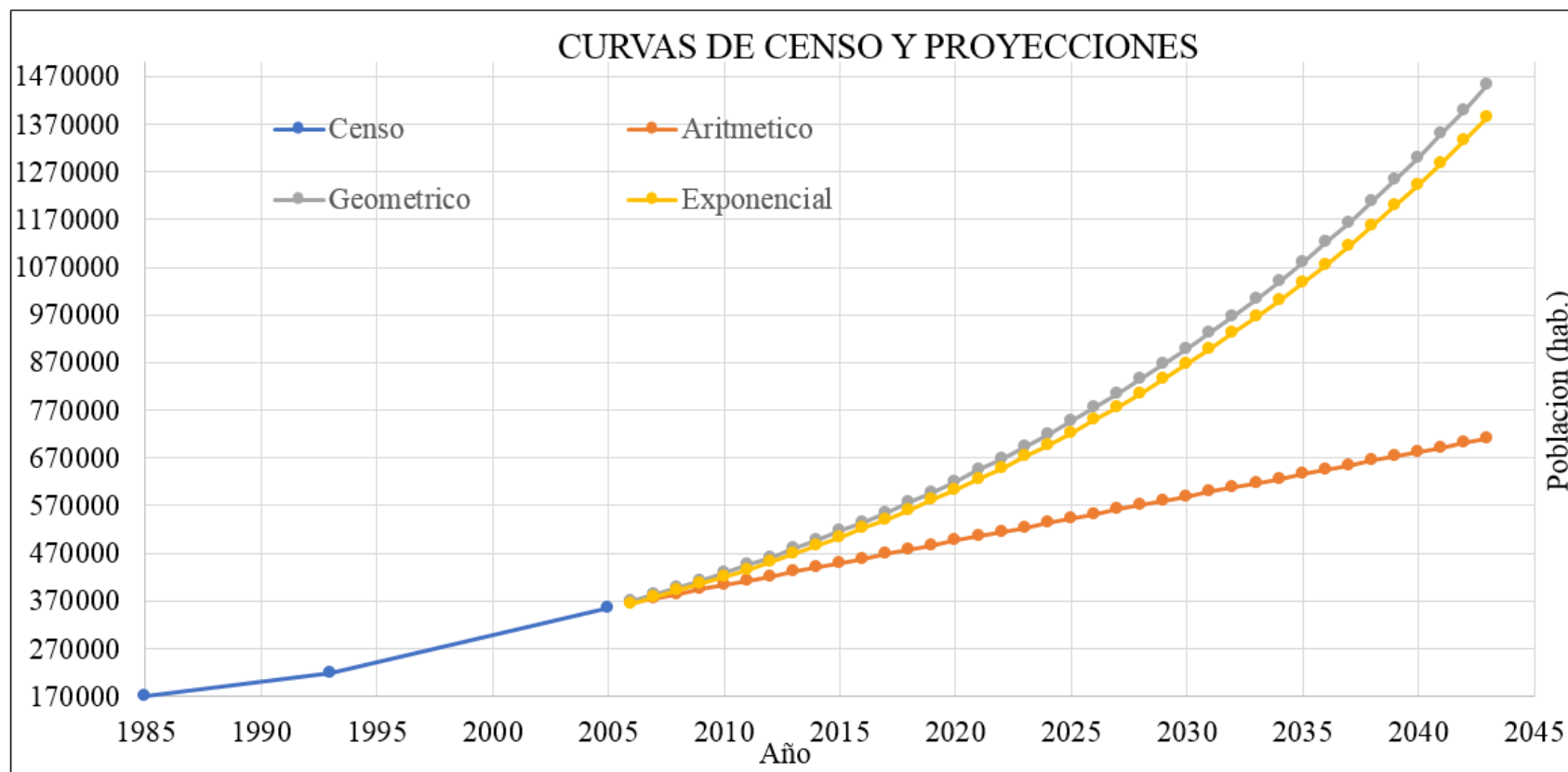


Figura 3-9. Gráfica de las proyecciones poblacionales de la ciudad de Villavicencio. Fuente: Elaboración propia.

En la gráfica anterior, no se encuentra las proyecciones del método Wappaus, como resultado de la indeterminación en el denominador de la ecuación 14, en los años 2042 y 2043.

Cada uno de los métodos empleados debe ajustarse al contexto poblacional, es así que, tanto el geométrico como el exponencial, resultan útiles en poblaciones que cuenten con altos índices económicos y que posean importantes áreas de expansión [25], situación contraria a la acaecida en la Urbanización, dado a que no cuenta con zonas de expansión y no se prevé un crecimiento económico notable.

Por otra parte, el método aritmético supone un crecimiento balanceado, contexto acorde a lo manifestado por la Junta de Acción comunal, sumado a lo citado por Corcho Romero y Duque Serna [26], donde sostienen que este método es aplicable a zonas con un índice de población pequeño, es por ello que se selecciona la población proyectada por el método aritmético para establecer la correspondencia entre sus resultados y el número de ciudadanos presentes en la Urbanización. Para ello, se debe fijar la proporción entre las 477551 personas proyectadas al 2018 en el casco urbano y los 232 habitantes que residen en el sector de estudio.

$$\frac{477551 \text{ habitantes}}{232 \text{ habitantes}} = \frac{100\%}{X\%}$$

$$X\% = 0.04858\%$$

En este orden de ideas, se dedujo que los 232 habitantes de la Urbanización representan el 0.04858% de la población hallada en el Municipio por el método aritmético para el año en curso (2018), porcentaje que ha de ser operado con el registro poblacional obtenido para el 2043 (710411 ciudadanos).

$$\frac{710411 \text{ habitantes}}{X \text{ habitantes}} = \frac{100\%}{0.04858\%}$$

$$X \text{ habitantes} = 345.1261 \cong 346$$

Tabla 3-13. Población proyectada para la Urbanización Rincón de Las Margaritas.

Año	Proyección Método Aritmético (Villavicencio)	Población Urbanización Rincón de Las Margaritas
2018	477551	232
2043	710411	346

Fuente: Elaboración propia.

Dado a que el Municipio de Villavicencio al día de hoy se visualiza como un destino de gran interés turístico, ya sea por su clima, sus atractivos naturales, o las múltiples festividades que tienen lugar en la capital del Departamento del Meta, se decide realizar un ajuste de los pobladores proyectados para el 2043, incluyendo la población flotante que puedan arribar a la Urbanización durante su estancia en Villavicencio.

Tabla 3-14. Días estimados de aumento de población, población flotante.

Fecha		Descripción	Cantidad de días
01-Enero	12-Enero	Período de vacaciones	12
23-Marzo	31-Marzo	Semana Santa	9
15-Junio	30-Junio	Período de vacaciones	15
01-Julio	15-Julio	Período de vacaciones	15
13-October	15-October	Encuentro mundial de coleo	3
07-Diciembre	08-Diciembre	Día de velitas	2
12-Diciembre	31-Diciembre	Período de vacaciones	19
		Total días	75

Fuente: Elaboración propia.

Una vez identificados los días del año en los que se pueda presentar este fenómeno, tabla 3-14, se denota el porcentaje equivalente entre las fechas donde se espera un incremento momentáneo en la población de la Urbanización y la cantidad de días que hay en un año, tal

y como se muestra en la siguiente operación:

$$\frac{75 \text{ días}}{365 \text{ días}} \cong 0.2054 \cong 20.54\%$$

Reconocido el factor de ajuste por población flotante, de determina la población de diseño y con ella determinar el nivel de complejidad, dotaciones, caudal máximo horario, caudal máximo diario y demás requisitos para el diseño de los componentes del sistema:

$$(346 \text{ habitantes} * 0.2054) + 346 \text{ habitantes} = 417 \text{ habitantes}$$

Tabla 3-15. Población ajustada de la Urbanización (población de diseño).

Año	Población de la Urbanización (teniendo en cuenta la rata de crecimiento del método aritmético)	Población ajustada por población flotante
2018	232	280
2023	255	308
2028	278	336
2033	300	362
2038	323	390
2043	346	417

Fuente: Elaboración propia.

La población a la que se espera beneficiar y suplirle su necesidad básica de acceso al agua hasta el 2043, son 417 personas. Con este valor se procede a determinar las dotaciones establecidas por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.

3.1.4.2. Asignación del nivel de complejidad

El nivel de complejidad se define a partir de la población de diseño determinada con anterioridad. El RAS 2000 fija cuatro niveles, y en función de ellos se determina el grado de

exigencia técnica que se requiere para el proyecto.

Tabla 3-16. Niveles de complejidad.

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Notas : (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico, 2000.

Como la población proyectada al 2043, incluida la flotante, resulta inferior a los 2500 habitantes, el nivel de complejidad asignado es bajo.

3.1.4.3. Período de diseño

Conforme a la resolución 0330 de 2017, por la cual se modifica parcialmente el Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, regla que para todos los componentes de un sistema de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopte como periodo de diseño 25 años, excepto para proyectos especiales de agua y saneamiento básico, tales como los provenientes de alianzas público-privadas (APP), túneles de conducción, embalses, grandes conducciones y disposición de residuos sólidos, se podrá adoptar un periodo de diseño mayor, efectuándose análisis técnicos y económicos que lo justifiquen.

Con base en lo dispuesto por la norma, se le asigna una vida útil de 25 años al proyecto, razón por la cual la población de diseño fue proyectada hasta el 2043, tiempo hasta el que se estima que las obras hidráulicas diseñadas operen en forma satisfactoria.

3.1.4.4. Dotación neta mínima

Fundamentado en el bajo nivel de complejidad del sistema a diseñar en la Urbanización, se da inicio al estipendio de la dotación neta que le corresponde cada residente, en otras palabras, se fija el consumo normal de agua por persona para satisfacer sus necesidades básicas con un abastecimiento pleno [27].

La dotación inicial es de 100 litros/habitante por día, valor que ha de ser corregido posteriormente por factores como el clima. Es importante señalar que la dotación neta máxima se obtendrá a partir de las modificaciones hechas por la Resolución 0330 de 2017, valor que se encuentra relacionado con la altitud de la zona a intervenir.

3.1.4.5. Corrección de dotación

La dotación neta puede variar de acuerdo a las actividades socioeconómicas y el efecto de clima en el gasto de agua, donde en poblaciones con climas cálidos presentan un mayor consumo a las de clima frío, por tal motivo se deben reformar los valores de dotación.

Solo se tuvo en cuenta el clima para realizar el ajuste y no las actividades socioeconómicas, lo anterior obedece a que los 66 predios situados en la Urbanización, al día de hoy son de uso residencial.

Tabla 3-17. Ajustes de la dotación neta según el clima y el nivel de complejidad del sistema.

Nivel de complejidad del sistema	Clima cálido (Mas de 28°C)	Clima templado (Entre 20°C y 28°C)	Clima frío (Menos de 20°C)
Bajo	+ 15 %	+ 10%	No se admite Corrección por clima
Medio	+ 15 %	+ 10 %	
Medio alto	+ 20 %	+ 15 %	
Alto	+ 20 %	+ 15 %	

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico, 2000.

Pese a que la Administración Municipal en su página institucional [28], describe que Villavicencio cuenta con un clima medio húmedo, con temperaturas medias de 27°C, se resuelve tomar las correcciones para clima cálido, justificado en las máximas temperaturas que tienen lugar en la capital metense los primeros cuatro meses del año (enero, febrero, marzo y abril), por lo cual el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales [29], sostiene que en la Orinoquía se presentan temperaturas máximas medias entre 30°C y 32°C, en donde el 16 de marzo de 2018, la entidad emitió alerta naranja en la ciudad de Villavicencio [30], fruto de las altas temperaturas registradas en la capital metense, que

alcanzaron los 34°C.

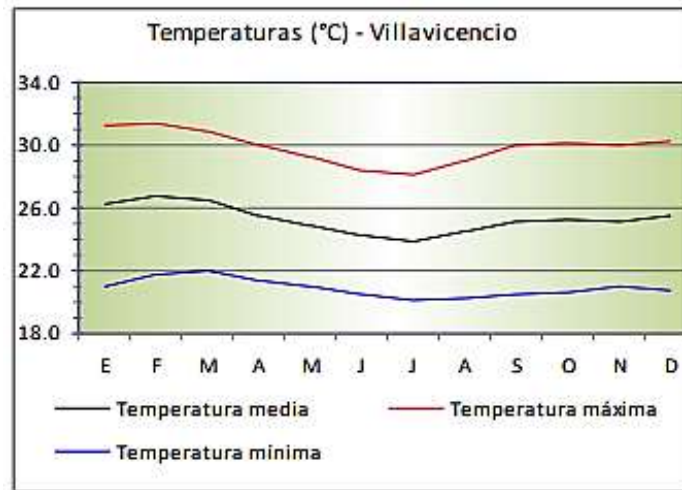


Figura 3-10. Temperaturas registradas en Villavicencio. Fuente: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, 2010.



Figura 3-11. Distribución de temperatura máxima media mensual, estación aeropuerto Vanguardia, Villavicencio (Meta). Fuente: Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, 2012.

Con base a lo anteriormente expuesto, la dotación corregida para la Urbanización corresponde a 115 L/hab*día (litros/habitante por día).

3.1.4.5.1. Dotación neta máxima

Finalizados los ajustes a la dotación, el valor de esta debe ser contrastada con lo dispuesto

por la resolución 330 de 2017, del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio [31], en la cual sustentan que bajo ninguna circunstancia el valor de la dotación neta puede superar los máximos establecidos en la siguiente tabla:

Tabla 3-18. 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: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, 2017.

3.1.4.6. Pérdidas del sistema

Las pérdidas del sistema en el año 2018, serán del 25%, asumidas como las máximas permitidas por el Reglamento Técnico del Sector y Saneamiento Básico (RAS 2000, título B) [31]. Pérdidas que empezaran a disminuir para cada año de proyección, esperando obtener un 5% en todo el sistema para el año 2043.

Tabla 3-19. Pérdidas máximas adoptadas para el diseño.

Año	Pérdidas del sistema (%)
2018	25
2023	21
2028	17
2033	13
2038	9
2043	5

Fuente: Elaboración propia.

Se designo que, por cada año, las pérdidas del sistema disminuyeran en un 0.8%. Las pérdidas correspondientes para cada año, podrán ser consultadas en el anexo 4.

3.1.4.7. Dotación bruta

La dotación bruta debe ser calculada empleando la siguiente ecuación:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p}$$

(Ecuación 15)

Donde %p, corresponde al porcentaje de pérdidas total admisible en el sistema, que para el 2018 corresponde al 25% y al 2043 se estima del 5%.

Por consiguiente, la dotación bruta seleccionada es:

$$d_{bruta} = \frac{115 \frac{L}{Hab} * día}{1 - 5\%} = 121.0526 \frac{L}{Hab} * día$$

3.1.4.8. Proyección de las demandas de agua

Las demandas de agua calculadas corresponden al caudal medio diario, Q_{md} , entendido como el promedio de los consumos diarios en un periodo de un año, proyectado al horizonte de diseño [32], así como el caudal máximo diario, QMD, que resulta ser el máximo caudal consumido, registrado en un período de 24 horas a lo largo de un año, y el caudal máximo horario, QMH. Estos niveles de consumo se encuentran detallados en el RAS 2000.

a) Caudal medio diario, Q_{md}

$$Q_{md} = \frac{p * d_{bruta}}{86400}$$

(Ecuación 16)

La variable p representa el número de habitantes proyectado, y la demanda bruta está dada por L/hab/d.

$$Q_{md} = \frac{417 \text{ habitantes} * 121.0526 \frac{L}{\text{Habitantes}} * día}{86400 \text{ segundos}} = 0.58424 \text{ Litros/segundo}$$

b) Caudal máximo diario

$$QMD = Q_{md} * k_1$$

(Ecuación 17)

Este se obtiene multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 .

Tabla 3-20. *Coeficiente de consumo máximo diario, k_1 , según el nivel de complejidad del sistema.*

Nivel de complejidad del sistema	Coeficiente de consumo máximo diario - k_1
Bajo	1.30
Medio	1.30
Medio alto	1.20
Alto	1.20

Fuente: Ministerio de Desarrollo Económico, 2000.

Argumentado a lo ordenado por la resolución 0330 de 2017, emitida por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, se estipula que, para poblaciones menores o iguales a 12500 habitantes, el factor K_1 , bajo ninguna circunstancia será superior a 1.3.

Este coeficiente es obtenido de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, empleando los datos registrados en un período mínimo de un año, o en caso de sistemas nuevos, el coeficiente de consumo depende del nivel de complejidad del sistema, de tal forma que el QMD para el diseño corresponde a:

$$QMD = 0.58424 \text{ L/s} * 1.3 = 0.759512 \text{ Litros/segundos}$$

Se debe señalar que aunque el RAS 2000, señala que una vez la persona prestadora del servicio haya establecido su curva de demanda, ésta podrá utilizarse para calcular los coeficientes de mayoración K_1 y K_2 , estos coeficientes se fijaron en el máximo permitido por la normatividad técnica, dado a que no se cuentan con una curva de consumo propia de la Urbanización, sino que esta fue obtenida haciendo uso de la estipulada por un diseño

hidráulico de reservorio apoyado, tanque elevado y cisterna en el municipio de Alvarado (Tolima) [33], zona con temperatura media de 27°C y una altitud de 412 m.s.n.m, semejante a las características de Villavicencio.

c) Caudal máximo horario

Esta demanda corresponde al consumo máximo ocurrido durante una hora en un período de un año, sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se obtiene como el producto entre el caudal máximo diario por K_2 (coeficiente de consumo máximo horario), que al igual que K_1 , se encuentra descrito en la resolución 0330 de 2017 y el RAS 2000.

Se adopta un valor de K_2 de 1.60, consecuente al nivel de complejidad del sistema y atendiendo al valor máximo permitido por la resolución 330 de 2017.

$$Q_{MH} = 0.759512 \text{ L/s} * 1.6 = 1.2152 \text{ Litros/segundos}$$

3.1.4.9. Parámetros de diseño y cálculo de demandas de agua (Q_{md} , Q_{MD} , Q_{MH})

A continuación, se muestra el resumen de los parámetros a tener en cuenta para el diseño de los componentes del sistema en la Urbanización. Los cálculos completos se evidencian en el anexo 4.

Tabla 3-21. Resumen de parámetros de diseño.

Datos	
Número de habitantes estimado (número de personas)	417
Nivel de complejidad del sistema (número de habitantes)	Bajo
Período de diseño (años)	25
Altura de la población (msnm)	425
Clima (con base en las temperaturas máximas registradas en Villavicencio)	Cálido

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-22. Resumen del cálculo de las demandas de agua (Qmd, QMD, QMH)

Dotación neta (ajustada)	115 L/Hab.*día
Pérdidas técnicas máximas admisibles (%p)	5
Dotación bruta	121.053 L/Hab*día
Qmd (caudal medio diario, L/s)	0.58424
Coeficiente de consumo máximo diario, K1	1.3
QMD (caudal máximo diario, L/s)	0.759512
Coeficiente de consumo máximo horario, K2	1.6
QMH (caudal máximo horario, L/s)	1.2152

Fuente: Elaboración propia.

Los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueducto, se establecen por la Resolución 0330 de 2017, en la tabla 3-23:

Tabla 3-23. Caudales de diseño.

COMPONENTE	CAUDAL DE DISEÑO
Captación fuente superficial	Hasta 2 veces QMD
Captación fuente subterránea	QMD
Desarenador	QMD
Aducción	QMD
Conducción	QMD
Tanque	QMD
Red de Distribución	QMH

Fuente: Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, 2017.

3.1.4.10. Determinación de la capacidad de los tanques de regulación y de succión

En 2009, Portillo [34] explica que los tanques deben permitir que las demandas máximas que se producen en el consumo sean satisfechas cabalmente, al igual que cualquier variación en los consumos registrados en las 24 horas del día, proveyendo distribuciones adecuadas en la red de distribución, considerando esto, el volumen de regulación de los tanques propuestos para la Urbanización, se obtuvo haciendo uso del método basado en la curva de distribución horaria del consumo del asentamiento “El Potrero”, en el Municipio de Alvarado (Tolima),

fruto a las similitudes climatológicas (temperatura media de 27°C) y topográficas (la altitud de Alvarado es de 412 m.s.n.m.) de la zona con la capital metense, datos que han sido tomados de un proyecto realizado por la Universidad del Tolima [33], decisión que se ampara en lo permitido por el RAS 2000 (título B.9.2.4), el cual fija que en poblaciones con nivel bajo de complejidad los datos para elaborar las curvas de demanda horaria de cada población o zona abastecida pueden pertenecer a la localidad en estudio o a una localidad que presente características semejantes.

Tabla 3-24. Consumo del asentamiento humano “El Potrero”, Municipio de Alvarado (Tolima).

Consumo del asentamiento humano “El Potrero”, Alvarado, Tolima. Población de diseño de 21813 habitantes			
Hora	Consumo horario en %	m³/Hora	Litros/Segundo
1 a.m	1	54,79	15,2194
2 a.m	1	54,79	15,2194
3 a.m	1,5	82,19	22,8306
4 a.m	1,5	82,19	22,8306
5 a.m	2	109,59	30,4417
6 a.m	3,5	191,78	53,2722
7 a.m	9	493,15	136,9861
8 a.m	8	438,36	121,7667
9 a.m	7	383,56	106,5444
10 a.m	4	219,18	60,8833
11 a.m	3,5	191,78	53,2722
12 a.m	5	273,97	76,1028
13 p.m	8,5	465,76	129,3778
14 p.m	5,5	301,37	83,7139
15 p.m	3	164,38	45,6611
16 p.m	2,5	136,99	38,0528
17 p.m	2,5	136,99	38,0528
18 p.m	3,5	191,78	53,2722
19 p.m	5,5	301,37	83,7139
20 p.m	9	493,15	136,9861
21 p.m	8	438,36	121,7667
22 p.m	2,5	136,99	38,0528
23 p.m	1,5	82,19	22,8306
24 p.m	1	54,79	15,2194

Fuente: Universidad del Tolima, 2009.

La información obtenida fue ajustada a la Urbanización al realizar un análisis comparativo

entre la población de diseño adoptada por la Universidad para el diseño hidráulico del reservorio apoyado y la población futura (417 habitantes) del sector en estudio en Villavicencio, arrojando que los 417 futuros beneficiarios del proyecto representan el 1.9117% de la población estimada por la Universidad para el asentamiento “El Potrero”, valor porcentual que fue operado con el consumo obtenido en Litros/segundo.

Tabla 3-25. Consumo determinado para la Urbanización Rincón de Las Margaritas en Litros/segundo.

Consumo del asentamiento humano “El Potrero” Alvarado, Tolima				Urbanización Rincón de Las Margaritas	
Hora	Consumo horario en %	m³/Hora	L/s	% Relación poblacional	L/s
1 a.m	1	54,79	15,2194	0,0191	0,2910
2 a.m	1	54,79	15,2194	0,0191	0,2910
3 a.m	1,5	82,19	22,8306	0,0191	0,4365
4 a.m	1,5	82,19	22,8306	0,0191	0,4365
5 a.m	2	109,59	30,4417	0,0191	0,5820
6 a.m	3,5	191,78	53,2722	0,0191	1,0184
7 a.m	9	493,15	136,9861	0,0191	2,6188
8 a.m	8	438,36	121,7667	0,0191	2,3278
9 a.m	7	383,56	106,5444	0,0191	2,0368
10 a.m	4	219,18	60,8833	0,0191	1,1639
11 a.m	3,5	191,78	53,2722	0,0191	1,0184
12 a.m	5	273,97	76,1028	0,0191	1,4549
13 p.m	8,5	465,76	129,3778	0,0191	2,4733
14 p.m	5,5	301,37	83,7139	0,0191	1,6004
15 p.m	3	164,38	45,6611	0,0191	0,8729
16 p.m	2,5	136,99	38,0528	0,0191	0,7275
17 p.m	2,5	136,99	38,0528	0,0191	0,7275
18 p.m	3,5	191,78	53,2722	0,0191	1,0184
19 p.m	5,5	301,37	83,7139	0,0191	1,6004
20 p.m	9	493,15	136,9861	0,0191	2,6188
21 p.m	8	438,36	121,7667	0,0191	2,3278
22 p.m	2,5	136,99	38,0528	0,0191	0,7275
23 p.m	1,5	82,19	22,8306	0,0191	0,4365
24 p.m	1	54,79	15,2194	0,0191	0,2910

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-26. Volúmenes y caudales por hora (Urbanización Rincón de Las Margaritas)

Hora	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)	Volumen (L/Hora)	Volumen (m³/Hora)
0:00	0,2910	0,0003	1047,4226	1,0474
1:00	0,2910	0,0003	1047,4226	1,0474
2:00	0,2910	0,0003	1047,4226	1,0474
3:00	0,4365	0,0004	1571,2295	1,5712
4:00	0,4365	0,0004	1571,2295	1,5712
5:00	0,5820	0,0006	2095,0364	2,0950
6:00	1,0184	0,0010	3666,2660	3,6663
7:00	2,6188	0,0026	9427,5684	9,4276
8:00	2,3278	0,0023	8380,1458	8,3801
9:00	2,0368	0,0020	7332,5320	7,3325
10:00	1,1639	0,0012	4190,0729	4,1901
11:00	1,0184	0,0010	3666,2660	3,6663
12:00	1,4549	0,0015	5237,4955	5,2375
13:00	2,4733	0,0025	8903,9527	8,9040
14:00	1,6004	0,0016	5761,3024	5,7613
15:00	0,8729	0,0009	3142,4591	3,1425
16:00	0,7275	0,0007	2618,8434	2,6188
17:00	0,7275	0,0007	2618,8434	2,6188
18:00	1,0184	0,0010	3666,2660	3,6663
19:00	1,6004	0,0016	5761,3024	5,7613
20:00	2,6188	0,0026	9427,5684	9,4276
21:00	2,3278	0,0023	8380,1458	8,3801
22:00	0,7275	0,0007	2618,8434	2,6188
23:00	0,4365	0,0004	1571,2295	1,5712
Σ del volumen de agua consumido en un día			104750,8665	104,7509

Fuente: Elaboración propia.

Pese a que la distribución horaria del consumo es consecuente de las costumbres de sus habitantes, se puede establecer que las horas de máxima demanda coinciden con las horas de las comidas descritos por los pobladores de la Urbanización, donde manifestaron que aquellas personas que trabajan o estudian (medio tiempo), arriban entre las 13:00 horas y las 14:00 horas a almorzar y al finalizar su jornada laboral o de estudio van llegando a sus hogares entre las 18:00 horas y 20:00 horas, producto del alto tráfico que se presenta en estos intervalos de tiempo en la vía que conduce desde Villavicencio a Acacias, es por ello que resulta congruente que los consumos máximos se presenten en los siguientes intervalos:

- 6:00 horas y 8:00 horas.
- 12:00 horas y 14:00 horas.

➤ 19:00 horas y 21:00 horas.

Con la información dispuesta en la tabla 3-26 se gráfica la curva de distribución horaria del consumo de la población de la Urbanización.

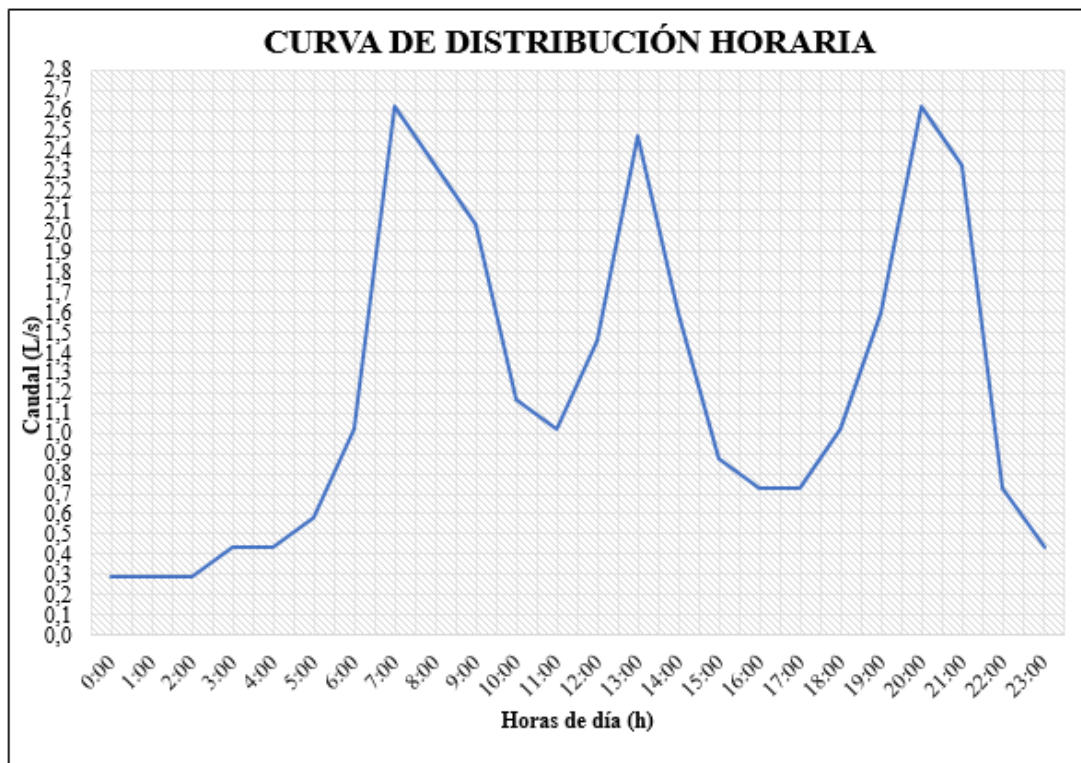


Figura 3-12. Curva de distribución horaria de la Urbanización Rincón de Las Margaritas.

Fuente: Elaboración propia.

A partir de la curva de distribución horaria se genera la curva integral de consumo, en donde se tienen en cuenta los valores de consumo acumulado en un periodo de 24 horas [8]. Para esto, se debe conocer el volumen consumido por un día y tener en cuenta el volumen de incendios, formulado como 5 litros por segundo, por un lapso mínimo de 2 horas, pese a que para poblaciones pequeñas algunos autores como Corcho [26], consideran innecesario y antieconómico proyectar sistemas de abastecimiento que incluyan protección contra incendios, se toma la decisión de incluirlo, atendiendo las sugerencias hechas por la comunidad y a que no se pudo ubicar en la actualidad un hidrante cercano a la población para atender una eventual emergencia.

Tabla 3-27. Volúmenes por día requeridos para el diseño de la capacidad del tanque regulador y de succión.

Descripción	L/s	Litros/día	m ³ /día
Volumen de agua consumido en un día	-	104750,8665	104,7509
Volumen de agua para incendios en un día	5	36000	36
Total caudal por día	-	140750.8665	140.7508

Fuente: Elaboración propia.

Actualmente la Urbanización cuenta con dos bombas, la más grande de 5.0 caballos de fuerza (HP) con una capacidad para bombear 140 galones por minuto (GPM) y la segunda de 2.0 HP, que abastece un caudal de 60 GPM. La bomba pequeña se ubicó para impulsar desde el pozo (aljibe) al tanque de succión, y la de 5.0 HP se ha de ubicar para escalar el volumen demandado por el tanque de regulación, es decir que esta se localizará en el tanque de succión. Para establecer el tiempo de bombeo, se procede a transformar las unidades de caudal en metros cúbicos por segundo, teniendo en cuenta que 1 GPM son $6.30902 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$.

Tabla 3-28. Tiempos de bombeo fijados para la Urbanización.

Tiempo de bombeo					
Inicio - Fin	Bomba	GPM	m ³ /s	m ³ /hora	Tiempo de bombeo en horas
Pozo - Tanque de succión	2.0 HP	60	0,0045	16,3660	9,0
Tanque de succión - Tanque elevado	5.0 HP	140	0,0106	38,1872	4,0

Fuente: Elaboración propia.

La columna 6 (tiempo de bombeo en horas) de la tabla 3-28, se obtiene de dividir el caudal total por día (ver tabla 3-27) entre los metros cúbicos por hora suministrados por cada bomba. De tal manera que las horas requeridas por cada bomba para suplir el caudal de diseño (QMD) corresponden a:

$$\text{Tiempo en horas (bomba 5.0 HP)} = \frac{140.7508 \text{ m}^3/\text{día}}{38.1872 \text{ m}^3/\text{hora}} \cong 4 \text{ horas}$$

$$\text{Tiempo en horas (bomba 2.0 HP)} = \frac{140.7508 \text{ m}^3/\text{día}}{16.3660 \text{ m}^3/\text{hora}} \cong 9 \text{ horas}$$

Obtenidas las horas de bombeo que se requieren para compensar los consumos en la Urbanización, se fijan los horarios para realizar esta actividad, previendo que no se crucen las horas de alimentación del tanque de succión con el de regulación:

Tabla 3-29. *Horario de bombeo asignado al sistema.*

Intervalos de hora		Bombeo desde el aljibe al tanque de succión (bomba 2.0 HP)	Bombeo desde el tanque de succión al tanque de regulación (bomba 5.0 HP)
3:00	8:00	X	
8:00	10:00		X
15:00	19:00	X	
19:00	21:00		X

Fuente: Elaboración propia.

Hallar los tiempos de bombeo requeridos por el sistema es fundamental para determinar de forma analítica la curva integral de consumo, y con ella el volumen del tanque de regulación y posterior a él, se determina el volumen que ha de requerir el tanque de succión, en este orden de ideas se presenta enseguida la tabla de suministro por bombeo.

Dado a la inconformidad de algunos habitantes de la Urbanización, con la realización de la prueba de flujo transitorio, argumentando que este ensayo conlleva un alto desperdicio de agua, prueba que consistía en realizar el bombeo durante cinco horas continuas, midiendo el nivel de la lámina de agua del aljibe por cada hora de captación, y una vez finalizada la succión, se tomarían niveles nuevamente cada 60 minutos por un periodo de cinco horas, con ello pudiendo establecer un comportamiento hídrico de la fuente de captación subterránea, por lo anterior, y conociendo la rutina de suministro que se realiza en el sector, en donde emplean un equipo de bombeo de 5.0 HP por un lapso de 2 horas sin interrupciones (segundo turno de bombeo), sustrayendo un volumen de 76.3744 m^3 , se puede inferir que el aljibe se encuentra en la capacidad de suplir el caudal demandado (65.464 m^3) por la operación de la bomba de 2.0 HP, entre las 15:00 horas y 19:00, y a partir de allí la fuente contará con 8 horas

para realizar su recarga hasta las 3:00 am e iniciar el segundo bombeo.

Tabla 3-30. *Tabla de suministro por bombeo para tanque regulador (tanque elevado).*

Tanque elevado, suministro por bombeo									
Intervalo de hora [1]		Caudal (L/s) [2]	C (%) [3]	Σ C(%) [4]	S (%) [5]	Σ S(%) [6]	Δ (S-C) [7]	ΣΔ (S-C) [8]	V (%) [9]
0:00	1:00	0,29	1,00	1,00	0,00	0,00	-1,00	-1,00	22,50
1:00	2:00	0,29	1,00	2,00	0,00	0,00	-1,00	-2,00	21,50
2:00	3:00	0,29	1,00	3,00	0,00	0,00	-1,00	-3,00	20,50
3:00	4:00	0,44	1,50	4,50	0,00	0,00	-1,50	-4,50	19,00
4:00	5:00	0,44	1,50	6,00	0,00	0,00	-1,50	-6,00	17,50
5:00	6:00	0,58	2,00	8,00	0,00	0,00	-2,00	-8,00	15,50
6:00	7:00	1,02	3,50	11,50	0,00	0,00	-3,50	-11,50	12,00
7:00	8:00	2,62	9,00	20,50	0,00	0,00	-9,00	-20,50	3,00
8:00	9:00	2,33	8,00	28,50	25,00	25,00	17,00	-3,50	20,00
9:00	10:00	2,04	7,00	35,50	25,00	50,00	18,00	14,50	38,00
10:00	11:00	1,16	4,00	39,50	0,00	50,00	-4,00	10,50	34,00
11:00	12:00	1,02	3,50	43,00	0,00	50,00	-3,50	7,00	30,50
12:00	13:00	1,45	5,00	48,00	0,00	50,00	-5,00	2,00	25,50
13:00	14:00	2,47	8,50	56,50	0,00	50,00	-8,50	-6,50	17,00
14:00	15:00	1,60	5,50	62,00	0,00	50,00	-5,50	-12,00	11,50
15:00	16:00	0,87	3,00	65,00	0,00	50,00	-3,00	-15,00	8,50
16:00	17:00	0,73	2,50	67,50	0,00	50,00	-2,50	-17,50	6,00
17:00	18:00	0,73	2,50	70,00	0,00	50,00	-2,50	-20,00	3,50
18:00	19:00	1,02	3,50	73,50	0,00	50,00	-3,50	-23,50	0,00
19:00	20:00	1,60	5,50	79,00	25,00	75,00	19,50	-4,00	19,50
20:00	21:00	2,62	9,00	88,00	25,00	100,00	16,00	12,00	35,50
21:00	22:00	2,33	8,00	96,00	0,00	100,00	-8,00	4,00	27,50
22:00	23:00	0,73	2,50	98,50	0,00	100,00	-2,50	1,50	25,00
23:00	0:00	0,44	1,50	100,00	0,00	100,00	-1,50	0,00	23,50
Σ		29,10	100,00	Máx. Consumo-Máx. Suministro				-23,50	38,00

Fuente: Elaboración propia.

- Columna 1: Corresponde a los intervalos de tiempo de consumo en un día.
- Columna 2: Allí se encuentran los consumos horarios fijados para la Urbanización con

base a la información suministrada por la Universidad del Tolima y adaptada al proyecto, tal y como se muestra en la tabla 3-26.

- Columna 3: Los valores en estas casillas corresponden al cociente entre el caudal de la columna 2, entre la sumatoria de esos caudales por 100, para denotarlo en porcentaje, información clave para la elaboración de la curva integral de consumo, ejemplo para el primer dato tenemos:

$$C (\%) = \frac{0.29 \text{ L/s}}{29.10 \text{ L/s}} * 100 = 1.00\%$$

- Columna 4: Se puede entender como el porcentaje de consumo acumulado, y se obtienen de ir sumando los valores de la columna 3 de forma sucesiva hasta llegar al 100%.
- Columna 5: Hace referencia al suministro horario por bombeo, en donde se determinó que el tanque de regulación será alimentado en dos tiempos, el primero de ellos comprendido entre las 8:00 horas y las 10:00 horas, período en el que se suministrará el 50% del consumo, y el porcentaje restante será bombeado entre las 19:00 horas y 21:00 horas.
- Columna 6: Es la sumatoria de los porcentajes de suministros establecidos en la columna 5 de la tabla.
- Columna 7: Aquí tenemos el déficit horario del sistema, calculado como la sustracción de los valores de la columna 3 a la columna 5, es decir que equivale a S% - C%. Si el resultado es positivo indica que se está acumulando volumen, caso contrario cuando es negativo, donde se interpreta que en ese momento se realiza una descarga de volumen.
- Columna 8: Es el déficit acumulado y se define como la sumatoria del déficit horario del sistema.
- Columna 9: El volumen horario del agua en el tanque se obtiene al encontrar el máximo déficit acumulado, sin tener en cuenta el signo, es decir en valor absoluto, que en nuestro caso resulta ser 23.500, ubicado en el intervalo de las 18:00 horas a 19:00 horas, y operarlo algebraicamente con cada valor dispuesto en la columna 8 para el lapso de tiempo que corresponda, a modo de ejemplo determinaremos el volumen horario para el intervalo 14:00 horas y 15:00 horas:

$$V (\%) = |-23.50\%| - 12.00\% = 11.50\%$$

Con las cifras presentes en la columna 4 (consumo) y en la columna 6 (suministro) se grafica la curva integral de consumo y suministro del tanque regulador.

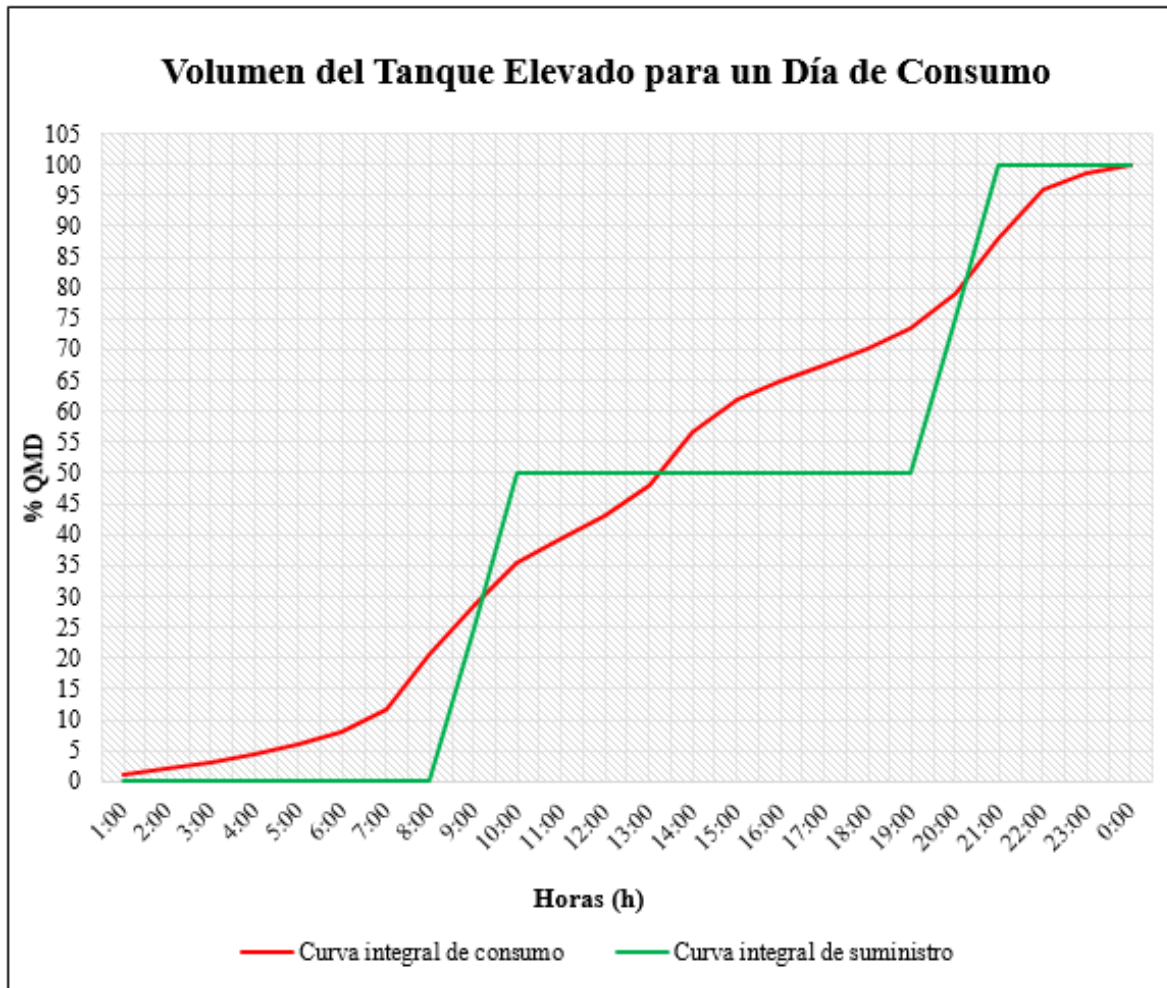


Figura 3-13. Cálculo gráfico del volumen del tanque elevado para un día de consumo.
Fuente: Elaboración propia.

Obtenido el análisis gráfico y analítico de la curva integral de consumo y suministro, se decreta la capacidad en metros cúbicos del tanque elevado, acogiendo como caudal de diseño el QMD, un factor de seguridad de 1.2 (RAS 2000, título B.9.4.4), el volumen mínimo contra incendios, un volumen adicional de emergencias que puedan ocurrir en la Urbanización.

Tabla 3-31. Capacidad del tanque elevado en metros cúbicos.

Tanque Elevado	
Volumen para regulación de la demanda domestica	
QMD (m ³ /s)	0,0008
QMD (m ³ /d)	65,6226
V (%)	38,0002
Factor de seguridad	1,2
Volumen del tanque (m ³)	29,9240
Volumen para incendio	
Caudal de incendio (Q _{in}) (m ³ /s)	0,0050
Hora estimada de un incendio (H)	2
Volumen de agua para protección contra incendio (V _{in}) (m ³)	36
Volumen de emergencia	
V _e adicional (m ³)	7,4810
Volumen total del tanque	
Volumen total del tanque (m ³)	73,4051

Fuente: Elaboración propia.

El volumen de emergencia fue deducido como el 25% del volumen de suministro:

$$V_e = 0.25 * 29.9240 \text{ m}^3 = 7.48\text{m}^3$$

Paso siguiente a calcular el volumen total del tanque, se debe realizar un predimensionamiento, basado en la siguiente relación empírica descrita por López Cualla [8]:

$$h = \frac{V}{3} + k$$

(Ecuación 18)

En donde la profundidad del tanque esta descrita por la variable h, y V es el volumen total del tanque en cientos de metros cúbicos, mientras k es una constante dada en función de la capacidad.

Tabla 3-32. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V (cientos de m ³)	k
< 3	2,0
4 a 6	1,8
7 a 9	1,5
10 a 13	1,3
14 a 16	1,0
>17	0,7

Fuente: Elaboración propia.

Dado a que el volumen del tanque de regulación (tanque elevado) en cientos de metros cúbicos es 0.734051, se predimensiona una profundidad de:

$$h = \frac{0.734051}{3} + 2.0 = 2.24468m \cong 2.3m$$

Se determinó que la base (B) y el largo (L) del tanque regulador serán iguales, por tal razón se tiene que:

$$B = L = \sqrt{\frac{V}{H}}$$

(Ecuación 19)

$$B = L = \sqrt{\frac{73.4051m^3}{2.3m}} = 5.6493m \cong 5.7m$$

Para determinar la base o el largo del tanque elevado, se toma el volumen en m³ y no en cientos de él.

Tabla 3-33. Predimensionamiento del tanque elevado.

Pre dimensionamiento del tanque elevado	
Volumen del tanque en cientos de m ³	0,7341
Profundidad del tanque (h) (m)	2,3
Ancho (m)	5,7
Largo (m)	5,7

Fuente: Elaboración propia.

La profundidad de la tabla 3-33, no tiene en cuenta el borde libre de 0.5 m, es así que la altura total del tanque es de 2.8 metros. Finalizado este proceso, se da inicio al predimensionamiento del tanque de succión, repitiendo el procedimiento expuesto para el de regulación.

Tabla 3-34. *Tabla de suministro por bombeo para tanque de succión (tanque semi superficial)*

Tanque de succión, suministro por bombeo									
Intervalo de hora		Caudal (l/s)	C (%)	$\sum$ C(%)	S (%)	$\sum$ S(%)	Δ (S-C)	$\sum \Delta$ (S-C)	V (%)
0:00	1:00	0,29	1,00	1,00	0,00	0,00	-1,00	-1,00	5,44
1:00	2:00	0,29	1,00	2,00	0,00	0,00	-1,00	-2,00	4,44
2:00	3:00	0,29	1,00	3,00	0,00	0,00	-1,00	-3,00	3,44
3:00	4:00	0,44	1,50	4,50	11,11	11,11	9,61	6,61	13,05
4:00	5:00	0,44	1,50	6,00	11,11	22,22	9,61	16,22	22,66
5:00	6:00	0,58	2,00	8,00	11,11	33,33	9,11	25,33	31,77
6:00	7:00	1,02	3,50	11,50	11,11	44,44	7,61	32,94	39,38
7:00	8:00	2,62	9,00	20,50	11,11	55,55	2,11	35,05	41,50
8:00	9:00	2,33	8,00	28,50	0,00	55,55	-8,00	27,05	33,50
9:00	10:00	2,04	7,00	35,50	0,00	55,55	-7,00	20,05	26,50
10:00	11:00	1,16	4,00	39,50	0,00	55,55	-4,00	16,05	22,50
11:00	12:00	1,02	3,50	43,00	0,00	55,55	-3,50	12,55	19,00
12:00	13:00	1,45	5,00	48,00	0,00	55,55	-5,00	7,55	14,00
13:00	14:00	2,47	8,50	56,50	0,00	55,55	-8,50	-0,94	5,50
14:00	15:00	1,60	5,50	62,00	0,00	55,55	-5,50	-6,44	0,00
15:00	16:00	0,87	3,00	65,00	11,11	66,66	8,11	1,66	8,11
16:00	17:00	0,73	2,50	67,50	11,11	77,77	8,61	10,27	16,72
17:00	18:00	0,73	2,50	70,00	11,11	88,88	8,61	18,88	25,33
18:00	19:00	1,02	3,50	73,50	11,11	100,00	7,61	26,50	32,94
19:00	20:00	1,60	5,50	79,00	0,00	100,0	-5,50	21,00	27,44
20:00	21:00	2,62	9,00	88,00	0,00	100,0	-9,00	12,00	18,44
21:00	22:00	2,33	8,00	96,00	0,00	100,00	-8,00	4,00	10,44
22:00	23:00	0,73	2,50	98,50	0,00	100,00	-2,50	1,50	7,94
23:00	0:00	0,44	1,50	100,00	0,00	100,00	-1,50	0,00	6,44
$\sum$		29,10	100,000	Máx. Consumo-Máx. Suministro			-6,44	41,50	

Fuente: Elaboración propia.

Con los porcentajes de consumo y suministros acumulados, se establece las curvas integrales de suministro y consumo acumulado.

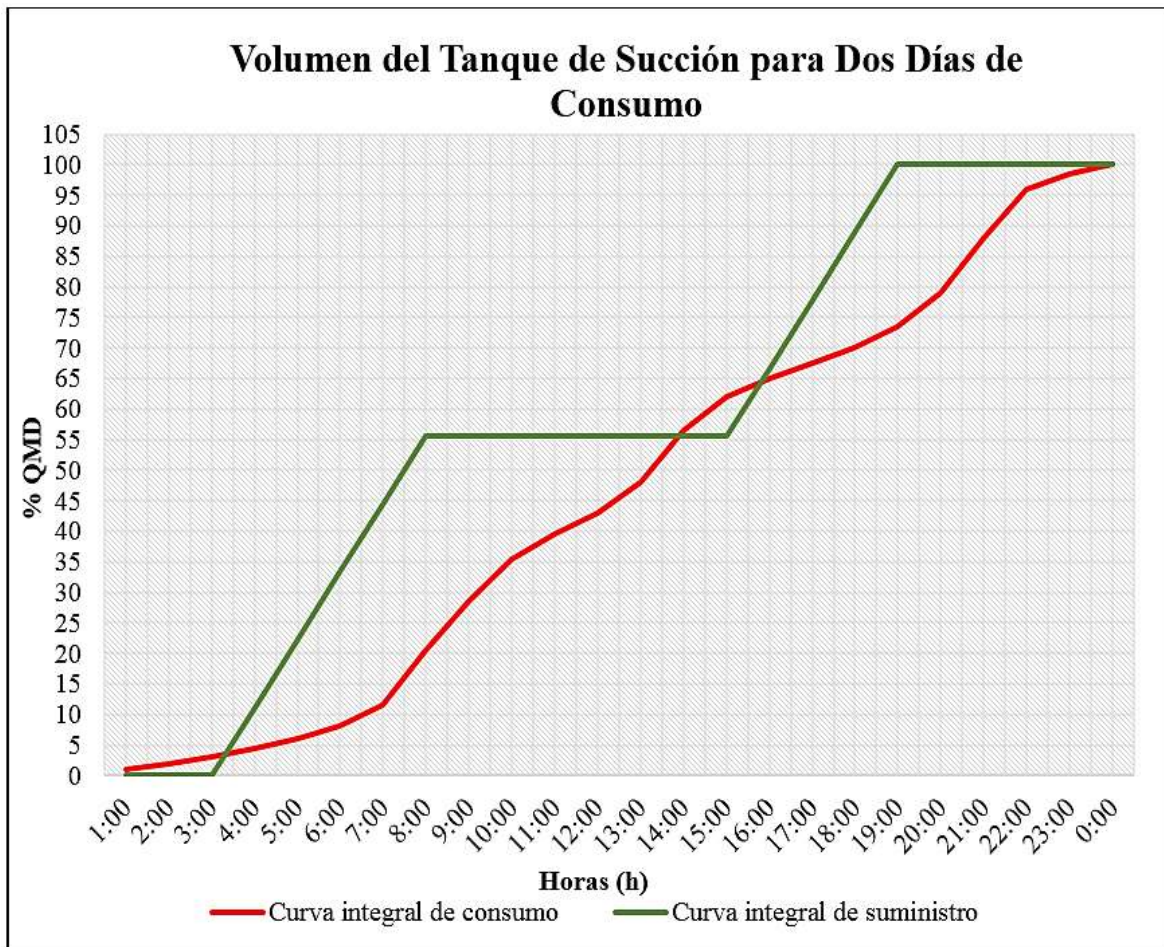


Figura 3-14. Cálculo gráfico del volumen del tanque de succión para dos días de consumo.
Fuente: Elaboración propia.

Debemos recordar que el suministro se realiza en intervalos de tiempo donde el consumo es mínimo, pues el primer bombeo al tanque de succión se realiza a las tres de la mañana, para evitar a que este se cruce con la demanda requerida por el tanque elevado, y siempre se cuente con el volumen de agua en el tanque de succión para suplir el consumo hecho por el tanque de regulación.

Tabla 3-35. Capacidad del tanque de succión en metros cúbicos.

Tanque de Succión	
Volumen para regulación de la demanda domestica	
QMD (m ³ /s)	0,0008
QMD (m ³ /d)	65,6226
V (%)	41,5002
Factor de seguridad	1,2
Volumen del tanque (m ³)	32,6802
Volumen para incendio	
Caudal de incendio (Q _{in}) (m ³ /s)	0
Hora estimada de un incendio (H)	0
Volumen de agua para protección contra incendio (V _{in}) (m ³)	0
Volumen de emergencia	
Ve adicional (m ³)	8,1700
Volumen total del tanque	
Volumen total del tanque sin tener en cuenta días de reserva (m ³)	40,8502
Volumen total del tanque con 1 día de consumo como reserva (m ³)	145,6011

Fuente: Elaboración propia.

Para la capacidad total del tanque de succión se deben incluir el volumen de consumo de un día, dispuesto en la tabla 3-27:

$$V. final tanque succión = \left(104.7509 \frac{m^3}{día} \right) + 40.8502 m^3 = 145.6011 m^3$$

El predimensionamiento del tanque de succión se realiza igual al de regulación, acogiendo las relaciones empíricas descritas con anterioridad.

Tabla 3-36. Predimensionamiento del tanque semi superficial.

Predimensionamiento del tanque semi superficial	
Volumen del tanque en cientos de m ³	1,4560
Profundidad del tanque, h (m)	2,5
Ancho (m)	7,7
Largo (m)	7,7

Fuente: Elaboración propia.

En todos los casos debe dejarse un borde libre con el fin de permitir la ventilación, donde el RAS 2000 designa como mínimo una distancia de 0.30 metros, que por facilidades constructivas se optó por establecer que el borde libre fuese de 0.50 metros y con ello la profundidad del tanque se ajuste a un valor cerrado (3m).

3.1.4.11. Diseño de desagüe tanque de succión

Concluida esta fase, es imperioso establecer un desagüe en el tanque de succión, que direcciona los excesos de agua y/o los sedimentos que se generen durante la operación del sistema a la fuente hídrica presente en el sector, denominada caño Italia. Se aclara que al momento de dar inicio con la fase constructiva, la comunidad debe acercarse a la Corporación para el Desarrollo Sostenible del Área de Manejo Especial La Macarena (CORMACARENA) a tramitar el permiso de ocupación del cauce y demás documentos que hayan lugar.

Para dar inicio al diseño del desagüe, se debe determinar una altura de regulación, entendida como la diferencia entre la cota máxima y la altura correspondiente al volumen de regulación del tanque.

$$H_{Regulación} = \frac{Volumen\ del\ Tanque}{Base * Largo}$$

(Ecuación 20)

Para ello, tomamos el volumen del tanque obtenido para la regulación de la demanda doméstica (ver tabla 3-35):

$$H_{Regulación} = \frac{32.6208\ m^3}{7.7m * 7.7m} = 0.5512m$$

Se opta por un diámetro mayor que los demás componentes del sistema para la tubería de desagüe, con la intención de reducir el tiempo de vaciado del tanque, consecuencia de ello, se designa un conducto con diámetro de 4 pulgadas.

Tabla 3-37. Cotas y niveles en el tanque semi superficial.

Cotas y niveles en el tanque	
Hreg (m)	0,5512
Cota del nivel máximo de agua en el tanque de succión (m.s.n.m)	426,3365
Cota del nivel de agua mínimo en el tanque (m.s.n.m)	425,7853
Cota del fondo del tanque (m.s.n.m)	423,8365
Cota de la corona del tanque (m.s.n.m)	426,8365
Tubería de desagüe	
Diámetro tubería a utilizar (in)	4
Diámetro tubería a utilizar (m)	0,1016
Cota de entrega del desagüe (m.s.n.m)	421,537
Carga hidráulica disponible (m)	4,7995
Longitud de la tubería de desagüe (m)	155,526
Pérdidas en la conducción del desagüe	
J (m/m)	0,0309
Qinicial (m ³ /s)	0,0156
Tiempo de vaciado del tanque de succión	
Coeficiente de descarga (Cd)	0,2749
Tiempo de descarga (s)	26319
Tiempo de descarga (h)	7,31

Fuente: Elaboración propia.

La carga hidráulica es la diferencia entre la cota del nivel máximo de agua en el tanque y la cota de entrega del desagüe, que corresponde a la altitud del punto de desembocadura dispuesta para la conducción de los excesos a caño Italia, valor que fue obtenido mediante el uso de un gps.

$$Carga\ Hidráulica = 426.3365\ m.\ s.\ n.\ m - 421.537\ m.\ s.\ n.\ m = 4.7995\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Las pérdidas en la conducción del desagüe, se encuentran ligadas a la longitud equivalente y la carga hidráulica obtenida. En simples términos, la longitud equivalente consiste en precisar, para cada accesorio en el sistema a estudiar, una longitud teórica o virtual de tubería recta que, al evaluarse las pérdidas por fricción, se generen los mismos detrimentos asociados a la pérdida del referido accesorio, por lo anterior, es necesario identificar las piezas presentes en la red y organizarlas por tipo (codos, tees, válvulas, etc.).

Tabla 3-38. Longitud equivalente de la tubería de desagüe.

Accesorios	K	Cantidad	Le
Codo radio largo 90°	0,60		
Codo radio medio 90°	0,80		
Codo radio corto 90°	0,90	3	0,00115
Codo radio corto de 45°	0,40	1	0,00017
Codo radio largo de 45°	0,20		
Entrada normal	0,50	1	0,00021
Entrada de borde	0,90		
Válvula de compuerta abierta	0,20		
Válvula de bola abierta	0,05	1	0,00002
Válvula de globo abierta	10,00		
Válvula de ángulo abierta	5,00		
Tee de paso directo	0,30	1	0,00013
Tee con salida de lado	1,80		
Tee con salida a ambos lados	1,80		
Válvula de pie con rejilla	3,00		
Válvula de retención tipo liviano	2,50		
Reducción gradual	0,35		
Ampliación gradual	0,30		
Salida de tubería	1,00	1	0,00043
Longitud de tubería recta (m)			155,526
Σ			155,528

Fuente: Elaboración propia.

En la elaboración de la tabla 3-38, se tomó información suministrada por el RAS 2000, donde se determinan los coeficientes de pérdidas por accesorios, K, valores que deben ser operados por la cantidad de piezas dispuestas en el trazado de la red, donde la longitud equivalente se ve representada por la sumatoria (Σ). Obtenida la longitud equivalente, estamos en condiciones de fijar las pérdidas en la conducción haciendo uso de la siguiente relación matemática expuesta por López Cualla:

$$J = \frac{H}{LE}$$

(Ecuación 21)

Donde H es la carga hidráulica y LE es la longitud equivalente. Despejado J, podemos

determinar el caudal que ha de ser evacuado por la red de desagüe, $Q_{inicial}$ (m^3/s), a través de la ecuación de Hazen Williams, empleada particularmente para conductos cerrados, es decir que trabajen bajo presión:

$$Q_{inicial} = 0.2785CD^{2.63}J^{0.54}$$

(Ecuación 22)

El valor de C, corresponde a un coeficiente basado en la rugosidad del tubo, dado según el material del conducto, que para efectos del Policloruro de Vinilo (PVC) es de 150. Por otro lado, D se entiende como el diámetro del tubo a emplear y J son las pérdidas calculadas en la conducción:

$$Q_{inicial} = 0.2785(150)(0.1016m)^{2.63} \left(0.0309 \frac{m}{m}\right)^{0.54} = 0.0156m^3/s$$

El coeficiente de descarga (C_d) se debe obtener para poder instaurar el tiempo de vaciado, coeficiente que debe ser despejado de la siguiente ecuación:

$$C_d = \frac{Q_{inicial}}{A_o\sqrt{2gH}}$$

(Ecuación 23)

Donde A_o es el área del tubo de desagüe, g es la gravedad ($9.81 m/s^2$).

$$C_d = \frac{0.0156m^3/s}{0.008107m^2\sqrt{2\left(\frac{9.81m}{s^2}\right)(4.7995m)}} = 0.2749$$

Para el tiempo de descarga:

$$t = \frac{2A_{tanque}}{C_d A_o \sqrt{2g}} * H^{1/2}$$

(Ecuación 24)

$$t = \frac{2(7.7m * 7.7m)}{0.2749(0.008107m^2)\sqrt{2(9.81m/s^2)}} * (4.7995m)^{\frac{1}{2}} = 26319 \text{ segundos}$$

El tiempo de descarga resultante es de 12013 segundos, lo que representa 7.31 horas.

3.1.4.12. Sistema de bombeo desde la fuente de captación al tanque de succión

Tabla 3-39. Datos iniciales para determinar la viabilidad de las bombas presentes en la Urbanización.

Datos iniciales	
Período de diseño	25
Caudal de incendio (l/s)	5
Caudal de incendio (m3/s)	0,005
QMD (m3/s)	0,00576
Número total de horas al día de bombeo	9
Altura sobre el nivel del mar	425
Temperatura del agua	20
Coeficiente de Hazen-Williams (C)	150

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-40. Diámetros de las tuberías de succión y de impulsión.

Tubería de succión		
Diámetro seleccionado (in)	4	-
Diámetro seleccionado (m)	0,102	-
Velocidad en la tubería (m/s)	0,710	Cumple con lo estipulado en el RAS 2000
Sumergencia (m)	0,500	Cumple con el RAS 2000
Tubería de impulsión		
Diámetro recomendado (m)	0,0772	-
Diámetro recomendado (in)	3,1	-
Diámetro seleccionado (in)	3	-
Diámetro seleccionado (m)	0,076	-
Velocidad en la tubería (m/s)	1,263	Cumple con lo estipulado en el RAS 2000

Fuente: Elaboración propia.

EL diámetro de impulsión es calculado con base al número de horas de bombeo y el caudal de diseño (QMD):

$$\phi_{impulsión} = 1.3X^{\frac{1}{4}}\sqrt{Q}$$

(Ecuación 25)

$$X = \frac{\text{Número de horas de bombeo por día}}{24}$$

(Ecuación 26)

$$\phi_{impulsión} = 1.3(0.375)^{\frac{1}{4}}\sqrt{0.00576m^3/s} = 0.077m \cong 3.1in$$

El diámetro suministrado por las operaciones no resulta ser comercial, motivo por el cual se deduce que la tubería de impulsión ha de ser de 3 pulgadas. Por otra parte, el diámetro de succión es a criterio netamente del diseñador, no obstante, se recomienda que este sea superior al de impulsión. Las velocidades fueron encontradas por medio del caudal y el área de las tuberías, valores que cumplen con lo fijado por el RAS 2000.

Tabla 3-41. Criterios para las tuberías de succión e impulsión.

Velocidad máxima en la tubería de succión	
Diámetro de la tubería de succión (mm)	Velocidad máxima (m/s)
2	0,75
3	1
4	1,3
6	1,45
8	1,6
10	1,6
12	1,7
16	1,8
Velocidad mínima en la tubería de succión	
(m/s)	0,45
Velocidad máxima en la tubería de impulsión	
(m/s)	3
Velocidad mínima en la tubería de impulsión	
(m/s)	1

Fuente: Adaptada del Ministerio de Desarrollo Económico, 2000.

Una vez concluidos con los diámetros y velocidades en los conductos de impulsión y succión,

se debe proseguir con el cálculo de la altura dinámica de elevación.

Tabla 3-42. *Cálculo de altura dinámica de elevación, aljibe-semi superficial.*

Cálculo altura dinámica de elevación	
Altura estática total	
Cota del eje de succión (m.s.n.m)	426,1266
Cota menor de la lámina de agua del pozo (m.s.n.m)	420,7190
Cota mayor de la lámina de agua del pozo (m.s.n.m)	422,9190
Altura estática de succión (m)	5,4076
Cota de tubería de entrada al tanque de succión (m.s.n.m)	426,5736
Cota del eje de impulsión (m.s.n.m)	426,2766
Altura estática de impulsión (m)	0,2970
Altura estática total (m)	5,7046
Pérdidas	
Succión (m)	0.035
Impulsión (m)	0.198
Altura de velocidad en la descarga (V_i) (m)	
(V_i) (m)	0,0813
Altura dinámica total de elevación	
Altura dinámica total de elevación	6,0192

Fuente: Elaboración propia.

Las cotas presentes en la tabla se pueden visualizar en el anexo 4, que contienen los planos de las estructuras hidráulicas y la rasante del terreno. La altura estática de succión se obtiene de restarle a la cota del eje de succión la cota menor de la lámina de agua del pozo, mientras que la altura estática de impulsión es la resta entre la cota de la tubería de entrada al tanque de succión y la cota del eje de impulsión.

En este orden de ideas, la altura estática total se entiende como la sumatoria de la altura estática de impulsión y succión.

Tabla 3-43. Longitudes equivalentes y pérdidas en los tramos de succión e impulsión.
Aljibe-semi superficial.

Accesorios	K	Succión		Impulsión	
		Cantidad	Le	Cantidad	Le
Codo radio largo 90°	0,60				
Codo radio medio 90°	0,80				
Codo radio corto 90°	0,90	1	0,00052	8	0,0010
Codo radio corto de 45°	0,40			1	0,0001
Codo radio largo de 45°	0,20				
Entrada normal	0,50				
Entrada de borde	0,90				
Válvula de compuerta abierta	0,20			1	0,0000
Válvula de bola abierta	0,05			1	0,0000
Válvula de globo abierta	10,00				
Válvula de ángulo abierta	5,00				
Tee de paso directo	0,30	1	0,00017	1	0,0000
Tee con salida de lado	1,80			1	0,0003
Tee con salida a ambos lados	1,80				
Válvula de pie con rejilla	3,00	1	0,00173		
Válvula de retención tipo liviano	2,50			1	0,0004
Reducción gradual	0,35	3	0,00061		
Ampliación gradual	0,30			2	0,0001
Salida de tubería	1,00			1	0,0001
Longitud de tubería recta (m)			7,1812		10,0305
Σ			7,184		10,033
J (m/m)			0,005		0,020
Pérdidas (m)			0,035		0,198

Fuente: Elaboración propia.

J se despeja de la ecuación 22. En impulsión tenemos:

$$J = \left(\frac{0.00576m^3}{0.2785(0.076m)^{2.63}} \right)^{1.852} = 0.020 \text{ m/m}$$

$$Pérdidas = J * \Sigma = 0.020m/m * 10.033m = 0.198m$$

Para succión:

$$J = \left(\frac{0.00576m^3}{0.2785(0.102m)^{2.63}} \right)^{1.852} = 0.005m/m$$

$$Pérdidas = 0.005m/m * 7.184m = 0.035m$$

Altura de velocidad de descarga:

$$Altura\ de\ velocidad\ de\ descarga = \frac{V^2}{2g}$$

(Ecuación 27)

V: velocidad en la tubería de impulsión (m/s).

g: gravedad.

$$Altura\ de\ velocidad\ de\ descarga = \frac{(1.263m/s)^2}{2 \left(\frac{9.81m}{s^2} \right)} = 0.0813m$$

La altura dinámica total de elevación corresponde a sumar la altura estática total, la altura de la velocidad de descarga y las pérdidas.

$$Altura\ Dinámica\ Total = 5.7046m + 0.0813m + 0.035m + 0.198m = 6.0192m$$

Consiguiente a encontrar la altura dinámica total es elaborar la curva característica de la bomba. Debemos recordar que para alimentar el tanque semi superficial se seleccionó el equipo de 2.0 HP.

Tabla 3-44. Características del equipo de bombeo para el tanque de succión.

Bomba HE 1.5 20-1	
Diámetro succión (m)	0.0381
Diámetro impulsión (m)	0.0381
Rpm (revoluciones por minuto)	3600
H _{máx} (m)	42.672
Q _{máx} (m ³ /s)	0.0045

Fuente: Adaptada de la ficha técnica, 2018.

Tabla 3-45. Curva característica de la bomba HE 1.5 20-1.

Curva característica de la bomba HE 1.5 20-1			
Q (gpm)	H (ft)	Q (m3/s)	H (m)
0	140,0	0,0000	42,6720
10	135,0	0,0008	41,1480
20	127,5	0,0015	38,8620
30	120,0	0,0023	36,5760
40	112,5	0,0030	34,2900
50	100,0	0,0038	30,4800
60	87,5	0,0045	26,6700

Fuente: Adaptada de la ficha técnica, Barnes de Colombia, 2018.

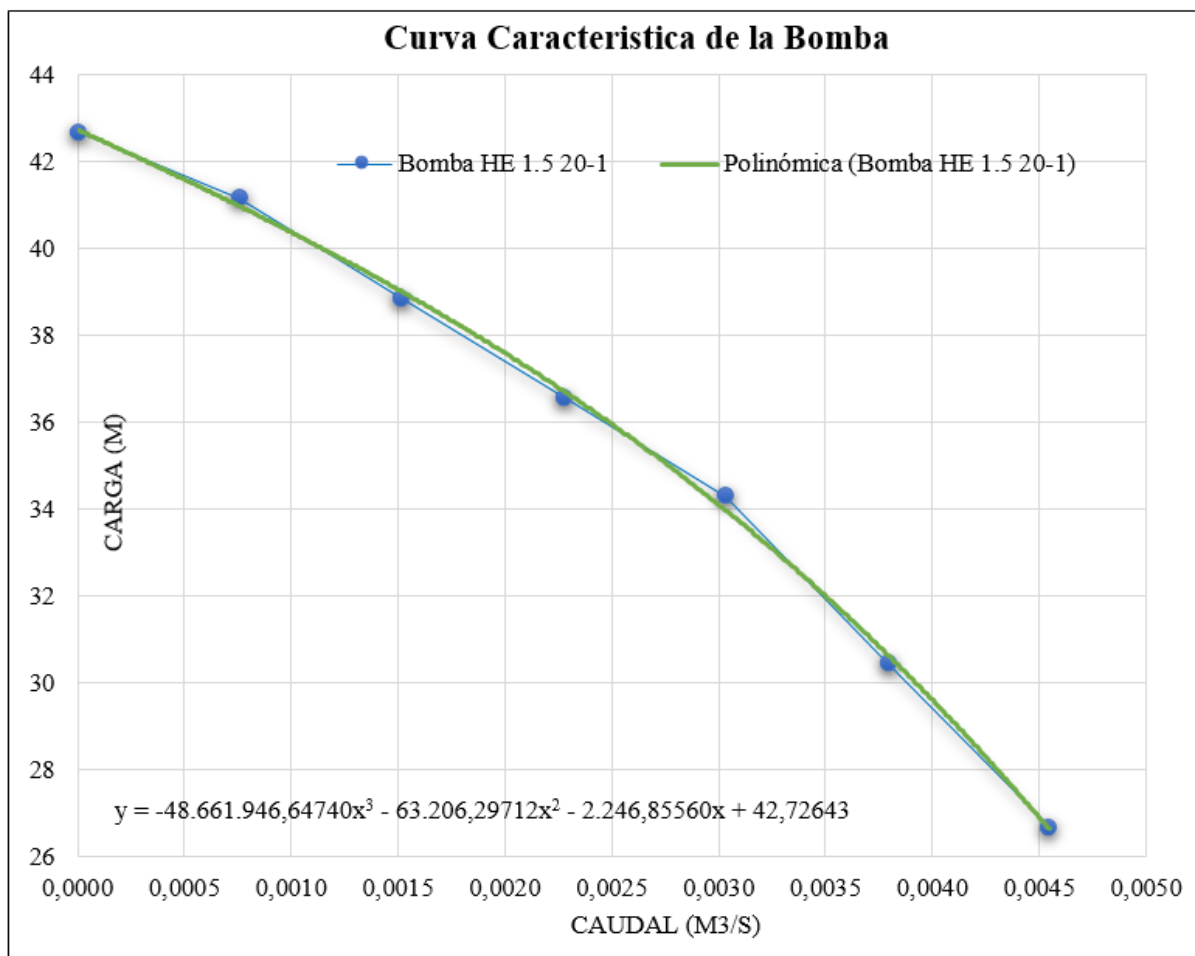


Figura 3-15. Curva característica de la bomba de 2.0 HP. Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-46. Curva de consumo para la bomba de 2.0 HP.

Q (m ³ /s)	J		Pérdidas (m)		Altura de velocidad en la descarga (m)	Altura estática		Altura dinámica			Bomba (ecuación de tendencia)
	Succión	Impulsión	Succión	Impulsión		Mínima	Máxima	Mínima	Promedio	Máxima	
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	3,5046	5,7046	3,5046	4,6046	5,7046	42,7264
0,0013	0,0003	0,0012	0,0022	0,0122	0,0040	3,5046	5,7046	3,5230	4,6230	5,7230	39,6451
0,0026	0,0011	0,0044	0,0078	0,0442	0,0161	3,5046	5,7046	3,5726	4,6726	5,7726	35,7446
0,0038	0,0023	0,0093	0,0165	0,0936	0,0361	3,5046	5,7046	3,6509	4,7509	5,8509	30,4127
0,0051	0,0039	0,0159	0,0281	0,1595	0,0642	3,5046	5,7046	3,7564	4,8564	5,9564	23,0372
0,0064	0,0059	0,0240	0,0425	0,2411	0,1004	3,5046	5,7046	3,8886	4,9886	6,0886	13,0060
0,0077	0,0083	0,0337	0,0596	0,3379	0,1445	3,5046	5,7046	4,0467	5,1467	6,2467	-0,2931
0,0090	0,0110	0,0448	0,0793	0,4496	0,1967	3,5046	5,7046	4,2302	5,3302	6,4302	-17,4721
0,0102	0,0141	0,0574	0,1015	0,5757	0,2569	3,5046	5,7046	4,4388	5,5388	6,6388	-39,1434
0,0115	0,0176	0,0714	0,1263	0,7161	0,3252	3,5046	5,7046	4,6721	5,7721	6,8721	-65,9189

Fuente: Elaboración propia.

- En la columna número 1 de la tabla (Q m³/s), se encuentran los valores del caudal de diseño, partiendo de 0 hasta 2Q, con ello se pretende analizar la curva de operación de la bomba.
- La columna 2, pérdidas por conducción en succión, se obtiene mediante la ecuación descrita por Hazen-Williams (ecuación 22), reemplazando el caudal dado en la columna 1.
- Columna 3, se obtienen las pérdidas por conducción para la impulsión, teniendo en cuenta el diámetro establecido para este tramo y aplicando la ecuación de Hazen-Williams.
- Columna 4 y 5, son el resultado de operar los valores de J por las longitudes equivalentes (ver tabla 3-43).
- Columna 6, altura de velocidad en la descarga (m), se deduce mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Altura de velocidad de descarga} = \frac{\left(\frac{Q}{\text{Area}}\right)^2}{2g}$$

(Ecuación 28)

- Columna 7, dada por (cota eje de succión-cota mayor de la lámina de agua) + (cota de tubería de entrada al tanque-cota del eje de impulsión).
- Columna 8, (cota eje de succión-cota menor de la lámina de agua) + (cota de tubería de entrada al tanque-cota del eje de impulsión).
- Columna 9, corresponde a sumar los valores de las columnas 4,5,6 y 7.
- Columna 11, sumar las columnas 4,5,6 y 8.
- Columna 10, es el promedio entre las columnas 9 y 11.
- Columna 12, aquí se reemplaza el valor de la columna 1 en la ecuación polinómica de tercer grado, dada en la figura 3-15, curva característica de la bomba 2.0 HP.

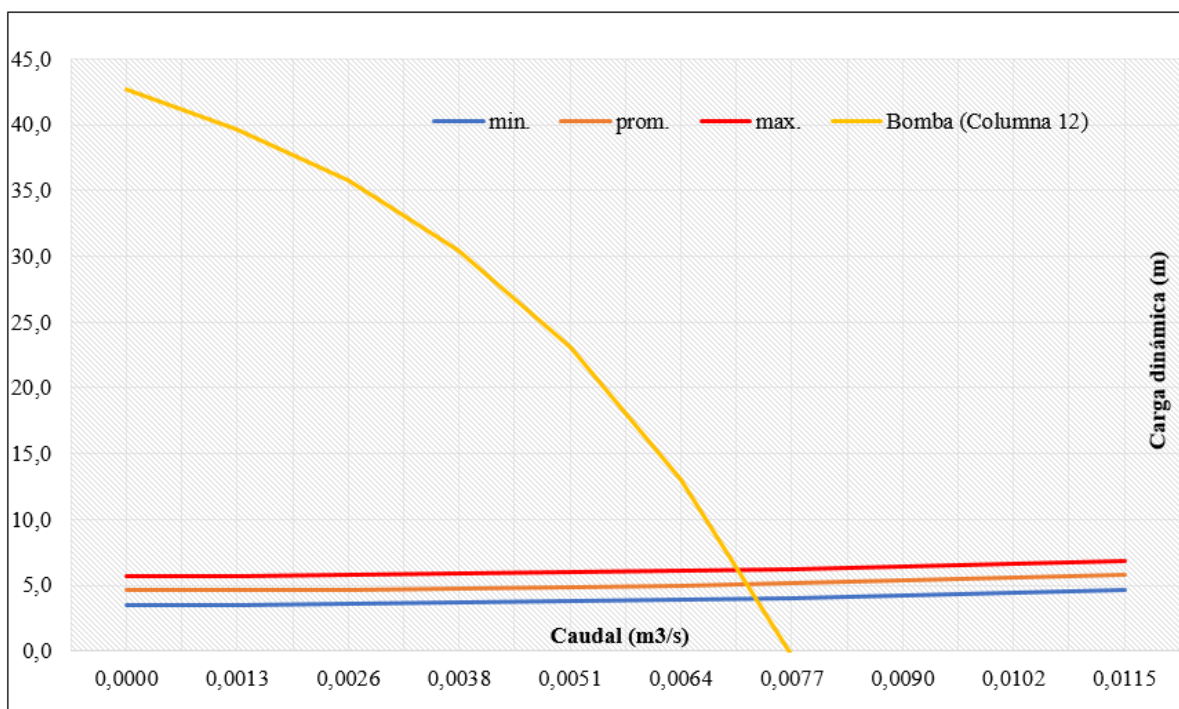


Figura 3-16. Curva de operación del sistema y característica de la bomba de 2.0 HP.

Fuente: Elaboración Propia.

Con una eficiencia del equipo, e , de 0.5 (tomada de la ficha técnica de la bomba), la potencia de la bomba requerida está dada por:

$$P_b = \frac{\gamma Q H_t}{e}$$

(Ecuación 29)

$$P_b = \frac{9.81 \text{ kN/m}^3 * 0.0058 \text{ m}^3/\text{s} * 4.9225 \text{ m}}{0.5} = 0.56 \text{ kW} = 0.75 \text{ HP}$$

La bomba a emplear y con la que cuenta la Urbanización posee una potencia de 2.0 HP, satisfaciendo a cabalidad lo requerido por el sistema, que resultó ser de 0.75 HP, es por ello que de momento resulta viable.

Subsiguiente a encontrar P_b , es deducir la potencia del motor, P_m :

$$P_m = 1.2 P_b$$

(Ecuación 30)

$$P_m = 1.2(0.75 \text{ HP}) = 0.90 \text{ HP}$$

Es importante encontrar si en el sistema existe riesgo de cavitación por presión o exuberancia en las revoluciones del rotor, por lo cual debemos conocer datos como altura barométrica, altura estática de succión y pérdidas en las mismas, entre otra información que se relaciona en la siguiente tabla:

Tabla 3-47. Tabla de cavitación con bomba de 2.0 HP.

Cavitación		
Altura Barométrica		
Altura barométrica (mca)		9,8200
Altura estática de succión máxima (Hs) [m]		5,4076
Perdidas en la succión		
Longitud equivalente (Le) [m]		7,1842
C		150
Caudal (Q) [m³/s]		0,0058
Ds [m]		0,1016
J		0,0049
Pérdidas por succión (hs) [m]		0,0350
Altura de velocidad		
Vs		0,7104
Vs²/2g		0,0257
Presión de vapor (mca)		0,2388
Presión		
CNPSd	4,1129	Se genera cavitación por presión de succión, dado a que la diferencia debe ser mayor a 0.5
CNPSr	7,9248	
Diferencia	-3,8119	
Velocidad		
Número específico de revoluciones (ns)	82,671	ns < nsmáx
Número específico de revoluciones máximo (nsmáx)	14,538	Si hay cavitación por exceso en las revoluciones del rotor

Fuente: Elaboración propia.

López Cualla sostiene que, al nivel del mar, la altura máxima de succión es de 760 mm Hg, equivalente a 10.33 mca (metros columna de agua), valor que debe ser ajustado con base a la elevación sobre el nivel del mar, a razón de 1.2m por cada 1000m de nivel, por tanto:

$$Altura\ barométrica = 10.33\ mca - \frac{1.2 * 425\ m.\ s.\ n.\ m.}{1000} = 9.82\ mca$$

Altura estática de succión (nivel del agua mínimo):

$$H_s = 426.1266\ msnm - 420.7190\ msnm = 5.4076\ m$$

Pérdidas en la succión:

$$H_s = J * LE$$

(Ecuación 31)

Longitud equivalente (ver tabla 3-46): 7.184 metros.

J, (ver tabla 3-43, longitudes equivalentes y pérdidas en los tramos de succión e impulsión): 0.005 m/m.

$$H_s = \frac{0.005m}{m} * 7.184m = 0.0350m$$

Altura en la velocidad de succión ($V_s^2/2g$):

$$V_s = \frac{4Q}{\pi(D_s)^2}$$

(Ecuación 32)

$$V_s = \frac{4(0.0058m^3/s)}{\pi(0.1016m)^2} = 0.7104m/s$$

$$(V_s^2/2g) = 0.0257m$$

Presión de vapor, para una temperatura de 20°C, según las tablas provistas por el fabricante del equipo de bombeo, se tiene una presión de vapor de 0.2388m.

$$CNPS_d = \left(Alt. bar. - \left(Alt. est. + Pérd. fricción + \frac{V_s^2}{2g} \right)_{succión} \right) - P_{vapor}$$

(Ecuación 33)

$$CNPS_d = (9.82 m - (5.4076m + 0.035m + 0.0257)) - 0.2388m = 4.1129m$$

Según lo indicado por el fabricante en el catálogo, el valor de CNPS corresponde a 7.9248m, donde la diferencia entre el valor disponible y el requerido es de -3.8119m, desencadenando riesgo de cavitación, por exceso de revoluciones y presión pese a esto, se decide emplear la bomba basados en los costos adicionales que conllevan para la JAC cambiar los equipos de bombeo.

Las revoluciones del rotor son halladas a partir de:

$$ns: \frac{N\sqrt{Q}}{Ht^{3/4}}$$

(Ecuación 34)

Donde N son las revoluciones del motor (3600 rpm), información que es dada por el fabricante.

$$ns: \frac{3600\sqrt{0.0058m^3/s}}{(4.9225m)^{3/4}} = 82.671$$

Procedente al cálculo de ns, se debe establecer el número específico de revoluciones máximo (nsmáx), donde tenemos que hacer uso nuevamente de la ecuación 34, con la diferencia de que en esta oportunidad Q es el caudal máximo de la bomba y H, es la altura máxima de la bomba.

$$nsmáx: \frac{3600\sqrt{0.0045m^3/s}}{(42.672m)^{3/4}} = 14.538$$

Para poder diseñar el sistema de bombeo del tanque elevado de regulación, primero debemos determinar la altura mínima de la lámina de agua y realizar los análisis correspondientes con el fin de establecer la cota ideal para que el sistema funcione de manera óptima.

3.1.4.13. Análisis hidráulico del sistema actual de suministro y selección de la altura mínima de la lámina de agua para el tanque de regulación

A partir de la información recolectada en campo y la suministrada por la JAC, relacionada con el sistema actual de bombeo, así como los planos de la red de abastecimiento y catastral de la Urbanización, se procede a realizar el análisis hidráulico del sistema y con ello poder establecer la altura que se le debe dar al tanque de regulación para que el suministro se realice de forma satisfactoria y se ajuste a la normatividad existente. La altura mínima de la lámina de agua se fijó en 435.85 m.s.n.m., este valor es arbitrario y deben ser evaluadas cada una de las presiones en los nodos existentes en la red de distribución, si estas no llegasen a cumplir la altura debe ser modificada hasta que cada uno de los parámetros se ajusten a la norma. Se debe identificar los nodos de la red y con ello atribuirles la dotación, en ese orden de ideas, la Urbanización cuenta con una red mixta en la que se determinaron 14 nodos (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, A1, Hidrante), cuya distribución es visible en el anexo 4. Consecuencia

Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta

de que la Urbanización es netamente residencial, el consumo en cada nodo se encuentra sujeta únicamente al número de habitantes por atender.

Tabla 3-48. Evaluación de consumo.

Industrias	80 litros /trabajador
Comercio, mercancías secas, casas de abastos, peluquerías y pescaderías	20 litros/ m ² mínimo 400 litros/ día
Mercados	15 litros /m ²
Viviendas	200 litros/ habitante/ día a 250 litros/ habitante/ día
Universidades	50 litros/ persona/ día
Internados	250 litros/ persona/ día
Hoteles (a)	500 litros/ habitación/ día
Hoteles (b)	250 litros/ cama/ día
Oficinas	90 litros/ persona/ día
Cuarteles	350 litros/ persona/ día
Restaurantes	4 litros/ día/ comida
Hospitales	600 litros/ persona/ día
Prisiones	600 litros/ persona/ día
Lavanderías	48 litros /kg de ropa
Lavado de carros	400 litros /carro/ día
W.C públicos	50 litros/ hora
W.C. intermitentes	150 litros/ hora
Circos, hipódromos, parques de atracciones, estudios, velódromos, autódromos, plazas de toros y similares	1 litro/ espectador
Cabarets, casinos y salas de baile	30 litros/ m ²
Cines, teatros y auditorios	3 litros / silla
Estaciones de servicio, bombas de gasolina, garajes y estacionamientos se colocará de acuerdo con los siguientes consumos:	
Para lavado automático	12 000 litros/ día/ unidad
Para lavado no automático	7 500 litros/ día/ unidad
Para bombas de gasolina	300 litros/ día/ surtidor
Para garajes y estacionamientos cubiertos	2 litros/ día/ m ² de área
Para oficinas y ventas de repuestos	6 litros/ día/ m ² de área útil
El suministro de agua para bares, fuentes de soda, refresquerías, cafeterías y similares se calculará con base en los siguientes consumos:	
Área en m ²	Consumo diario
Hasta 30	1 500 litros/ m ²
De 31 a 60	60 litros/ m ²
De 61 a 100	50 litros/ m ²
Mayor de 100	40 litros/ m ²
Riegos	
Piso asfaltado	1 litro/ m ²
Empedrados	1,5 litros/ m ²
Jardines	2 litros/ m ²
Piscinas	300 litros/ persona
Duchas piscina	60 litros/ persona

Fuente: Norma Técnica Colombiana 1500 (Código Colombiano de Fontanería), 2004.

El Código Colombiano de Fontanería fija un consumo entre 200 y 250 litros por habitante día, que para efectos de la Urbanización se acoge el mínimo valor, justificado en el hecho de que es una población pequeña.

Tabla 3-49. Consumo de los nodos para la red actual en la Urbanización.

Nodo	Habitantes	L/Hab/Dia	L/Dia	L/s
A	34	200	6800	0,0787
B	38	200	7600	0,0880
C	20	200	4000	0,0463
D	17	200	3400	0,0394
E	21	200	4200	0,0486
F	22	200	4400	0,0509
G	19	200	3800	0,0440
H	21	200	4200	0,0486
I	13	200	2600	0,0301
J	15	200	3000	0,0347
K	12	200	2400	0,0278
L	0	200	0	0,0000
A1	0	200	0	0,0000
Hidrante	0	200	36000	5,0000
Total				5,537

Fuente: Elaboración propia.

Comenzando en las cotas del terreno y conociendo la distancia a la que se encuentra enterrada la red de distribución actual, se les asignan las cotas de profundidad a las tuberías.

Tabla 3-50. Cotas de profundidad de la red actual de distribución.

Nodo	Cota curva de nivel (m.s.n.m)	Ubicación	Profundidad (m)	Cota profundidad (m.s.n.m)
A	424,6727	Calle	0,60	424,0727
B	423,9670	Calle	0,60	423,3670
C	424,2500	Calle	0,60	423,6500
D	424,8650	Calle	0,60	424,2650
E	424,8790	Anden	0,50	424,3790
F	424,3050	Anden	0,80	423,5050
G	424,4120	Calle	0,80	423,6120
H	424,9600	Calle	0,60	424,3600
I	425,1990	Calle	0,60	424,5990
J	423,2660	Anden	0,60	422,6660
K	423,5980	Anden	0,60	422,9980
L	425,2130	Anden	0,60	424,6130
A1	424,8400	Verde	1,00	423,8400
Hidr.	424,9830	Verde	1,15	423,8330

Fuente: Elaboración propia.

En el análisis hidráulico de la red de distribución actual se emplea el método de aproximaciones sucesivas de Hardy Cross, basado en el cumplimiento de dos principios, el primero de ellos la ley de continuidad de masa en los nodos y la ley de conservación de la

energía en los circuitos. Se debe establecer una orientación de los flujos, esto se realiza de forma arbitraria, donde los caudales han de ser positivos si estos fluyen en sentido de las manecillas del reloj, o negativos en sentido contrario.

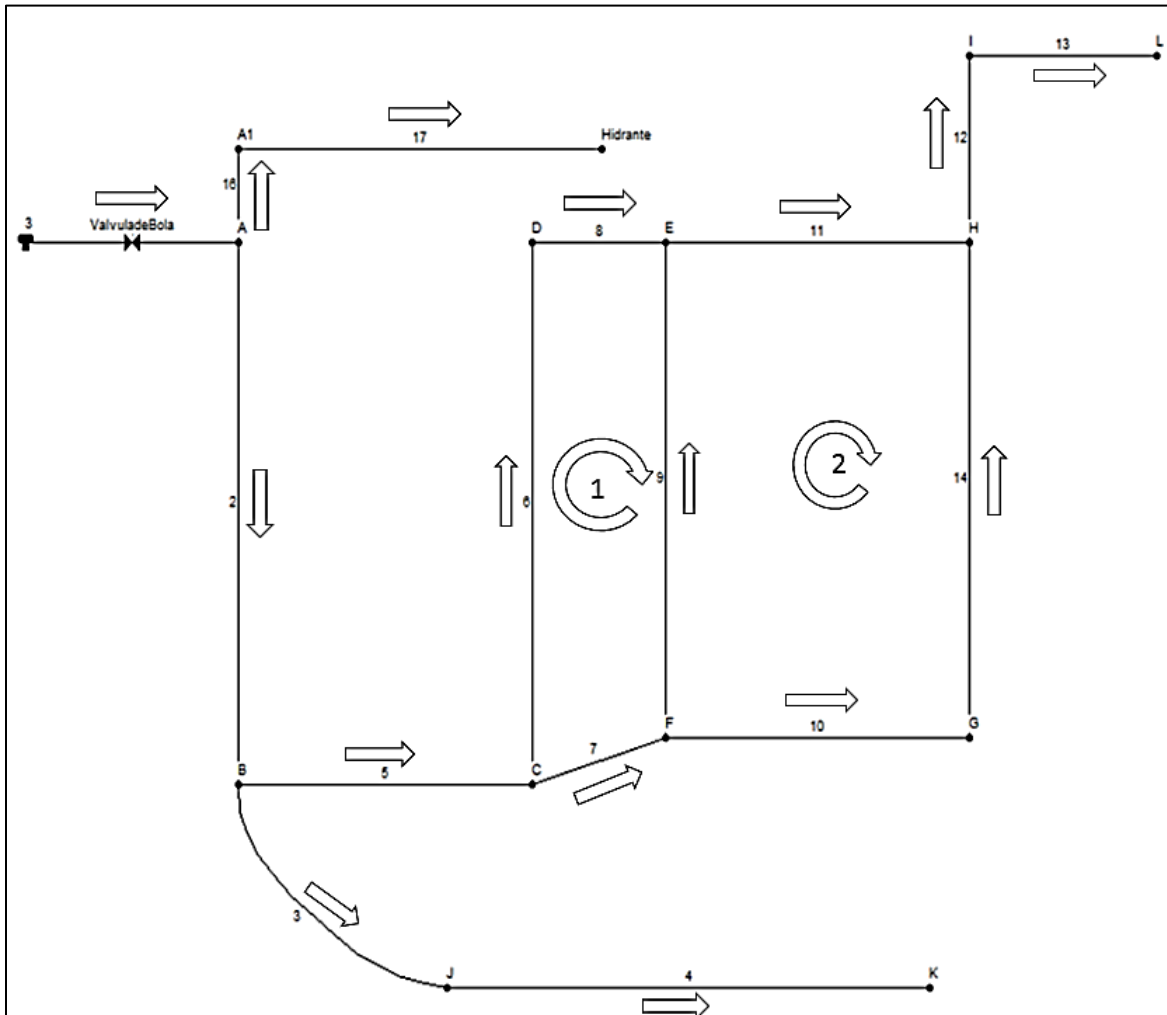


Figura 3-17. Esquema de la red de distribución actual en la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.13.1. Continuidad de masa red actual

Este procedimiento resulta ser el más utilizado para obtener los caudales que circulan en una red cerrada con diámetros conocidos. A continuación, estudiaremos el circuito número 1, conformado por las tuberías CD, CF, DE, y EF, al igual que el circuito número 2, donde se encuentran los tramos FG, FE, EH y GH.

Tabla 3-51. Datos iniciales para aplicar el método de Hardy Cross en la red actual.

Tubería	Caudal Supuesto (m ³ /s)	Diámetro (m)	Área tubería (m ²)	Longitud tubería (m)	Velocidad (m/s)	Viscosidad cinemática (m ² /s)	Número de Reynolds	K _s (m)	K _m
C - D	0,00008	0,0381	0,0011	67,800	0,070	0,000001207	2214,970	0,0000015	6,30
C - F	0,00019	0,0381	0,0011	5,707	0,167	0,000001207	5260,554	0,0000015	5,00
D - E	0,00004	0,0381	0,0011	5,210	0,035	0,000001207	1107,485	0,0000015	2,10
F - E	0,00006	0,0381	0,0011	66,600	0,053	0,000001207	1661,228	0,0000015	5,40
E - H	0,00004	0,0381	0,0011	30,400	0,035	0,000001207	1107,485	0,0000015	3,60
F - G	0,00008	0,0381	0,0011	30,400	0,070	0,000001207	2214,970	0,0000015	2,40
G - H	0,00004	0,0381	0,0011	66,600	0,035	0,000001207	1107,485	0,0000015	5,40

Fuente: Elaboración propia.

- El caudal asignado en la columna número 2, es completamente asumido por el diseñador, teniendo en cuenta las demandas de los nodos (ver tabla 3-49).
- La columna 3 corresponde al diámetro de la tubería de la red de distribución actual en metros.
- Conociendo el área de la tubería y el caudal es posible determinar la velocidad ($V=Q/A$), dispuesta en la columna 6.
- La viscosidad cinemática, columna 7, está dada en función de la temperatura del fluido, por tablas se tiene que el agua a 20°C cuenta con una viscosidad cinemática de 0,000001207 m²/s.
- Para la columna 8, número de Reynolds, tenemos que hacer uso de la ecuación 1 (marco teórico).

K_s es la rugosidad en función del material, en este caso se emplea PVC cuya rugosidad es de 0.0015mm [35], y K_m son las pérdidas por accesorios en los tramos a evaluar. Con esta información se pueden realizar las iteraciones para encontrar el caudal corrector.

Tabla 3-52. Primera iteración, método Hardy Cross para la red actual.

Primera Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C – D	+	0,00008	0,0702	2214,970	0,0478855	67,800	6,30	0,0384	0,0141	479,9999	750,1423	-0,00001
	D – E	+	0,00004	0,0351	1107,485	0,0577886	5,210	2,10	0,0008		20,5665		
	F – E	-	-0,00006	0,0526	1661,228	0,0385257	66,600	5,40	-0,0103		171,1476		
	C – F	-	-0,00019	0,1667	5260,554	0,0368971	5,707	5,00	-0,0149		78,4282		
Circuito 2	F – E	+	0,00007	0,0608	1920,560	0,0333236	66,600	5,40	0,0236	0,0115	339,5958	753,8987	-0,00001
	E – H	+	0,00004	0,0351	1107,485	0,0577886	30,400	3,60	0,0048		120,0043		
	G – H	-	-0,00004	0,0351	1107,485	0,0577886	66,600	5,40	-0,0067		166,9127		
	F – G	-	-0,00008	0,0702	2214,970	0,0478855	30,400	2,40	-0,0102		127,3859		

Fuente: Elaboración propia.

➤ El factor de fricción, columna 7, depende del régimen del flujo. En régimen laminar la expresión general desarrolladas es:

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

(Ecuación 35)

En el régimen turbulento, el factor de fricción se deduce mediante la ecuación establecida por Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{k_s}{3.7d} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

(Ecuación 36)

➤ hf y hm se obtienen mediante:

$$hf = f \frac{lv^2}{d2g}$$

(Ecuación 37)

$$hm = k_m \frac{lv^2}{d2g}$$

(Ecuación 38)

- La columna 11, es la sumatoria de los valores obtenidos en la columna 10 para el circuito número1.
- ΔQ es igual a columna 11/columna 13. ΔQ es el caudal corrector y se opera algebraicamente con el caudal supuesto en la columna 3, y el resultado de esa operación es el caudal de inicio para la segunda iteración. El número de iteraciones deben realizarse hasta que la $\Sigma hf + hm$ y ΔQ sean ceros.

Tabla 3-53. Segunda y tercera iteración, método Hardy Cross para la red actual.

Segunda Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C - D	+	0,00007	0,0620	1955,638	0,0327259	67,800	6,30	0,0247	-0,0017	349,0830	620,9613	0,00000
	D - E	+	0,00003	0,0269	848,153	0,0754581	5,210	2,10	0,0006		18,6530		
	F - E	-	-0,00006	0,0542	1709,584	0,0374360	66,600	5,40	-0,0106		171,5174		
	C - F	-	-0,00020	0,1749	5519,886	0,0363962	5,707	5,00	-0,0163		81,7079		
Circuito 2	F - E	+	0,00006	0,0530	1672,753	0,0382603	66,600	5,40	0,0191	0,0028	316,2220	731,4573	0,00000
	E - H	+	0,00003	0,0284	896,510	0,0713879	30,400	3,60	0,0036		110,9209		
	G - H	-	-0,00005	0,0418	1318,460	0,0485415	66,600	5,40	-0,0080		168,5262		
	F - G	-	-0,00009	0,0769	2425,945	0,0465244	30,400	2,40	-0,0119		135,7881		
Tercera Iteración													
		Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C - D	+	0,00007	0,0631	1992,469	0,0321210	67,800	6,30	0,0254	-0,0001	352,6196	623,6218	0,00000
	D - E	+	0,00003	0,0280	884,984	0,0723177	5,210	2,10	0,0006		18,9248		
	F - E	-	-0,00006	0,0513	1620,260	0,0394998	66,600	5,40	-0,0100		170,8343		
	C - F	-	-0,00020	0,1737	5483,055	0,0364653	5,707	5,00	-0,0161		81,2431		
Circuito 2	F - E	+	0,00006	0,0513	1617,915	0,0395571	66,600	5,40	0,0182	0,0008	311,0495	726,4899	0,00000
	E - H	+	0,00003	0,0267	844,016	0,0758279	30,400	3,60	0,0033		108,6608		
	G - H	-	-0,00005	0,0434	1370,954	0,0466828	66,600	5,40	-0,0084		168,9277		
	F - G	-	-0,00009	0,0785	2478,439	0,0462122	30,400	2,40	-0,0123		137,8519		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-54. Cuarta y quinta iteración, método de Hardy Cross para la red actual.

Cuarta Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m3/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C - D	+	0,00007	0,0632	1994,814	0,0320832	67,800	6,30	0,0254	0,0001	352,8448	623,7024	0,00000
	D - E	+	0,00003	0,0281	887,329	0,0721266	5,210	2,10	0,0006		18,9421		
	F - E	-	-0,00006	0,0508	1602,971	0,0399259	66,600	5,40	-0,0099		170,7021		
	C - F	-	-0,00020	0,1736	5480,710	0,0364697	5,707	5,00	-0,0161		81,2135		
Circuito 2	F - E	+	0,00006	0,0508	1604,518	0,0398874	66,600	5,40	0,0180	0,0003	309,7858	725,2828	0,00000
	E - H	+	0,00003	0,0263	829,072	0,0771947	30,400	3,60	0,0032		108,0174		
	G - H	-	-0,00005	0,0439	1385,898	0,0461794	66,600	5,40	-0,0085		169,0420		
	F - G	-	-0,00009	0,0790	2493,383	0,0461251	30,400	2,40	-0,0125		138,4376		
Quinta Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C - D	+	0,00007	0,0631	1993,267	0,0321081	67,800	6,30	0,0254	0,0001	352,6962	623,5361	0,00000
	D - E	+	0,00003	0,0281	885,782	0,0722525	5,210	2,10	0,0006		18,9306		
	F - E	-	-0,00006	0,0507	1599,583	0,0400104	66,600	5,40	-0,0099		170,6762		
	C - F	-	-0,00020	0,1737	5482,257	0,0364668	5,707	5,00	-0,0161		81,2330		
Circuito 2	F - E	+	0,00006	0,0507	1600,734	0,0399817	66,600	5,40	0,0179	0,0001	309,4289	724,9444	0,00000
	E - H	+	0,00003	0,0261	824,137	0,0776570	30,400	3,60	0,0032		107,8050		
	G - H	-	-0,00005	0,0441	1390,833	0,0460156	66,600	5,40	-0,0085		169,0797		
	F - G	-	-0,00009	0,0791	2498,318	0,0460965	30,400	2,40	-0,0125		138,6308		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-55. Sexta y séptima iteración, método de Hardy Cross para la red actual.

Sexta Iteración													
		Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C - D	+	0,00007	0,0631	1992,116	0,0321266	67,800	6,30	0,0254	0,0000	352,5857	623,4264	0,00000
	D - E	+	0,00003	0,0280	884,631	0,0723465	5,210	2,10	0,0006		18,9222		
	F - E	-	- 0,00006	0,0507	1598,903	0,0400274	66,600	5,40	- 0,0099		170,6710		
	C - F	-	- 0,00020	0,1737	5483,408	0,0364646	5,707	5,00	- 0,0161		81,2475		
Circuito 2	F - E	+	0,00006	0,0507	1599,490	0,0400128	66,600	5,40	0,0179	0,0000	309,3116	724,8339	0,00000
	E - H	+	0,00003	0,0261	822,307	0,0778298	30,400	3,60	0,0032		107,7262		
	G - H	-	- 0,00005	0,0441	1392,663	0,0459551	66,600	5,40	- 0,0085		169,0937		
	F - G	-	- 0,00009	0,0792	2500,148	0,0460859	30,400	2,40	- 0,0125		138,7025		
Séptima Iteración													
		Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	C - D	+	0,00007	0,0631	1991,530	0,0321361	67,800	6,30	0,0254	0,0000	352,5294	623,3721	0,00000
	D - E	+	0,00003	0,0280	884,045	0,0723945	5,210	2,10	0,0006		18,9178		
	F - E	-	- 0,00006	0,0506	1598,760	0,0400310	66,600	5,40	- 0,0099		170,6699		
	C - F	-	- 0,00020	0,1737	5483,994	0,0364635	5,707	5,00	- 0,0161		81,2549		
Circuito 2	F - E	+	0,00006	0,0507	1599,029	0,0400243	66,600	5,40	0,0179	0,0000	309,2681	724,7932	0,00000
	E - H	+	0,00003	0,0260	821,578	0,0778989	30,400	3,60	0,0032		107,6948		
	G - H	-	- 0,00005	0,0441	1393,393	0,0459311	66,600	5,40	- 0,0085		169,0993		
	F - G	-	- 0,00009	0,0792	2500,878	0,0460817	30,400	2,40	- 0,0125		138,7310		

Fuente: Elaboración propia.

Hallados los caudales circulantes por las tuberías CD, CF, DE, FE, EH, FG, y GH, se debe realizar el análisis por medio de la ley de conservación de energía para las redes abiertas.

3.1.4.13.2. Conservación de energía red actual

La red actual de suministro presenta 8 tuberías que se encuentran configuradas como una red abierta, estas resultan ser:

➤ Tanque – A, A – A1, A1 – Hidrante, A – B, B – C, B – J, J – K, H – I.

Para hallar las presiones que se presentan en cada uno de los nodos de las tuberías de la red abierta, se ha de tomar como ejemplo la tubería A – B. La ecuación que se debe emplear es la de Bernoulli:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_m$$

(Ecuación 39)

Donde:

Z: altura a la que se encuentra el nodo en m.s.n.m., en caso de ser un tanque, se tomara la altura de la lámina menor de agua.

P: presión en el nodo, donde si esta se evalúa en el tanque, P/γ se tomará como cero.

V: velocidad del agua en el nodo, $V/2g$ esta será producto a que la lámina de agua se considera en reposo.

h_f : pérdidas por fricción.

h_m : pérdidas por accesorios.

Tabla 3-56. Balance de energía en la red actual para las tuberías en configuración abierta.

Tubería	Nodo inicial	Z1 (m.s.n.m)	Nodo final	Z2 (m.s.n.m)	$\frac{P_1}{\rho * g}$	$\frac{V_1^2}{2 * g}$	Caudal (m3/s)	Diametro		Area (m2)	Velocidad (m/s)	Longitud (m)	Km	Ks	Viscocidad cinematica (m2/s)	Reynolds	f	$\frac{P_2}{\rho * g}$
								Pulg.	m									
Tanque - A	Tanque	435,8500	A	424,0727	0	0	0,00554	3	0,0762	0,0046	1,2142	26,538	7,45	0,0000015	0,000001207	76652,3203	0,01912	10,6420
A - A1	A	424,0727	A1	423,8400	10,6420	0,06127	0,00500	3	0,0762	0,0046	1,0964	7,500	1,20	0,0000015	0,000001207	69217,8143	0,01954	10,6834
A1 - Hidr.	A1	423,8400	Hidr.	423,8330	10,6834	0,06127	0,00500	3	0,0762	0,0046	1,0964	32,600	2,40	0,0000015	0,000001207	69217,8143	0,01954	10,0312
A - B	A	424,0727	B	423,3670	10,6420	0,00824	0,00046	1,5	0,0381	0,0011	0,4020	67,500	6,10	0,0000015	0,000001207	12689,9326	0,02909	10,8730
B - C	B	423,3670	C	423,6500	10,8730	0,00392	0,00032	1,5	0,0381	0,0011	0,2774	30,600	3,60	0,0000015	0,000001207	8757,3353	0,03205	10,4749
B - J	B	423,3670	J	422,6660	10,8730	0,00011	0,00005	1,5	0,0381	0,0011	0,0474	40,581	2,50	0,0000015	0,000001207	1497,1557	0,04275	11,5685
J - K	J	422,6660	K	422,9980	11,5685	0,00001	0,00002	1,5	0,0381	0,0011	0,0170	47,506	3,40	0,0000015	0,000001207	535,7972	0,11945	11,2343
H - I	H	424,3600	I	424,5990	10,4648	0,00004	0,00003	1,5	0,0381	0,0011	0,0275	24,900	2,10	0,0000015	0,000001207	869,0681	0,07364	10,2238

Fuente: Elaboración propia.

Las cotas de los dos nodos se conocen a partir del levantamiento topográfico y las profundidades de las tuberías, establecidas en los planos hidráulicos de la red actual. En concreto, para Z_1 (cota del nodo A) tenemos 427.0727 m.s.n.m. y para Z_2 (cota del nodo B) el valor es de 423.3670 m.s.n.m. Las velocidades son iguales en los dos nodos, consecuencia de que el caudal que ingresa en la tubería por el nodo A, es el mismo que sale por el nodo B, producto a que el diámetro se mantiene constante, en este orden de ideas, $V^2/2g$, se anulan, por lo tanto, la ecuación quedaría de la siguiente manera:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + h_f + h_m$$

(Ecuación 40)

Se despeja P_2/γ de la ecuación anterior:

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_1 - Z_2 + \frac{P_1}{\gamma} - h_f - h_m$$

(Ecuación 41)

Donde:

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

(Ecuación 42)

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

(Ecuación 43)

Finalmente obtenemos:

$$\frac{P_2}{\gamma} = Z_1 - Z_2 + \frac{P_1}{\gamma} - \left(\left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \left(\frac{f l}{d} + K_m \right) \right)$$

(Ecuación 44)

P_1/γ , para la tubería A-B se obtiene de la tabla 3-56 (Balance de energía en la red actual para las tuberías en configuración abierta), en la columna 6, con un valor de 10.642 m.c.a. (metros columna de agua).

Al calcular la velocidad, debemos tener presente el caudal de la tubería Tanque-A, que es de 0.00554 m³/s, obtenido a partir de la sumatoria total de los consumos de los nodos, ver tabla 3-49, al igual que el caudal otorgado al hidrante (0.005 m³/s) y la demanda del nodo A (0.000079 m³/s).

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{0.00554 \frac{m^3}{s} - 0.005 \frac{m^3}{s} - 0.000079 \frac{m^3}{s}}{0.00114 m^2} = 0.402 \frac{m}{s}$$

El número de Reynolds se calcula haciendo uso de la ecuación 1, establecida en el marco teórico, que para este tramo obtenemos:

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{\left(0.402 \frac{m}{s}\right) (0.0381 m)}{0.000001207 \frac{m^2}{s}} = 12689.9$$

El número de Reynolds a ser mayor a 2000, nos obliga a emplear la ecuación 36 para determinar la fricción, donde empleamos un f inicial de 0.001 y al final de 100 iteraciones se obtiene un valor para f de 0.02909.

Km es igual a 6.1, obtenido de tal manera como se explicó en el análisis por continuidad de masa, recordando que este valor se determina en función de los accesorios hidráulicos presentes en la tubería.

$$\frac{P_2}{\gamma} = 424.0727 m - 423.367 m + 10.642 m - \left(\left(\frac{\left(0.402 \frac{m}{s}\right)^2}{(2) \left(9.81 \frac{m}{s^2}\right)} \right) \left(\frac{(0.02909)(67.5 m)}{0.0381 m} + 6.1 \right) \right)$$

$$\frac{P_2}{\gamma} = 10.873 m$$

A partir de los caudales obtenidos para las tuberías presentes en los circuitos 1 y 2, estudiados por el método de continuidad de masa, determinamos la velocidad con base en la definición de caudal ($Q = \text{Velocidad} * \text{Área}$).

Tabla 3-57. Presiones en los nodos de los circuitos 1 y 2 de la red actual de suministro.

Tubería	Caudal		Diametro (m)	Area (m ²)	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Viscosidad cinemática (m ² /s)	Re	Ks	f	Km	ΔH	Presión nodo inicial	Presión nodo final
	l/s	m ³ /s												
C - D	0,0719	0,00007	0,0381	0,0011	67,800	0,0631	0,000001207	1991,5298	0,0000015	0,0321	6,30	0,0129	10,47	10,46
C - F	0,1981	0,00020	0,0381	0,0011	5,707	0,1737	0,000001207	5483,9942	0,0000015	0,0365	5,00	0,0161	10,47	10,49
D - E	0,0319	0,00003	0,0381	0,0011	5,210	0,0280	0,000001207	884,0448	0,0000015	0,0724	2,10	0,0005	10,46	10,46
F - E	0,0578	0,00006	0,0381	0,0011	66,600	0,0507	0,000001207	1599,0292	0,0000015	0,0400	5,40	0,0099	10,49	10,50
E - H	0,0297	0,00003	0,0381	0,0011	30,400	0,0260	0,000001207	821,5776	0,0000015	0,0779	3,60	0,0023	10,46	10,46
F - G	0,0903	0,00009	0,0381	0,0011	30,400	0,0792	0,000001207	2500,8775	0,0000015	0,0461	2,40	0,0125	10,49	10,50
G - H	0,0503	0,00005	0,0381	0,0011	66,600	0,0441	0,000001207	1393,3925	0,0000015	0,0459	5,40	0,0085	10,50	10,51

Fuente: Elaboración propia.

A modo de ilustración, despejaremos la velocidad de la tubería C-D, presión en el nodo D, procedimiento que debe aplicarse para cada una de los nodos que se desprendan de los circuitos 1 y 2.

El caudal de la tubería C-D, es de $0.000072 \text{ m}^3/\text{s}$ (ver tabla 3-56):

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.000072 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.00114 \text{ m}^2} = 0.0631 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Obtenida la velocidad, podemos encontrar el número de Reynolds:

$$Re = \frac{VD}{\nu} = \frac{\left(0.0631 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)(0.0381 \text{ m})}{0.000001207 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 1991.53$$

Re es menor a 2000, por tanto, para la fricción hacemos uso de la ecuación 35.

$$f = \left(\frac{64}{Re}\right) = \frac{64}{1991.53} = 0.0321$$

Km para este caso es de 6.3, y a partir de allí obtenemos la diferencia de alturas mediante:

$$\Delta H = \left(\frac{Q^2}{2gA^2}\right)\left(Km + \frac{fL}{D}\right)$$

(Ecuación 45)

$$\Delta H = \left(\frac{\left(0.000072 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right)^2}{(2)\left(9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}\right)(0.00114 \text{ m}^2)^2}\right)\left(6.3 + \frac{(0.0321)(67.8 \text{ m})}{0.0381 \text{ m}}\right) = 0.0129 \text{ m}$$

La presión en el nodo D, se obtiene a sustraerle ΔH a la presión del nodo C:

$$\frac{P_B}{\gamma} = 10.47 \text{ m} - 0.0129 \text{ m} = 10.46 \text{ m}$$

Culminado la evaluación del sistema por los métodos analíticos, se procede con la simulación del sistema, con el objeto de someterlo a un estudio computacional que permita recrear la red

de suministro con la incorporación de un tanque regulador y comparar los resultados con los valores obtenidos por medio del balance de masas y conservación de energía.

3.1.4.14. Simulación en EPANET del sistema actual de suministro con la incorporación del tanque elevado de regulación

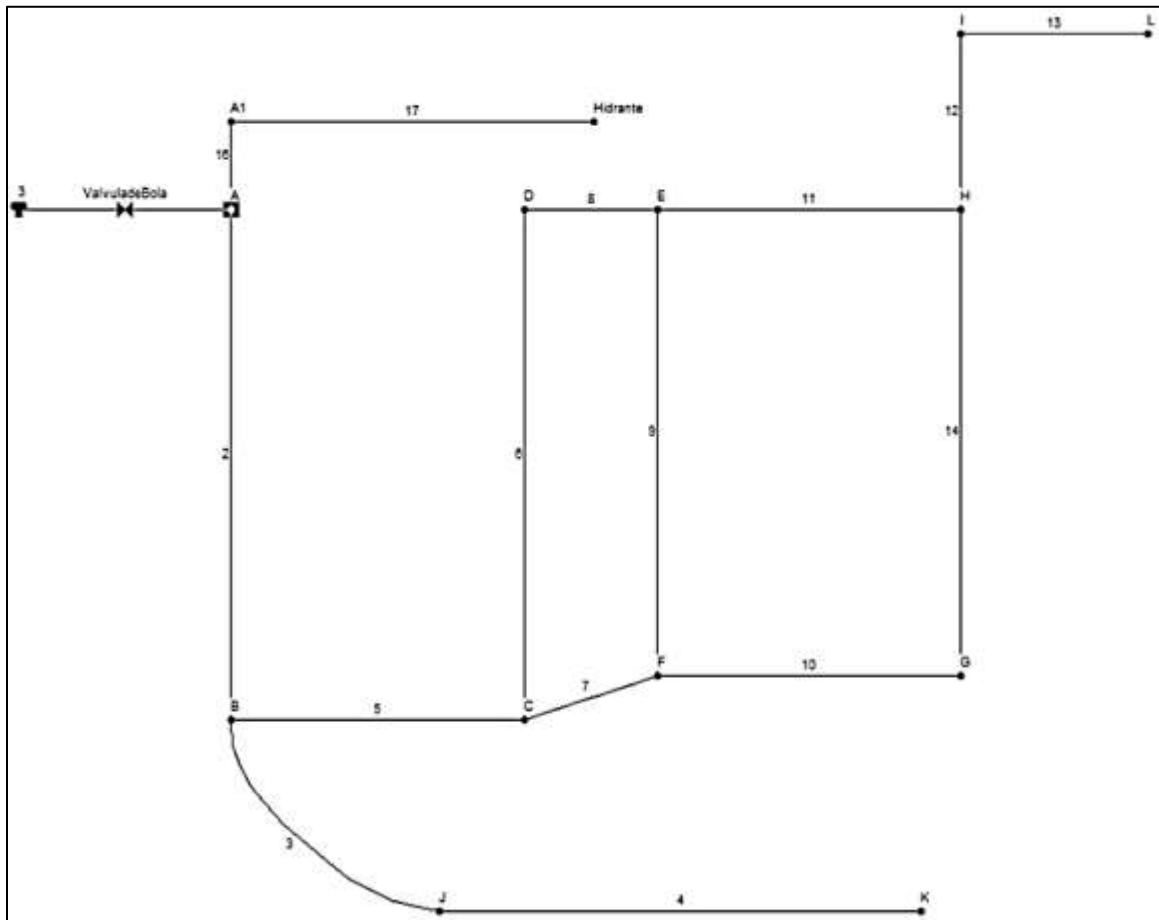


Figura 3-18. Esquema de nodos, tuberías y depósito (tanque elevado) de la red actual en EPANET. Fuente: Elaboración propia.

La simulación del sistema de suministro actual con la incorporación del tanque elevado, cuya lamina mínima de agua se ubica a los 435.85 metros sobre el nivel del mar, se hizo necesario el empleo de dos softwares, el primero de ellos es EPACAD, el cual es gratuito y permite convertir de manera sencilla un fichero de AUTOCAD, en donde se encuentran localizados los nodos y el tanque, a un archivo interpretable por EPANET (software de licencia libre empleado ampliamente para la evaluación de redes a presión).



Figura 3-19. Nodo en EPANET. Fuente: Elaboración propia.

Los nodos en EPANET se representan mediante puntos, donde para acceder a las propiedades y generar los datos de entrada como cota del nodo, ID de la conexión, y otras características, hay que hacer doble clic sobre la conexión que deseemos intervenir.

Propiedad	Valor
*ID Conexión	B
Coordenada-X	1048062.91
Coordenada-Y	945317.25
Descripción	
Etiqueta	
*Cota	423.3670
Demanda Base	0.0880
Patrón de Demanda	
Categoría de Demanda	1
Coef. Emisor	
Calidad Inicial	
Fuente de Calidad	
Demanda Actual	No Disponible
Altura Total	No Disponible
Presión	No Disponible
Calidad	No Disponible

Figura 3-20. Propiedades del nodo o conexión B. Fuente: Elaboración propia.

- Casilla ID conexión: se asigna una letra o número con el que se pueda identificar el nodo.
- Coordenadas X y Y: relacionan la localización del nodo en un área determinada, estos valores de ubicación fueron trasladados de AUTOCAD a EPANET, a través de EPACAD.
- Cota: Se introduce el valor de la cota topográfica del terreno a la que se encuentra el nodo, el software opera el valor de las cotas en metros.
- Demanda base: Aquí se asigna el consumo determinado para cada nodo de la red, ver tabla 3-52.
- Categoría de demanda: Es empleada para configurar varios tipos de consumo dentro de una misma conexión o nodo, por ejemplo, cuando una conexión que abastece el suministro

de agua a un barrio que tiene asignado el uso del suelo en parte a la industria y en parte a la vivienda, esta tendrá una demanda diferente para cada zona [36], pero dado a que en este caso, todos los inmuebles son residenciales y no hay presencia de industrias, se depuso la configuración por defecto.

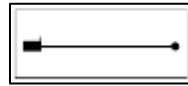


Figura 3-21. Tubería en EPANET. Fuente: Elaboración propia.

Las tuberías se representan en el software mediante líneas, donde para dibujarla se debe contar primero con un punto de partida y un punto de llegada. Para acceder a las propiedades de la tubería, se realiza de la misma manera que en las conexiones.

Tubería AB	
Propiedad	Valor
*ID Tubería	AB
*Nudo Inicial	A
*Nudo Final	B
Descripción	
Etiqueta	
*Longitud	67.5
*Diámetro	38
*Rugosidad	0.0015
Coef. de Pérdidas	6.10
Estado Inicial	Abierto
Coef. Flujo	
Coef. Pared	
Caudal	No Disponible
Velocidad	No Disponible
Pérd. Unit.	No Disponible
Factor fricción	No Disponible
Velo. de Reacción	No Disponible
Calidad	No Disponible
Estado	No Disponible

Figura 3-22. Propiedades de la tubería CD. Fuente: Elaboración propia.

- ID de tubería: Al igual que en la conexión, aquí se asigna una identificación numérica y/o alfabética.
- Nodo inicial: Refleja la conexión de partida de la tubería en estudio. El software asume el

nodo inicial en función del sentido en que se trace el tramo de tubería.

- Nodo final: Corresponde al nodo de llegada.
- Longitud: Corresponde a la longitud de la tubería en metros.
- Diámetro: Se fija el diámetro de la tubería en estudio en milímetros.
- Rugosidad: Este valor depende del tipo de material de la tubería y en la metodología empleada para el cálculo de las pérdidas (Hazen Williams o Darcy Weisbach).
- Coeficiente de pérdidas: Se considera las pérdidas producidas por los accesorios, Km.
- Estado inicial: Facilita el inicio de la simulación con ductos abiertos o cerrados.



Figura 3-23. Tanque o depósito en EPANET. Fuente: Elaboración propia.

Los depósitos son estructuras que suministran agua con una limitación en el suministro de agua, caso contrario a los embalses. Los depósitos requieren de una fuente de abastecimiento, ya sea por gravedad o a presión. Dentro de las propiedades a configurar del depósito se encuentra la cota, las coordenadas, los niveles máximo, mínimo y medio, al igual que el diámetro del tanque, este último resulta ser el equivalente si se tiene un tanque de sección cuadrada. El diámetro equivalente se puede obtener a partir del área ocupada por dicha sección, a modo de ejemplo, De Plaza Solórzano [36], expone la siguiente situación:

$$\begin{aligned}\text{Área cuadrada} &= \text{lado} \times \text{lado} = 5 \text{ m} \times 5 \text{ m} = 25 \text{ m}^2 \\ \text{Área circular} &= \frac{\pi d^2}{4} = 25 \text{ m}^2 \\ d &= \sqrt{\left(\frac{25 \times 4}{\pi}\right)} = 5,64 \text{ m.}\end{aligned}$$

Figura 3-24. Ejemplo de cálculo de diámetro equivalente. Fuente: De Plaza Solórzano, Juan, 2017.

Depósito 3	
Propiedad	Valor
*ID Depósito	3
Coordenada-X	-3603.80
Coordenada-Y	7792.40
Descripción	
Etiqueta	
*Cota	424.9291
*Nivel Inicial	10.9209
*Nivel Mínimo	9.377
*Nivel Máximo	11.6740
*Diámetro	6.43176
Volumen Mínimo	
Curva de Volumen	
Modelo de Mezcla	Mezcla
Fracción Mezcla	
Coef. de Reacción	
Calidad Inicial	
Fuente de Calidad	
Caudal Neto Entrante	No Disponible
Cota	No Disponible
Presión	No Disponible
Calidad	No Disponible

Figura 3-25. *Propiedades del depósito en EPANET. Fuente: Elaboración propia.*

- Cota: Se introduce la altitud de la solera del tanque, en metros.
- Nivel inicial: Ha de ser un valor comprendido entre el nivel máximo y mínimo, y corresponde al nivel piezométrico con el que se desea realizar la simulación, se expresa en metros, a partir de la cota.
- Nivel mínimo: Corresponde al nivel mínimo con el que va a operar el tanque, donde al llegar a este nivel se detiene la operación, se expresa en metros a partir de la cota.
- Nivel máximo: Máxima altura que puede alcanzar el agua dentro del depósito, se expresa en metros y representa la altura máxima de la lámina de agua.

Una vez configurado todo el sistema, se corre el simulador y se obtienen datos como velocidades en las tuberías, presión en nodos, entre otros.

Analizado el sistema con la altura asignada al tanque elevado, se inicia el diseño del sistema de bombeo para alimentar el tanque de regulación.

3.1.4.15. Sistema de bombeo desde el tanque de succión al tanque de regulación

Para realizar el diseño del sistema de bombeo al tanque elevado, acogemos la metodología descrita para el diseño del sistema de bombeo al tanque de succión. Los datos iniciales al igual que los diámetros y criterios de las tuberías de succión e impulsión resultan ser los mismos, y se encuentran contenidos en las tablas 3-39, 3-40 y 3-41.

Tabla 3-58. Cálculo de altura dinámica de elevación, semi superficial-elevado.

Cálculo altura dinámica de elevación	
Altura estática total	
Cota del eje de succión (m.s.n.m)	426,5365
Cota menor de la lámina de agua del tanque semi superficial (m.s.n.m)	426,1068
Cota mayor de la lámina de agua del tanque semi superficial (m.s.n.m)	426,3365
Altura estática de succión (m)	0,4297
Cota de tubería de entrada al tanque elevado (m.s.n.m)	436,9710
Cota del eje de impulsión (m.s.n.m)	426,7155
Altura estática de impulsión (m)	10,2555
Altura estática total (m)	10,6852
Pérdidas en la succión	
$Le = 0.00774 * K * (Ch^{1.85}) * (d^{4.85}) * (Q^{0.15})$	
Succión (m)	0,127
Impulsión (m)	0,634
Altura de velocidad en la descarga (Vi) (m)	
(Vi) (m)	0,081296924
Altura dinámica total de elevación	
Altura dinámica total de elevación (m)	11,5271

Fuente: Elaboración propia.

Las cotas se pueden visualizar en los planos de estructuras hidráulicas (anexo 4). La cota de la rasante, se obtiene al sustraerle la cota de la lámina menor de agua del tanque de semi superficial a la cota del eje de succión.

La altura estática de impulsión es la diferencia entre la cota de la cota de la tubería de entrada al tanque elevado y la del eje de impulsión.

Tabla 3-59. Longitudes equivalentes y pérdidas en los tramos de succión e impulsión, semi superficial-elevado.

Accesorios	K	Succión		Impulsión	
		Cantidad	Le	Cantidad	Le
Codo radio largo 90°	0,60				
Codo radio medio 90°	0,80				
Codo radio corto 90°	0,90	8	0,00416	11	0,0057
Codo radio corto de 45°	0,40				
Codo radio largo de 45°	0,20				
Entrada normal	0,50				
Entrada de borde	0,90				
Válvula de compuerta abierta	0,20			1	0,0001
Válvula de bola abierta	0,05	1	0,00003	2	0,0001
Válvula de globo abierta	10,00				
Válvula de ángulo abierta	5,00				
Tee de paso directo	0,30				
Tee con salida de lado	1,80	2	0,00208	2	0,0021
Tee con salida a ambos lados	1,80				
Válvula de pie con rejilla	3,00	1	0,00173		
Válvula de retención tipo liviano	2,50			1	0,0014
Reducción gradual	0,35	2	0,00040		
Ampliación gradual	0,30			1	0,0002
Salida de tubería	1,00			1	0,0006
Longitud de tubería recta (m)			26,0519		32,0396
Σ			26,060		32,050
J (m/m)			0,005		0,020
Pérdidas (m)			0,127		0,634

Fuente: Elaboración propia.

J se obtiene mediante la ecuación 22. En impulsión tenemos:

$$J = \left(\frac{0.00576m^3}{0.2785(0.076m)^{2.63}} \right)^{1.852} = 0.020 \text{ m/m}$$

$$Pérdidas = J * \Sigma = 0.020m/m * 35.020m = 0.634m$$

Para succión:

$$J = \left(\frac{0.00576m^3}{0.2785(0.102m)^{2.63}} \right)^{1.852} = 0.005m/m$$

$$Pérdidas = 0.005m/m * 26.060m = 0.127m$$

La altura de la velocidad de descarga se adquiere mediante la ecuación 27:

$$Altura\ de\ velocidad\ de\ descarga = \frac{(1.263m/s)^2}{2 \left(\frac{9.81m}{s^2} \right)} = 0.08129m$$

La altura dinámica total de elevación es la suma de la altura estática y la de la velocidad de descarga, junto con las pérdidas:

$$Altura\ Dinámica\ Total = 5.7046m + 0.0813m + 0.035m + 0.198m = 11.5271m$$

Determinada la altura dinámica total de elevación se elabora la curva característica de la bomba de 5.0 HP, equipo seleccionado para alimentar el tanque de regulación:

Tabla 3-60. Características del equipo de bombeo para el tanque elevado.

Bomba HE 2 50-1 CE	
Diámetro succión (m)	0.0508
Diámetro impulsión (m)	0.0508
Rpm (revoluciones por minuto)	3600
H _{máx} (m)	42.672
Q _{máx} (m ³ /s)	0.0106

Fuente: Adaptada de la ficha técnica, Barnes de Colombia, 2018.

Tabla 3-61. Curva característica de la bomba HE 2 50-1 CE.

Curva característica de la bomba HE 2 50-1 CE			
Q (gpm)	H (ft)	Q (m3/s)	H (m)
0	132,5	0,0000	40,3860
20	130,0	0,0015	39,6240
40	127,5	0,0030	38,8620
60	123,0	0,0045	37,4904
80	117,0	0,0061	35,6616
100	109,0	0,0076	33,2232
120	95,0	0,0091	28,9560
140	76,0	0,01061	23,165

Fuente: Adaptada de la ficha técnica, Barnes de Colombia, 2018.

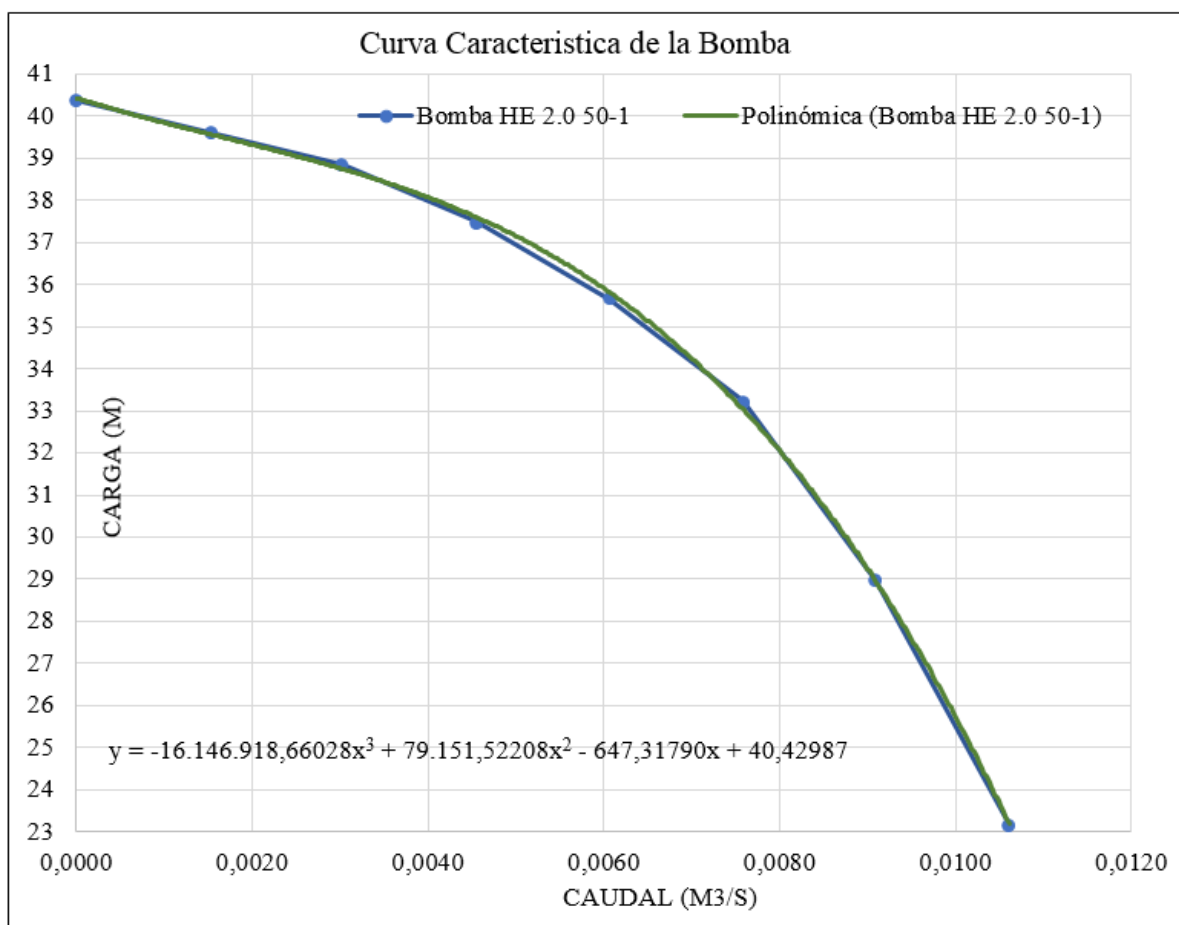


Figura 3-26. Curva característica de la bomba de 5.0 HP. Fuente: Elaboración propia.

La ecuación de tendencia es $Y = -16.146.918,66028x^3 + 79.151,52208x^2 - 647,31790x + 40,42987$.

Tabla 3-62. Curva de consumo para la bomba de 5.0 HP.

Q (m ³ /s)	J		Perdidas (m)		Altura de velocidad en la descarga (m)	Altura estática		Altura dinámica			Bombas (ecuación de tendencia)
	Succión	Impulsión	Succión	Impulsión		Mínima	Máxima	Mínima	Promedio	Máxima	
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	10,4555	10,6852	10,4555	10,5704	10,6852	40,4299
0,0013	0,0003	0,0012	0,0078	0,0391	0,0040	10,4555	10,6852	10,5064	10,6213	10,7361	39,4379
0,0026	0,0011	0,0044	0,0283	0,1411	0,0161	10,4555	10,6852	10,6409	10,7558	10,8706	37,9834
0,0038	0,0023	0,0093	0,0599	0,2990	0,0361	10,4555	10,6852	10,8506	10,9654	11,0803	35,8634
0,0051	0,0039	0,0159	0,1020	0,5095	0,0642	10,4555	10,6852	11,1312	11,2461	11,3609	32,8747
0,0064	0,0059	0,0240	0,1542	0,7702	0,1004	10,4555	10,6852	11,4803	11,5951	11,7100	28,8141
0,0077	0,0083	0,0337	0,2162	1,0795	0,1445	10,4555	10,6852	11,8958	12,0106	12,1255	23,4786
0,0090	0,0110	0,0448	0,2876	1,4362	0,1967	10,4555	10,6852	12,3761	12,4909	12,6058	16,6651
0,0102	0,0141	0,0574	0,3683	1,8392	0,2569	10,4555	10,6852	12,9200	13,0348	13,1497	8,1703
0,0115	0,0176	0,0714	0,4581	2,2875	0,3252	10,4555	10,6852	13,5263	13,6411	13,7560	-2,2087

Fuente: Elaboración propia.

En el llenado de la tabla 3-62, se siguió el procedimiento descrito para la curva de consumo de la bomba de 2.0 HP (tabla 3-46). Una vez finalizada la consigna de información en la tabla anterior, se ha de graficar la curva de operación del sistema y característica de la bomba de 5.0 HP.

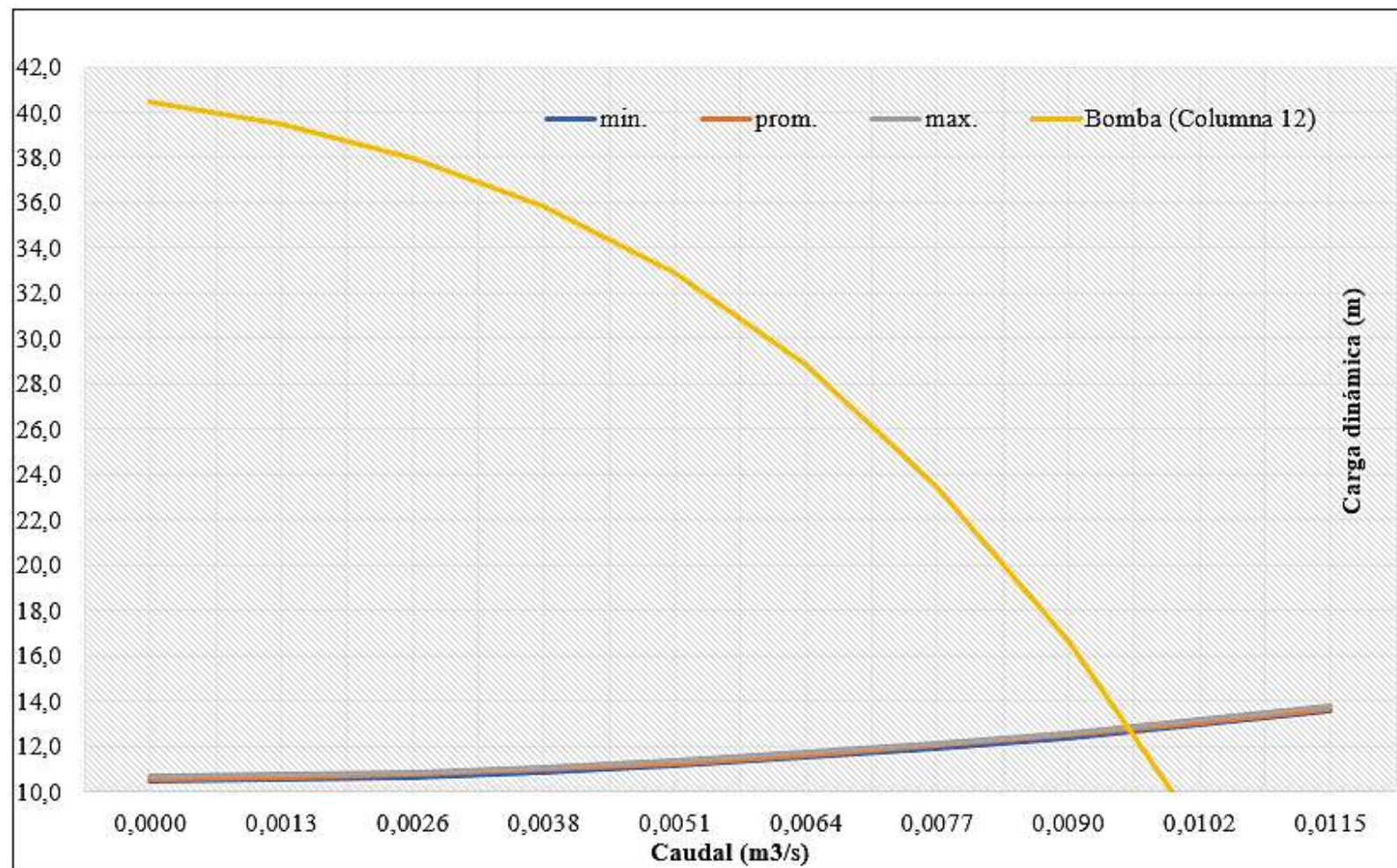


Figura 3-27. Curva de operación del sistema y característica de la bomba de 5.0 HP. Fuente: Elaboración propia.

A través de la ecuación 29 y conociendo la eficiencia de la bomba ($e=0.63$, dato presente en la ficha técnica del equipo), se establece la potencia de la bomba, P_b :

$$P_b = \frac{9.81 \text{ kN/m}^3 * 0.0058 \text{ m}^3/\text{s} * 11.4206 \text{ m}}{0.63} = 1.02 \text{ kW} = 1.37 \text{ HP}$$

La ecuación 30, describe la potencia del motor en términos de la potencia de la bomba:

$$P_m = 1.2(1.37 \text{ HP}) = 1.65 \text{ HP}$$

Posterior a ello, se busca si existe riesgo de cavitación en el sistema:

Tabla 3-63. Cavitación con bomba de 5.0 HP.

Cavitación		
Altura Barométrica		
Altura barométrica (mca)		9,8200
Altura estática de succión máxima (Hs) [m]		0,4297
Perdidas en la succión		
Longitud equivalente (Le) [m]		26,0603
C		150
Caudal (Q) [m³/s]		0,0058
Ds [m]		0,1016
J		0,0049
Pérdidas por succión (hs) [m]		0,1269
Altura de velocidad		
Vs		0,7104
Vs²/2g		0,0257
Presión de vapor (mca)		0,2388
Presión		
CNPSd	8,9989	Se genera cavitación por presión de succión, dado a que la diferencia debe ser mayor a 0.5
CNPSr	2,1396	
Diferencia	6,8593	
Velocidad		
Número específico de revoluciones (ns)	43,977	ns < nsmáx ↓
Número específico de revoluciones máximo (nsmáx)	22,208	Si hay cavitación por exceso en las revoluciones del rotor

Fuente: Elaboración propia.

$$\text{Altura barométrica} = 10.33 \text{ mca} - \frac{1.2 * 425 \text{ m. s. n. m.}}{1000} = 9.82 \text{ mca}$$

Altura estática de succión (nivel del agua mínimo):

$$H_s = 426.5365 \text{ msnm} - 426.1068 \text{ msnm} = 0.4297 \text{ m}$$

En las pérdidas por succión, partimos de la ecuación 31, donde J y Le se encuentra en la tabla 3-63:

$$H_s = \frac{0.005 \text{ m}}{m} * 26.0603 \text{ m} = 0.1269 \text{ m}$$

Altura en la velocidad de succión (ver ecuación 32):

$$V_s = \frac{4(0.0058 \text{ m}^3/\text{s})}{\pi(0.1016 \text{ m})^2} = 0.7104 \text{ m/s}$$

$$(V_s^2/2g) = 0.0257 \text{ m}$$

A una temperatura de 20°C, según las tablas provistas por el fabricante del equipo de bombeo, se tiene una presión de vapor de 0.2388m. De la ecuación 33 tenemos:

$$CNPS_d = (9.82 \text{ m} - (0.4297 \text{ m} + 0.1269 \text{ m} + 0.0257)) - 0.2388 \text{ m} = 8.9989 \text{ m}$$

El valor de CNPS indicado por el fabricante es de 2.1396m, donde la diferencia con el valor disponible (CNPS_d) y el requerido (CNPS_r) resulta de 6.8593m, por ende, no se genera riesgo de cavitación por presión de succión, caso contrario a lo que sucede por el número específico de revoluciones máximo:

$$ns: \frac{3600 \sqrt{0.0058 \text{ m}^3/\text{s}}}{(11.4206)^{3/4}} = 43.977$$

$$ns_{\text{máx}}: \frac{3600 \sqrt{0.0106 \text{ m}^3/\text{s}}}{(42.672 \text{ m})^{3/4}} = 22.208$$

3.1.4.16. Propuesta de la nueva red de distribución para la Urbanización

Partiendo del plano catastral y topográfico de la Urbanización, en los que se encuentra especificada la ubicación y organización de las calles, así como las zonas verdes y residenciales se da inicio con el trazado de la red, teniendo en cuenta las siguientes consideraciones:

- Se debe tener en cuenta la topografía del terreno, como consecuencia de que se pueden presentar variaciones en las pendientes que afectarían el sistema, por ejemplo, en lugares donde existe una notable diferencia de alturas entre nodos, se puede presentar sobre presión, o caso contrario cuando el flujo va en contrapendiente, dificultando el suministro.
- Si existe un plano de la red existente, se puede tomar como guía para el diseño del presente proyecto.
- El punto de entrada a la red debe ser el más alto de todo el sistema de suministro para que la red pueda trabajar por gravedad.
- El trazado de la red se ejecutó siguiendo los ejes de la calle, donde cada nodo debe abastecer un área específica. Durante el diseño se buscó que la distancia entre los nodos no superara los 100 m.
- Se ha de buscar en lo posible que la red pase por zonas verdes y sin pavimentar, para disminuir la cantidad de rotura y reconstrucción de pavimentos.
- Las tuberías de acueducto no se pueden ubicar en la misma zanja de una tubería de alcantarillado de aguas residuales, lluvias o combinadas, y su cota externa inferior debe estar siempre por encima de la cota clave del alcantarillado.

Atendiendo lo anterior y contando con una topografía suave, donde la diferencia entre el punto más alto (425.6410 m.s.n.m.) de la Urbanización y el más bajo (423.1660 m.s.n.m.) ronda los 2.5 metros, se designó la cota de entrada a la red propuesta en 424.0380 m.s.n.m. (cota clave de la tubería enterrada a 0.65 metros), garantizando que el suministro se pueda realizar por gravedad.

La resolución 0330 de 2017 establece que el diámetro mínimo en las redes de distribución no deberá ser inferior a los 75 mm para sectores urbanos, razón por la cual, todos los ductos de la red propuesta resultan ser de 3 pulgadas en Policloruro de Vinilo (PVC).

Las tuberías de suministro fueron ubicadas teniendo en cuenta las distancias mínimas con otras redes de servicios públicos, las cuales deben situarse a 1.0 metro de distancia en dirección horizontal y a 0.3 metros en dirección vertical. En aquellos casos que, por falta de espacio físico u obstáculos insalvables, como la red de alcantarillado municipal, se tomó la decisión de aislarla con una protección, encamisando el conducto de suministro en una

tubería de diámetro mayor, esto se realizó a lo largo de las zonas de interferencia. Dentro del diseño se establecen las profundidades a las que se deben enterrar las tuberías, las cuales oscilan entre los 0.65 metros y 1.40 metros.

Tabla 3-64. *Nodos de la tubería propuesta para el suministro de la Urbanización.*

Nodo	Habitantes	L/Hab/Dia	L/Dia	L/s	Cota curva de nivel (m.s.n.m)	Ubicación	Profundidad (m)	Cota profundidad (m.s.n.m)
A	34	200	6800	0,0787	424,6880	Anden	0,65	424,0380
B	38	200	7600	0,0880	423,9950	Anden	0,65	423,3450
Hidr.	0	200	36000	5,0000	423,5850	Verde	1,00	422,5850
C	15	200	3000	0,0347	423,2770	Anden	0,65	422,6270
D	12	200	2400	0,0278	423,5900	Anden	0,65	422,9400
E	19	200	3800	0,0440	424,4090	Anden	0,85	423,5590
F	42	200	8400	0,0972	424,2410	Anden	0,65	423,5910
G	38	200	7600	0,0880	424,8620	Anden	0,85	424,0120
H	21	200	4200	0,0486	424,9570	Anden	1,00	423,9570
I	13	200	2600	0,0301	425,2280	Anden	1,25	423,9780
J	0	200	0	0,0000	425,3890	Anden	1,40	423,9890
K	0	200	0	0,0000	424,8970	Anden	0,90	423,9970

Fuente: Elaboración propia.

La dotación presente en la columna 3 de la tabla 3-64, en L/Hab./día, se tomó de la tabla 3-58 (evaluación de consumo). Tanto en la red actual como en la propuesta, se contempló la incorporación de un Hidrante, con la capacidad de suministrar un caudal de incendios de $0.005 \text{ m}^3/\text{s}$, caudal que ha de ser distribuido mediante una tubería de 75 mm (3 in) de diámetro, dado a que la densidad poblacional no super los 200 Hab/Ha, tal cual lo estipula la resolución 0330 de 2017 del Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

Los nodos J y K no se les asigno demanda, ya que estos se encuentran ubicados en una zona verde, no obstante, la tubería J-K transportara un caudal de $0.0002 \text{ m}^3/\text{s}$. La red propuesta debe ser sometida a un análisis hidráulico mediante la simulación en EPANET, como el balance de masas y conservación de energía, tal cual se realizó con la red actual de suministro.

3.1.4.17. Análisis hidráulico de la red propuesta de suministro

La altura mínima de la lámina de agua se encuentra en los 435.85 m.s.n.m., y a partir de allí se evaluarán las presiones, velocidades, caudales y demás, en cada uno de los nodos y tramos

de la red propuesta.

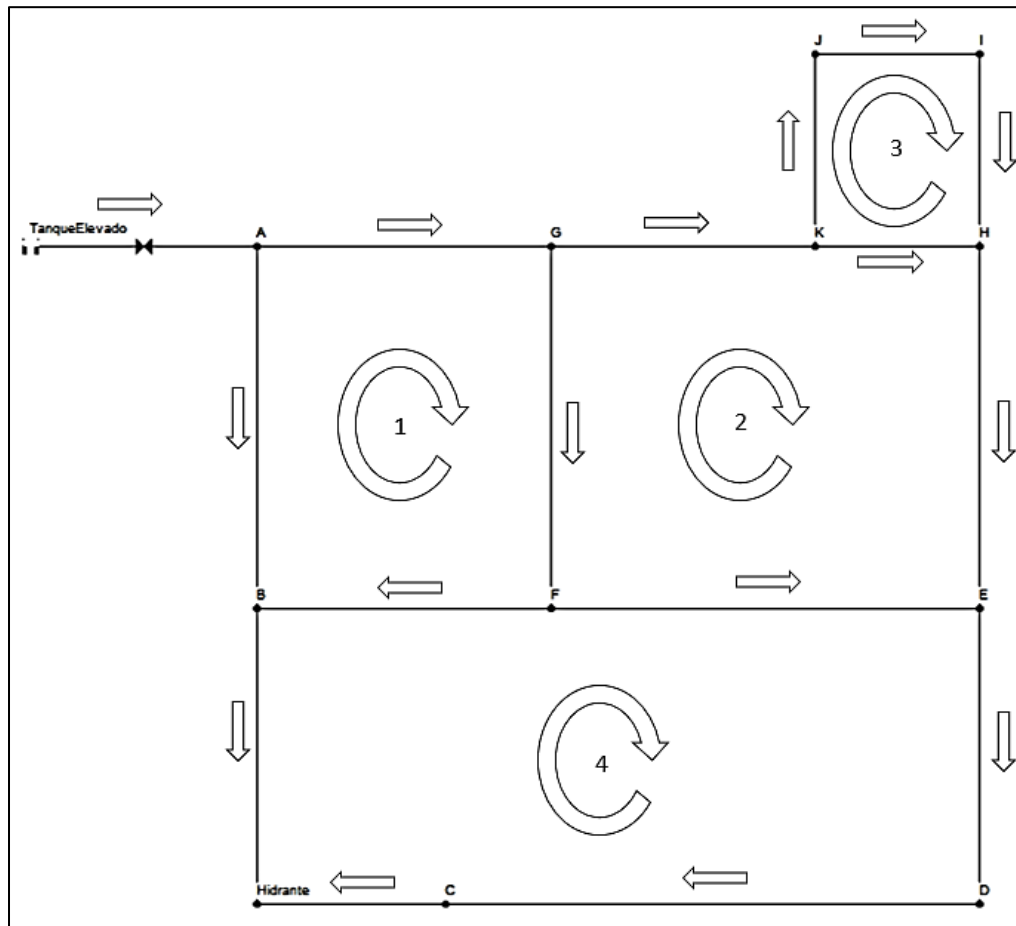


Figura 3-28. Esquema de la red de distribución propuesta para la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

Al igual que con la red actual de suministro, la evaluación hidráulica del sistema propuesto de abastecimiento se ha de efectuar mediante las aproximaciones sucesivas de Hardy Cross. La figura 3-28 permite apreciar los circuitos presentes y las orientaciones supuestas de flujo.

3.1.4.17.1. Continuidad de masa en la red propuesta

Los circuitos 1, 2, 3 y 4 serán estudiados por el método de continuidad de masa, por esto en la tabla 3-65 se dan los datos iniciales para aplicar el análisis en la red propuesta.

Tabla 3-65. Datos iniciales para aplicar el método de Hardy Cross en la red propuesta.

Tubería	Caudal supuesto (m ³ /s)	Diámetro (m)	Área tubería (m ²)	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Viscosidad cinemática (m ² /s)	Numero de Reynolds	K _s (m)	K _m (m)
A - B	0,00251	0,0762	0,0046	65,000	0,550	0,000001207	34747,343	0,0000015	3,30
B - Hidr.	0,00317	0,0762	0,0046	37,600	0,695	0,000001207	43884,094	0,0000015	3,60
A - G	0,00295	0,0762	0,0046	27,600	0,647	0,000001207	40838,510	0,0000015	3,30
G - F	0,00149	0,0762	0,0046	65,000	0,327	0,000001207	20626,909	0,0000015	6,60
F - B	0,00075	0,0762	0,0046	27,600	0,164	0,000001207	10382,672	0,0000015	3,00
F - E	0,00065	0,0762	0,0046	34,610	0,143	0,000001207	8998,316	0,0000015	3,30
G - K	0,00137	0,0762	0,0046	19,400	0,300	0,000001207	18965,681	0,0000015	3,00
K - J	0,00042	0,0762	0,0046	27,900	0,092	0,000001207	5814,296	0,0000015	2,10
K - H	0,00094	0,0762	0,0046	15,210	0,206	0,000001207	13012,949	0,0000015	2,40
J - I	0,00042	0,0762	0,0046	15,210	0,092	0,000001207	5814,296	0,0000015	1,50
I - H	0,00039	0,0762	0,0046	27,900	0,086	0,000001207	5398,990	0,0000015	1,50
H - E	0,00129	0,0762	0,0046	65,000	0,283	0,000001207	17858,196	0,0000015	3,30
E - D	0,00189	0,0762	0,0046	37,600	0,414	0,000001207	26164,334	0,0000015	2,70
D - C	0,00187	0,0762	0,0046	46,658	0,410	0,000001207	25887,463	0,0000015	2,40
C - Hidr.	0,00183	0,0762	0,0046	15,552	0,401	0,000001207	25333,720	0,0000015	3,30

Fuente: Elaboración propia.

El llenado de la tabla y obtención de la información dispuesta en cada una de las columnas de la tabla anterior, se hace de manera idéntica al socializado para la tabla 3-51. Hay que recordar que K_s está en función del material, que para PVC la rugosidad corresponde a 0.0015 mm, y K_m son las pérdidas por accesorios en las tuberías a evaluar. Por último, se inician las iteraciones para hallar el caudal corrector.

Tabla 3-66. Primera iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Primera Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m³/s)
Circuito 1	A – B	-	-0,00251	0,5504	34747,343	0,0227503	65,000	3,30	- 0,3506	0,9339	139,6768	785,2636	-0,00059
	A – G	+	0,00295	0,6469	40838,510	0,0219299	27,600	3,30	0,7581		256,9679		
	G – F	+	0,00149	0,3267	20626,909	0,0257322	65,000	6,60	0,4731		317,5099		
	F – B	+	0,00075	0,1645	10382,672	0,0306090	27,600	3,00	0,0533		71,1090		
Circuito 2	G – F	-	-0,00090	0,1963	12395,063	0,0292297	65,000	6,60	- 0,0620	0,4429	69,1949	510,7430	-0,00043
	G – K	+	0,00137	0,3004	18965,681	0,0262653	19,400	3,00	0,1200		87,5882		
	K – H	+	0,00094	0,2061	13012,949	0,0288667	15,210	2,40	0,0454		48,3135		
	H – E	+	0,00129	0,2829	17858,196	0,0266574	65,000	3,30	0,3578		277,3862		
	F – E	-	-0,00065	0,1425	8998,316	0,0317928	34,610	3,30	- 0,0184		28,2602		
Circuito 3	K – J	+	0,00042	0,0921	5814,296	0,0358426	27,900	2,10	0,0177	0,0370	42,2263	116,1292	-0,00016
	J – I	+	0,00042	0,0921	5814,296	0,0358426	15,210	1,50	0,0097		23,0201		
	I – H	+	0,00039	0,0855	5398,990	0,0366027	27,900	1,50	0,0154		39,4761		
	K – H	-	-0,00051	0,1110	7010,401	0,0340219	15,210	2,40	- 0,0058		11,4066		
Circuito 4	F – B	-	-0,00016	0,0341	2150,827	0,0483217	27,600	3,00	- 0,0012	0,9144	7,8066	848,0794	-0,00054
	F – E	+	0,00108	0,2376	15000,864	0,0278427	34,610	3,30	0,1360		125,4955		
	E – D	+	0,00189	0,4144	26164,334	0,0243054	37,600	2,70	0,4342		229,7128		
	D – C	+	0,00187	0,4101	25887,463	0,0243667	46,658	2,40	0,5277		282,2073		
	C – Hidr.	+	0,00183	0,4013	25333,720	0,0244920	15,552	3,30	0,1687		92,1677		
	B – Hidr.	-	-0,00317	0,6951	43884,094	0,0215787	37,600	3,60	- 0,3509		110,6895		

Fuente: Elaboración propia.

La metodología empleada para las iteraciones se encuentra puntualizada en el ítem 3.1.4.13.1.

Tabla 3-67. Segunda iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Segunda Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m ³ /s)
Circuito 1	A – B	-	-0,00310	0,6808	42979,188	0,0216795	65,000	3,30	- 0,5148	0,3992	165,8172	724,8610	-0,00028
	A – G	+	0,00236	0,5165	32606,665	0,0230858	27,600	3,30	0,4889		207,5875		
	G – F	+	0,00133	0,2914	18397,611	0,0264624	65,000	6,60	0,3791		285,2231		
	F – B	+	0,00069	0,1523	9614,223	0,0312370	27,600	3,00	0,0460		66,2332		
Circuito 2	G – F	-	-0,00105	0,2310	14585,671	0,0280407	65,000	6,60	- 0,0830	0,1466	78,8049	389,2935	-0,00019
	G – K	+	0,00094	0,2053	12963,133	0,0288951	19,400	3,00	0,0575		61,4035		
	K – H	+	0,00067	0,1460	9217,117	0,0315895	15,210	2,40	0,0234		35,1074		
	H – E	+	0,00086	0,1878	11855,648	0,0295675	65,000	3,30	0,1622		189,3606		
	F – E	-	-0,00054	0,1194	7537,467	0,0333520	34,610	3,30	- 0,0134		24,6172		
Circuito 3	K – J	+	0,00026	0,0571	3607,581	0,0411717	27,900	2,10	0,0072	0,0115	27,4462	77,9015	-0,00007
	J – I	+	0,00026	0,0571	3607,581	0,0411717	15,210	1,50	0,0039		14,9626		
	I – H	+	0,00023	0,0506	3192,274	0,0427190	27,900	1,50	0,0057		24,6068		
	K – H	-	-0,00048	0,1047	6610,357	0,0345791	15,210	2,40	- 0,0052		10,8859		
Circuito 4	F – B	-	-0,00042	0,0919	5802,284	0,0358635	27,600	3,00	- 0,0069	0,1739	16,4248	668,8628	-0,00013
	F – E	+	0,00073	0,1607	10144,227	0,0307968	34,610	3,30	0,0640		87,2750		
	E – D	+	0,00135	0,2962	18700,937	0,0263562	37,600	2,70	0,2263		167,5373		
	D – C	+	0,00133	0,2918	18424,066	0,0264531	46,658	2,40	0,2728		205,0133		
	C – Hidr.	+	0,00129	0,2831	17870,323	0,0266529	15,552	3,30	0,0857		66,4100		
	B – Hidr.	-	-0,00371	0,8133	51347,491	0,0208403	37,600	3,60	- 0,4681		126,2025		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-68. Tercera iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Tercera Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m ³ /s)
Circuito 1	A – B	-	- 0,00338	0,7412	46791,128	0,0212725	65,000	3,30	- 0,6004	0,1452	177,6475	683,2775	- 0,00011
	A – G	+	0,00208	0,4561	28794,725	0,0237632	27,600	3,30	0,3839		184,5699		
	G – F	+	0,00124	0,2723	17192,431	0,0269093	65,000	6,60	0,3325		267,6992		
	F – B	+	0,00055	0,1204	7601,536	0,0332750	27,600	3,00	0,0293		53,3610		
Circuito 2	G – F	-	- 0,00114	0,2490	15721,332	0,0275164	65,000	6,60	- 0,0950	0,0430	83,6960	340,2384	- 0,00006
	G – K	+	0,00075	0,1640	10356,374	0,0306294	19,400	3,00	0,0373		49,8653		
	K – H	+	0,00055	0,1209	7634,632	0,0332356	15,210	2,40	0,0163		29,5239		
	H – E	+	0,00067	0,1465	9248,889	0,0315605	65,000	3,30	0,1006		150,5085		
	F – E	-	- 0,00060	0,1322	8344,974	0,0324431	34,610	3,30	- 0,0161		26,6447		
Circuito 3	K – J	+	0,00019	0,0409	2583,306	0,0455996	27,900	2,10	0,0038	0,0032	20,3950	60,0753	- 0,00003
	J – I	+	0,00019	0,0409	2583,306	0,0455996	15,210	1,50	0,0021		11,1186		
	I – H	+	0,00016	0,0343	2167,999	0,0481988	27,900	1,50	0,0027		17,4815		
	K – H	-	- 0,00049	0,1071	6759,210	0,0343664	15,210	2,40	- 0,0054		11,0802		
Circuito 4	F – B	-	- 0,00044	0,0971	6130,437	0,0353134	27,600	3,00	- 0,0076	0,0265	17,1374	625,7079	- 0,00002
	F – E	+	0,00067	0,1461	9220,395	0,0315865	34,610	3,30	0,0532		79,9124		
	E – D	+	0,00122	0,2677	16901,684	0,0270235	37,600	2,70	0,1861		152,4036		
	D – C	+	0,00120	0,2633	16624,813	0,0271348	46,658	2,40	0,2236		186,2208		
	C – Hidr.	+	0,00116	0,2546	16071,071	0,0273652	15,552	3,30	0,0698		60,1372		
	B – Hidr.	-	- 0,00384	0,8418	53146,744	0,0206834	37,600	3,60	- 0,4987		129,8965		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-69. Cuarta iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Cuarta Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m ³ /s)
Circuito 1	A - B	-	-0,00349	0,7645	48262,227	0,0211270	65,000	3,30	- 0,6351	0,0434	182,1725	662,5877	-0,00003
	A - G	+	0,00197	0,4328	27323,626	0,0240578	27,600	3,30	0,3467		175,6564		
	G - F	+	0,00120	0,2629	16596,753	0,0271463	65,000	6,60	0,3105		259,0179		
	F - B	+	0,00046	0,1017	6423,241	0,0348562	27,600	3,00	0,0212		45,7409		
Circuito 2	G - F	-	-0,00117	0,2557	16143,848	0,0273343	65,000	6,60	- 0,0997	0,0110	85,5015	324,6151	-0,00002
	G - K	+	0,00068	0,1502	9480,952	0,0313530	19,400	3,00	0,0315		45,9595		
	K - H	+	0,00051	0,1129	7128,876	0,0338653	15,210	2,40	0,0143		27,7268		
	H - E	+	0,00060	0,1326	8373,467	0,0324133	65,000	3,30	0,0831		137,3410		
	F - E	-	-0,00064	0,1414	8927,591	0,0318600	34,610	3,30	- 0,0181		28,0863		
Circuito 3	K - J	+	0,00016	0,0351	2213,641	0,0478790	27,900	2,10	0,0028	0,0005	17,8036	51,7961	0,00000
	J - I	+	0,00016	0,0351	2213,641	0,0478790	15,210	1,50	0,0016		9,7058		
	I - H	+	0,00013	0,0285	1798,334	0,0355885	27,900	1,50	0,0017		13,0308		
	K - H	-	-0,00050	0,1092	6894,208	0,0341790	15,210	2,40	- 0,0056		11,2559		
Circuito 4	F - B	-	-0,00043	0,0946	5970,336	0,0355765	27,600	3,00	- 0,0072	0,0049	16,7906	618,9365	0,00000
	F - E	+	0,00066	0,1451	9162,259	0,0316398	34,610	3,30	0,0526		79,4478		
	E - D	+	0,00120	0,2631	16608,880	0,0271413	37,600	2,70	0,1799		149,9342		
	D - C	+	0,00118	0,2587	16332,009	0,0272553	46,658	2,40	0,2161		183,1543		
	C - Hidr.	+	0,00114	0,2499	15778,267	0,0274914	15,552	3,30	0,0674		59,1135		
	B - Hidr.	-	-0,00386	0,8465	53439,548	0,0206585	37,600	3,60	- 0,5037		130,4961		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-70. Quinta iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Quinta Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m ³ /s)
Circuito 1	A – B	-	-0,00352	0,7716	48715,132	0,0210834	65,000	3,30	- 0,6459	0,0111	183,5614	655,4549	-0,00001
	A – G	+	0,00194	0,4256	26870,721	0,0241528	27,600	3,30	0,3356		172,9085		
	G – F	+	0,00118	0,2594	16378,517	0,0272360	65,000	6,60	0,3027		255,8339		
	F – B	+	0,00044	0,0954	6025,470	0,0354848	27,600	3,00	0,0188		43,1512		
Circuito 2	G – F	-	-0,00117	0,2576	16260,929	0,0272850	65,000	6,60	- 0,1010	0,0025	86,0006	320,3584	0,00000
	G – K	+	0,00067	0,1465	9246,284	0,0315629	19,400	3,00	0,0300		44,9093		
	K – H	+	0,00050	0,1102	6959,167	0,0340907	15,210	2,40	0,0136		27,1221		
	H – E	+	0,00059	0,1289	8138,799	0,0326632	65,000	3,30	0,0787		133,7991		
	F – E	-	-0,00066	0,1443	9107,126	0,0316909	34,610	3,30	- 0,0188		28,5273		
Circuito 3	K – J	+	0,00016	0,0340	2148,681	0,0483372	27,900	2,10	0,0027	0,0001	17,3450	50,7806	0,00000
	J – I	+	0,00016	0,0340	2148,681	0,0483372	15,210	1,50	0,0015		9,4558		
	I – H	+	0,00013	0,0275	1733,374	0,0369222	27,900	1,50	0,0016		12,7099		
	K – H	-	-0,00050	0,1094	6905,000	0,0341643	15,210	2,40	- 0,0056		11,2699		
Circuito 4	F – B	-	-0,00043	0,0936	5907,883	0,0356818	27,600	3,00	- 0,0071	0,0011	16,6548	617,6702	0,00000
	F – E	+	0,00066	0,1451	9161,293	0,0316407	34,610	3,30	0,0526		79,4401		
	E – D	+	0,00120	0,2622	16553,747	0,0271638	37,600	2,70	0,1787		149,4690		
	D – C	+	0,00118	0,2578	16276,876	0,0272783	46,658	2,40	0,2147		182,5766		
	C – Hidr.	+	0,00114	0,2491	15723,133	0,0275156	15,552	3,30	0,0669		58,9207		
	B – Hidr.	-	-0,00386	0,8474	53494,681	0,0206539	37,600	3,60	- 0,5047		130,6090		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-71. Sexta iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Sexta Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m ³ /s)
Circuito 1	A - B	-	-0,00353	0,7735	48832,719	0,0210722	65,000	3,30	- 0,6488	0,0026	183,9216	653,4874	0,00000
	A - G	+	0,00193	0,4238	26753,134	0,0241778	27,600	3,30	0,3328		172,1948		
	G - F	+	0,00118	0,2584	16315,096	0,0272624	65,000	6,60	0,3004		254,9083		
	F - B	+	0,00043	0,0938	5919,993	0,0356613	27,600	3,00	0,0182		42,4628		
Circuito 2	G - F	-	-0,00118	0,2580	16287,866	0,0272737	65,000	6,60	- 0,1013	0,0006	86,1153	319,3853	0,00000
	G - K	+	0,00066	0,1456	9192,117	0,0316124	19,400	3,00	0,0297		44,6668		
	K - H	+	0,00050	0,1097	6922,711	0,0341401	15,210	2,40	0,0135		26,9921		
	H - E	+	0,00058	0,1281	8084,632	0,0327223	65,000	3,30	0,0777		132,9808		
	F - E	-	-0,00066	0,1449	9149,183	0,0316519	34,610	3,30	- 0,0189		28,6303		
Circuito 3	K - J	+	0,00015	0,0338	2130,971	0,0484656	27,900	2,10	0,0027	0,0000	17,2197	50,5064	0,00000
	J - I	+	0,00015	0,0338	2130,971	0,0484656	15,210	1,50	0,0014		9,3875		
	I - H	+	0,00012	0,0272	1715,664	0,0373033	27,900	1,50	0,0016		12,6224		
	K - H	-	-0,00050	0,1095	6910,245	0,0341571	15,210	2,40	- 0,0056		11,2767		
Circuito 4	F - B	-	-0,00043	0,0933	5892,762	0,0357075	27,600	3,00	- 0,0071	0,0002	16,6219	617,3935	0,00000
	F - E	+	0,00066	0,1451	9161,649	0,0316404	34,610	3,30	0,0526		79,4429		
	E - D	+	0,00119	0,2620	16541,636	0,0271688	37,600	2,70	0,1785		149,3668		
	D - C	+	0,00117	0,2576	16264,765	0,0272834	46,658	2,40	0,2144		182,4497		
	C - Hidr.	+	0,00113	0,2489	15711,023	0,0275209	15,552	3,30	0,0668		58,8783		
	B - Hidr.	-	-0,00387	0,8475	53506,792	0,0206529	37,600	3,60	- 0,5049		130,6338		

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-72. Séptima iteración, método Hardy Cross para la red propuesta.

Séptima Iteración													
Circuito	Tubería	Sentido	Caudal (m ³ /s)	Velocidad (m/s)	Re	f	Longitud (m)	Km	hf+hm	Σhf+hm	(hf+hm)/Q	Σ(hf+hm)/Q	ΔQ (m ³ /s)
Circuito 1	A – B	-	-0,00353	0,7739	48859,950	0,0210696	65,000	3,30	- 0,6494	0,0006	184,0050	653,0302	0,00000
	A – G	+	0,00193	0,4233	26725,903	0,0241836	27,600	3,30	0,3321		172,0295		
	G – F	+	0,00118	0,2582	16300,332	0,0272685	65,000	6,60	0,2999		254,6928		
	F – B	+	0,00043	0,0934	5895,514	0,0357028	27,600	3,00	0,0180		42,3029		
Circuito 2	G – F	-	-0,00118	0,2581	16294,099	0,0272711	65,000	6,60	- 0,1014	0,0001	86,1418	319,1622	0,00000
	G – K	+	0,00066	0,1454	9179,651	0,0316238	19,400	3,00	0,0296		44,6109		
	K – H	+	0,00050	0,1095	6914,505	0,0341513	15,210	2,40	0,0135		26,9629		
	H – E	+	0,00058	0,1279	8072,166	0,0327360	65,000	3,30	0,0774		132,7924		
	F – E	-	-0,00066	0,1451	9158,897	0,0316429	34,610	3,30	- 0,0190		28,6541		
Circuito 3	K – J	+	0,00015	0,0337	2126,710	0,0484967	27,900	2,10	0,0026	0,0000	17,1896	50,4407	0,00000
	J – I	+	0,00015	0,0337	2126,710	0,0484967	15,210	1,50	0,0014		9,3711		
	I – H	+	0,00012	0,0271	1711,403	0,0373962	27,900	1,50	0,0016		12,6014		
	K – H	-	-0,00050	0,1095	6911,644	0,0341552	15,210	2,40	- 0,0056		11,2785		
Circuito 4	F – B	-	-0,00043	0,0933	5889,281	0,0357135	27,600	3,00	- 0,0071	0,0001	16,6144	617,3307	0,00000
	F – E	+	0,00066	0,1451	9161,758	0,0316403	34,610	3,30	0,0526		79,4438		
	E – D	+	0,00119	0,2620	16538,885	0,0271699	37,600	2,70	0,1784		149,3436		
	D – C	+	0,00117	0,2576	16262,014	0,0272846	46,658	2,40	0,2143		182,4209		
	C – Hidr.	+	0,00113	0,2488	15708,271	0,0275221	15,552	3,30	0,0668		58,8687		
	B – Hidr.	-	-0,00387	0,8476	53509,543	0,0206526	37,600	3,60	- 0,5050		130,6394		

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.17.2. Conservación de energía para la red propuesta

La red propuesta de abastecimiento cuenta con una sola tubería que no hace parte de los 4 circuitos, que corresponde al conducto que direcciona las aguas desde el tanque elevado al nodo A (tubería Tanque-A). La presión del ducto Tanque-A se calcula a través de la ecuación de Bernoulli, ecuación 39.

Tabla 3-73. Balance de energía en la red propuesta para la tubería Tanque-A.

Tubería	Nodo inicial	Z1 (m.s.n.m)	Nodo final	Z2 (m.s.n.m)	$\frac{P_1}{\rho \cdot g}$	$\frac{V_1^2}{2 \cdot g}$	Caudal (m3/s)	Diámetro		Area (m2)	Velocidad (m/s)	Longitud (m)	Km	Ks	Viscosidad cinematica (m2/s)	Reynolds	f		$\frac{P_2}{\rho \cdot g}$
								Pulg.	m										
Tanque - A	Tanque	435.8500	A	424.0380	0	0	0.00554	3	0.0762	0.00456	1.215	28.0383	7.45	0.0000015	0.000001207	76675.3929	7.23213	0.01912	10.6478

Fuente: Elaboración propia.

Las altitudes de los nodos se conocen a raíz del levantamiento topográfico y las profundidades de las tuberías, fijadas en el plano hidráulico de la red propuesta. Las velocidades son iguales en los dos nodos, consecuencia de que el caudal que ingresa en la tubería por el nodo Tanque, es el mismo que sale por el nodo A, producto a que el diámetro se mantiene constante, en este orden de ideas, $V^2/2g$, se anulan.

El cálculo de cada una de las variables de la tabla 3-73, se efectúa haciendo uso de las ecuaciones dadas en el ítem 3.1.4.13.2.

(Conservación energía red actual).

Partiendo de los caudales deducidos en los circuitos 1, 2, 3 y 4, se sacan las velocidades y presiones en todas las tuberías del sistema.

Tabla 3-74. Presiones en los nodos de la red propuesta de suministro.

Tubería	Caudal		Diámetro (m)	Área (m ²)	Longitud (m)	Velocidad (m/s)	Viscosidad cinematica (m ² /s)	Re	Ks	f	Km	ΔH (m)	Presión nodo inicial (m.s.n.m)	Presión nodo final (m.s.n.m)
	l/s	m ³ /s												
A - B	3.5294	0.00353	0.0762	0.0046	65.000	0.7739	0.000001207	48859.9498	0.0000015	0.0211	3.30	0.6494	10.65	11.30
B - Hidr.	3.8653	0.00387	0.0762	0.0046	37.600	0.8476	0.000001207	53509.5433	0.0000015	0.0207	3.60	0.5050	11.30	11.80
A - G	1.9306	0.00193	0.0762	0.0046	27.600	0.4233	0.000001207	26725.9034	0.0000015	0.0242	3.30	0.1102	10.65	10.76
G - F	1.1770	0.00118	0.0762	0.0046	65.000	0.2581	0.000001207	16294.0987	0.0000015	0.0273	6.60	0.1014	10.76	10.86
F - B	0.4254	0.00043	0.0762	0.0046	27.600	0.0933	0.000001207	5889.2809	0.0000015	0.0357	3.00	0.0071	10.86	10.87
F - E	0.6618	0.00066	0.0762	0.0046	34.610	0.1451	0.000001207	9161.7579	0.0000015	0.0316	3.30	0.0190	10.86	10.88
G - E	0.6631	0.00066	0.0762	0.0046	19.400	0.1454	0.000001207	9179.6508	0.0000015	0.0316	3.00	0.0119	10.76	10.77
K - J	0.1539	0.00015	0.0762	0.0046	27.900	0.0338	0.000001207	2130.9707	0.0000015	0.0485	2.10	0.0012	10.77	10.77
K - H	0.4993	0.00050	0.0762	0.0046	15.210	0.1095	0.000001207	6911.6443	0.0000015	0.0342	2.40	0.0056	10.77	10.78
J - I	0.1536	0.00015	0.0762	0.0046	15.210	0.0337	0.000001207	2126.7102	0.0000015	0.0485	1.50	0.0006	10.77	10.77
I - H	0.1236	0.00012	0.0762	0.0046	27.900	0.0271	0.000001207	1711.4033	0.0000015	0.0374	1.50	0.0006	10.77	10.77
H - E	0.5831	0.00058	0.0762	0.0046	65.000	0.1279	0.000001207	8072.1658	0.0000015	0.0327	3.30	0.0260	10.77	10.80
E - D	1.1947	0.00119	0.0762	0.0046	37.600	0.2620	0.000001207	16538.8848	0.0000015	0.0272	2.70	0.0563	10.80	10.85
D - C	1.1747	0.00117	0.0762	0.0046	46.658	0.2576	0.000001207	16262.0136	0.0000015	0.0273	2.40	0.0646	10.85	10.92
C - Hidr.	1.1347	0.00113	0.0762	0.0046	15.552	0.2488	0.000001207	15708.2710	0.0000015	0.0275	3.30	0.0281	10.92	10.95

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.18. Simulación en EPANET de la red propuesta de suministro, con la incorporación del tanque elevado de regulación

Opciones de Hidráulica ✕

Propiedad	Valor
Unidades de Caudal	LPS
Ecuación de Pérdidas	H-W
Peso Específico	1
Viscosidad Relativa	1
Iteraciones Máx.	40
Precisión	0.001
Sistema no equilibrado	Continuar
Patrón predeterminado	1
Factor de Demanda	1.0
Exponente Emisores	0.5
Informe de Estado	No
CHECKFREQ	2
MAXCHECK	10
DAMPLIMIT	0

Figura 3-29. Opciones de cálculo para la red propuesta en EPANET. Fuente: Elaboración propia.

Las unidades de caudal se instituyeron en LPS (litros por segundo), por facilidad de cálculo

y por la inexistencia de la opción de obtenerlos en m^3/s , por otra parte, la ecuación de pérdidas concierne a la de Hazen Williams.

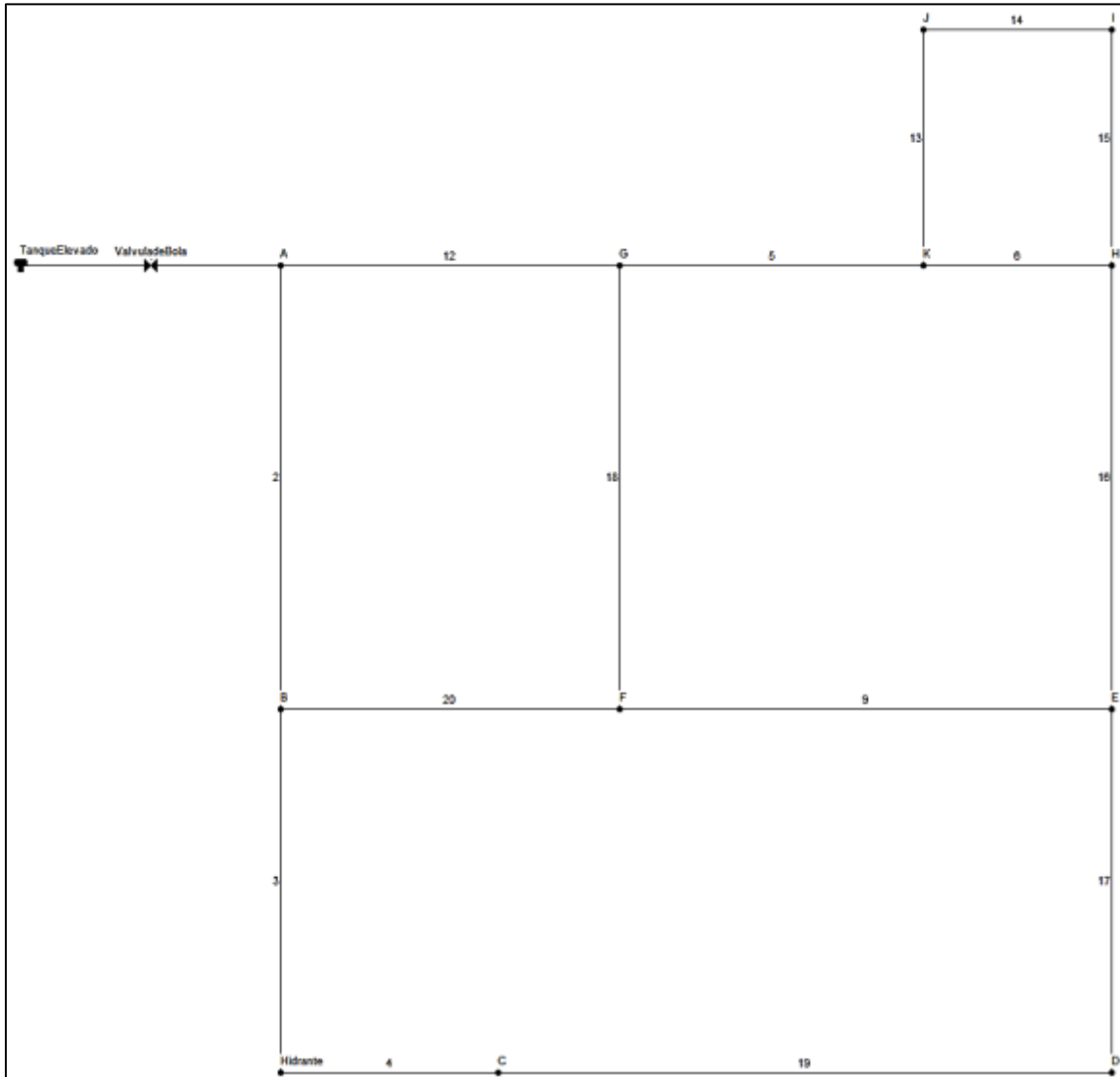


Figura 3-30. Esquema de nodos, tuberías y deposito (tanque elevado) de la red propuesta en EPANET. Fuente: Elaboración propia.

La altitud de la lámina mínima de agua se sigue ubicando a 435.85 m.s.n.m. y el trazado de la red se realizó primeramente en AUTOCAD y llevado a EPANET por medio del aplicativo EPACAD.

La configuración de los elementos del modelo, como conexiones, tuberías y deposito se efectúa de acuerdo a lo revelado en el ítem 3.1.4.14.

3.1.5. Análisis de Precios Unitarios en la Instalación de la Red Propuesta de Suministro y Elementos Hidráulicos de los Tanques de Succión y Regulación

En el análisis de precios unitarios (APU) se detallan en costo directo la utilización de los insumos como proporciones de gasto dentro de la actividad, razón por la cual se inicia con la identificación de los procesos constructivos que demande la instalación de la red de suministro propuesta para la Urbanización:

Tabla 3-75. Actividades necesarias para la adecuación de la red propuesta de suministro.

OBRA: MEJORAMIENTO DE LA RED HIDRAULICA DE DISTRIBUCIÓN Y DESAGÜE			
1.	Actividades preliminares	1.1	Protección de arboles
2.	Demoliciones	2.1	Cortes
		2.2	Fresado del asfalto
		2.3	Demolición de piso exterior de concreto
		2.4	Transporte mobiliario urbano
3.	Acondicionamiento del terreno	3.1	Descapote y limpieza del terreno con arbustos
		3.2	Excavación de zanjas
		3.3	Perfilado y refino de excavación, con medio manuales
		3.4	Transporte dentro de la obra
		3.5	Relleno de zanjas
		3.6	Extendido, perfilado y refino de tierras
4.	Instalaciones	4.1	Tubería de PVC
5.	Urbanización interior del terreno	5.1	Pavimento de mezcla bituminosa continuo en caliente
		5.2	Tepe
6.	Firmes y pisos urbanos	6.1	Piso continuo de concreto impreso

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-76. Actividades necesarias para la adecuación hidráulica de los tanques de succión y regulación.

OBRA: REDES HIDRÁULICAS PARA EL TANQUE DE SUCCIÓN Y TANQUE DE REGULACIÓN			
1.	Actividades preliminares	1.1	Protección de árboles
2.	Acondicionamiento del terreno	2.1	Descapote y limpieza del terreno con arbustos
		2.2	Excavación de zanjas
		2.3	Perfilado y refino de excavación, con medio manuales
		2.4	Transporte dentro de la obra
		2.5	Relleno de zanjas
		2.6	Extendido, perfilado y refino de tierras
3.	Instalaciones	3.1	Tubería de PVC
		3.2	Válvula de corte 3"
		3.3	Válvula de corte 4"
		3.4	Válvula de retención 3"
		3.5	Válvula de retención 4"
		3.6	Caja de inspección
		3.7	Hidranter
4.	Urbanización interior del terreno	4.1	Tepe

Fuente: Elaboración propia.

Halladas las actividades necesarias, fueron agrupadas en 6 etapas (actividades preliminares, demoliciones, acondicionamiento del terreno, instalaciones, urbanización al interior del terreno, firmes y pisos urbanos).

El costo de la mano de obra se encuentra en función del rendimiento, valor que fue consultado en múltiples páginas web y profesionales de ingeniería, obteniendo un promedio cercano a los 16.5 metros de tubería instalada por hora de trabajo de una cuadrilla de construcción tipo 1 (1 oficial + 1 ayudante), determinando que para la instalación de 1 metro de tubería PVC se requieren de 0.06 horas hombre.

La tabla 3-77 es un modelo de los APU realizados por el grupo de trabajo, donde se tienen en cuenta los materiales, equipos, mano de obra y herramientas menores. El valor corresponde a los proporcionados por la Agencia de Infraestructura del Meta para el 2018.

Tabla 3-77. Análisis de precios unitarios para las redes hidráulicas del tanque de succión y tanque de regulación.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS				
OBRA: REDES HIDRÁULICAS PARA EL TANQUE DE SUCCIÓN Y TANQUE DE REGULACIÓN				
3. INSTALACIONES				
3.1 TUBERÍA DE PVC				
UNIDAD: M				
Tubo de policloruro de vinilo no plastificado (PVC), de 75 mm de diámetro exterior, PN=6 atm. El precio incluye los equipos y la maquinaria necesarios para el desplazamiento y la disposición en obra de los elementos.				
Unidad	Descripción	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
Materiales				
m	Tubo de policloruro de vinilo no plastificado (PVC), de 75 mm de diámetro, PN=6 atm y 2,3 mm de espesor, para unión universal. Incluido juntas de goma.	1,000	\$ 8.413	\$ 8.413
kg	Lubricante para unión mediante junta elástica de tubos y accesorios.	0,002	\$ 22.672	\$ 45
Subtotales materiales:				\$ 8.458
Equipo				
h	Camión con grúa de hasta 6 t.	0,022	\$ 99.982	\$ 2.200
Subtotal equipo:				\$ 2.200
Mano de obra				
h	Oficial 1ª plomero.	0,060	\$ 20.511	\$ 1.231
h	Ayudante plomero.	0,060	\$ 14.602	\$ 876
Subtotal mano de obra:				\$ 2.107
Herramienta menor				
%	Herramienta menor	2,000	\$ 12.764	\$ 255
Costos directos:				\$ 13.020

Fuente: Elaboración propia.

3.1.6. Evaluación en Prospectiva de la Necesidad Social del Proyecto, Empleando el Método Delphi y Matrices de Impacto Cruzado

Se concertó el parque de la Urbanización como sitio de reunión para dar inicio con las sesiones programadas para la evaluación en prospectiva, y con ello, fueron identificadas por el grupo focal (representado por los miembros de la Junta de Acción Comunal de la Urbanización) 12 variables que influyen en la calidad de vida de los habitantes, variables que son fruto de un proceso de debate, donde cada miembro debía enunciar dos sucesos o hechos que a futuro reflejara bienestar y una mejor convivencia, la elección de dichas variables debe

realizarse de forma autónoma y en completa privacidad, y al finalizar este proceso se obtiene una lista homogénea de variables consideradas como necesarias para construir escenarios deseables de confort y sana convivencia. Es importante sostener el nombre con las que fueron bautizadas las variables a evaluar y no implementar términos técnicos durante el desarrollo de la actividad, el grupo de trabajo actúa como moderador y no debe interrumpir o contaminar el proceso de selección.



Figura 3-31. Acompañamiento a la comunidad en el proceso de selección de las variables.
Fuente: Elaboración propia.

Bajo el prisma del sistema de relación, una variable existe únicamente por su tejido relacional con las otras variables, es decir, debe existir una conexión y dicha conexión debe ser categorizada con base a una valoración cualitativa hecha por la comunidad, donde 0 equivale a una relación nula, 1 significa que esa conexión es débil, 2 cuando la influencia de una a la otra es débil, 3 cuando están fuertemente ligadas, y P, que significa potencial e indica que la una influye en la otra de forma directa.

Esta fase de valoración se realiza mediante una matriz de impactos cruzados $N \times N$, que para este caso en concreto corresponde a 12×12 , debido a que son 12 variables las que se procederán a evaluar. La matriz se elabora haciendo uso el aplicativo informático MicMac.

Consiguiente a la definición de la matriz, se realiza un análisis de dependencia (dada por la sumatoria de las columnas) e influencia (sumatoria de las filas) en aras de establecer una correlación analítica entre las mismas. Para efectos de este ejercicio, P tomara un valor numérico de 4.

Con los valores obtenidos de las filas y columnas se elabora un gráfico de dispersión en Excel, en el cual nos ha de permitir establecer una línea de tendencia y el coeficiente de correlación, r , y con él (r) comprobar la fiabilidad y validez del ejercicio realizado.

3.1.7. Estudio de Suelos



Figura 3-32. *Apique realizado para el sondeo 1. Fuente: Elaboración propia.*

Producto de la ausencia de elementos requeridos para la elaboración del estudio de suelo, como un equipo de perforación por percusión, se toma la decisión junto a la Unidad de Investigación de la Universidad en contratar los servicios de la empresa CIVILAB INGENIERIA S.A.S, ubicada en la ciudad de Villavicencio, para la toma y recolección de las muestras de suelo, análisis de las mismas y todo lo pertinente al estudio de suelos de la Urbanización. Dicho estudio se establece acatando los procedimientos reglamentados por la norma NSR 10 y la Norma Técnica Colombiana para la clasificación y análisis de suelos. Dentro de los ensayos geotécnicos se realizaron pruebas in situ y en laboratorio, donde se destacan las siguientes fases:

- Reconocimiento del terreno por parte de la empresa.
- Recopilación y revisión bibliográfica.
- Trabajo de campo (sondeos).
- Trabajo de laboratorio.
- Análisis de geotecnia y resultados.



Figura 3-33. Perforación por percusión, sondeo 2. Fuente: Elaboración propia.

El título H de la NSR 10, fundamentado en la categoría de la unidad de construcción, que para este caso en concreto resulta ser “Baja”, determina que se requieran realizar sondeos a una profundidad mínima de 6 metros, por este motivo se realizaron dos sondeos, acatando lo exigido por la norma. Concluido el reconocimiento del terreno, se ubicaron de forma específica los lugares de exploración, tomando el punto medio de cada tanque como zona estratégica para realizar los sondeos.

Durante la ejecución de las perforaciones se consignó la descripción visual de los estratos, las profundidades en donde se presentaron cambios de estratigrafía y una relación detallada de las muestras tomadas. Cada una de estas muestras fueron debidamente rotuladas y empacadas para su traslado al laboratorio.

3.1.8. Cronograma de Obra para la Red Propuesta

En la elaboración del cronograma de obra para la adecuación de la red propuesta de suministro en la Urbanización Rincón de Las Margaritas, se elaboraron dos diagramas, el de Gantt y el de Pert, en los que a cada actividad se les asignó un tiempo de duración en días. Emplear estos diagramas facilita la identificación de las tareas dependientes e independientes en el proceso constructivo.

3.1.8.1. Diagrama de Gantt

El diagrama de Gantt contempla las actividades enlistadas en el análisis de precios unitarios

del documento (tabla 3-75) para el acondicionamiento de la nueva red de suministro y tubería de desagüe. El diagrama está basado en fechas hipotéticas, resultado del desconocimiento de la fecha real de ejecución del proyecto:

Tabla 3-78. Duración de las actividades en días.

OBRA: MEJORAMIENTO DE LA RED HIDRAULICA DE DISTRIBUCIÓN Y DESAGÜE						
Unidad		Actividad		Fecha de inicio	Fecha final	Duración (días)
1	Actividades preliminares	1.1	Protección de árboles	1/01/2019	3/01/2019	2
2	Demoliciones	2.1	Cortes	2/01/2019	4/01/2019	2
		2.2	Fresado del asfalto	2/01/2019	6/01/2019	4
		2.3	Demolición de piso exterior de concreto	2/01/2019	10/01/2019	8
		2.4	Transporte mobiliario urbano	2/01/2019	4/01/2019	2
3	Acondicionamiento del terreno	3.1	Descapote y limpieza del terreno con arbustos	4/01/2019	7/01/2019	3
		3.2	Excavación de zanjas	7/01/2019	17/01/2019	10
		3.3	Perfilado y refino de excavación, con medio manuales	17/01/2019	20/01/2019	3
		3.4	Transporte dentro de la obra	7/01/2019	20/01/2019	13
		3.5	Relleno de zanjas	24/01/2019	28/01/2019	4
		3.6	Extendido, perfilado y refino de tierras	28/01/2019	30/01/2019	2
4	Instalaciones	4.1	Tubería de PVC	20/01/2019	24/01/2019	4
5	Urbanización interior del terreno	5.1	Pavimento de mezcla bituminosa continuo en caliente	30/01/2019	31/01/2019	1
		5.2	Tepe	30/01/2019	31/01/2019	1
6	Firmes y pisos urbanos	6.1	Piso continuo de concreto impreso	30/01/2019	1/02/2019	2

Fuente: Elaboración propia.

Definida las actividades, estas deben ser distribuidas en función de las relaciones de precedencia, especificando la duración de las mismas:

Tabla 3-79. Duración y precedencia de las actividades para la red propuesta.

ID	ACTIVIDADES	DURACIÓN (DIAS)	PRECEDENCIA
1.1	Protección de arboles	2	-
2.1	Cortes	2	-
2.2	Fresado del asfalto	4	-
2.3	Demolición de piso exterior de concreto	8	-
2.4	Transporte mobiliario urbano	2	-
3.1	Descapote y limpieza del terreno con arbustos	3	1.1
3.2	Excavación de zanjas	10	3.1
3.3	Perfilado y refino de excavación, con medio manuales	3	3.2
3.4	Transporte dentro de la obra	13	3.2
3.5	Relleno de zanjas	4	4.1
3.6	Extendido, perfilado y refino de tierras	2	3.5
4.1	Tubería de PVC	4	3.4
5.1	Pavimento de mezcla bituminosa continuo en caliente	1	3.6
5.2	Tepe	1	3.6
6.1	Piso continuo de concreto impreso	2	3.6

Fuente: Elaboración propia.

3.1.8.2. Diagrama de Pert

Todas las actividades que se localizan en la tabla 3-79, para el diagrama de Pert, son representadas de la siguiente manera, donde se denotan el inicio más lejano, la duración en días, el inicio más cercano, la terminación más lejana y cercana de cada tarea:

Tabla 3-80. Representación de las actividades para el diagrama de Pert.

IL	Duración de la ID	TL
Holgura	ID	Holgura
IC	Duración de la ID	TC

Fuente: Elaboración propia.

Para lo que:

- IC: Inicio más cercano, lo más pronto que puede comenzar la actividad.
- TC: Terminación más cercana, lo más pronto que puede terminar la actividad.
- IL: Inicio más lejano, lo más tarde que puede comenzar una actividad sin necesidad de causar alteraciones en el cronograma de la obra.
- TL: Terminación más lejano, lo más tarde que puede terminar una actividad sin alterar el cronograma de la obra.

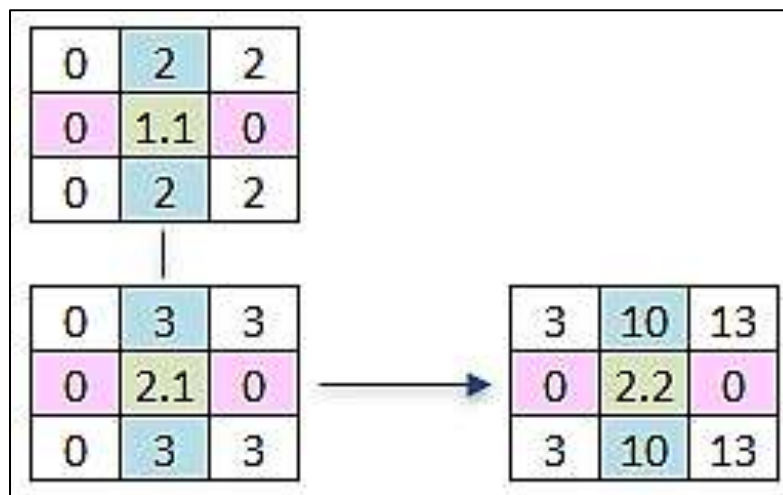


Figura 3-34. Diagrama de Pert para las actividades 1.1, 2.1 y 2.2. Fuente: Elaboración propia.

A manera de ejemplo, explicaremos el diagrama de Pert generado entre las actividades 1.1,

2.1 y 2.2 de la tabla 3-79:

En los cuadros del centro, en color verde, se asignan los números de cada actividad.

Los de color azul, ubicados en la parte superior e inferior del número de la actividad a evaluar, corresponde ubicar la duración en días.

Las actividades sin precedencia y que pueden ejecutarse al tiempo se ordenan en paralelo, como la 1.1 y 2.1. Cuando existe una relación de dependencia, estas se ordenan en serie.

Para establecer la fecha de inicio, nos ubicamos al inicio del proyecto, en las actividades que resultan ser las primeras a ejecutar, y asignamos como IC a 0. A partir de las primeras actividades, desarrollamos los demás valores de IC para las otras actividades, recorriendo de izquierda a derecha, donde el inicio más cercano sale de sumar el IC y la duración en días de la actividad precedente.

Finalizada la asignación de IC en el diagrama de Pert, el paso siguiente es calcular TC, que corresponde a la suma entre IC y la duración en días.

Cuando se ha terminado de suministrar la información de IC y TC para todas las actividades descritas en el diagrama, no ubicamos en la actividad final (tarea 2.2), parte derecha del diagrama, y hacemos que TL sea igual a TC, y procedemos a determinar a IL, que es el resultado de restar TL menos la duración en días de la actividad que nos encontramos evaluando. Concluido el análisis de la casilla final, nos regresamos de derecha a izquierda con la tarea que la precede (actividad 2.1), asignando como TL el valor de IL de la actividad posterior (la 2.2), y de allí realizamos nuevamente la resta entre TL y la duración en días para encontrar IL en la tarea 2.1.

La holgura, las casillas de color rosa, son en la izquierda la resta de IL menos IC, y en la parte derecha es la diferencia entre TL y TC. La holgura representa la cantidad de tiempo que una actividad se puede retrasar, sin que se generen alteraciones o cambios en el tiempo estipulado para finalizar el proyecto.

3.2. Descripción de los productos finales

Esta sección evidencia el aporte del proyecto en términos de ingeniería, mediante la socialización de los resultados obtenidos, las simulaciones calculadas, el software desarrollado o de la aplicación de protocolos propuestos.

3.2.1. Plano Topográfico y Catastral de la Urbanización

El plano topográfico y catastral de la Urbanización, se elaboró con base en la información contenida en la cartera de campo, empleando una escala de 1:200, y se encuentran contenidos en los anexos 5 y 6. Las curvas de nivel fueron generadas cada 0.25 metros, donde las cotas redondas corresponden a la 425 m.s.n.m. y 424 m.s.n.m., identificadas de color marrón.



Figura 3-35. Esquema del plano catastral de la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

También se encuentran consignados en los planos los límites de la Urbanización, la distribución de los predios, manzanas y la localización de la ronda de caño.

*Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la
Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta*

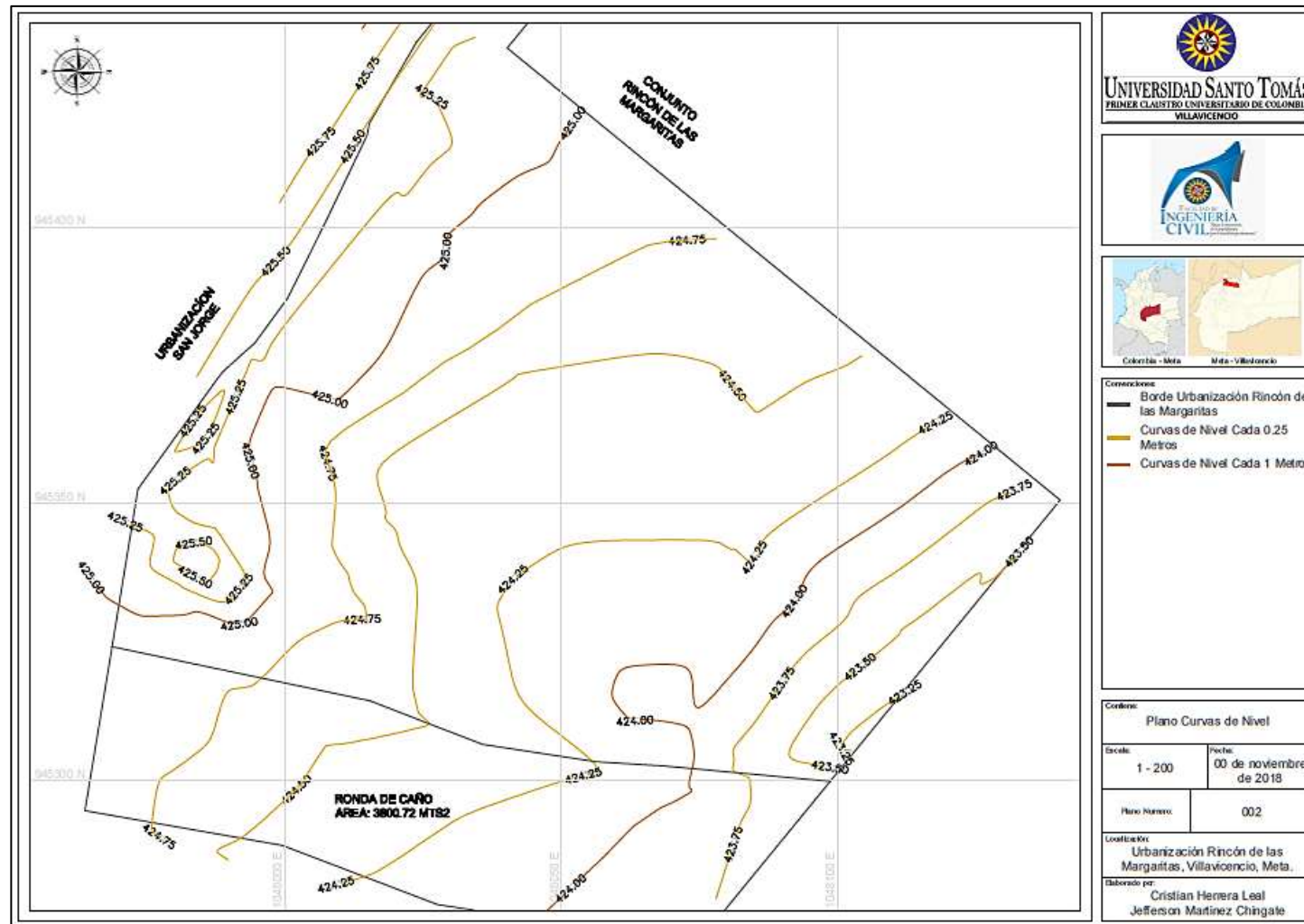


Figura 3-36. Esquema del plano topográfico de la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

3.2.1.1. Cartera de campo del levantamiento topográfico

Tabla 3-81. Cartera topográfica de Delta 1.

ESTACIÓN	PUNTOS OBSERVADOS	DESCRIPCIÓN	AZIMUT			Hz (m)	PROYECCIONES		COORDENADAS		COTA (m)	ERROR COORDENADAS	
			°	'	"		N : S	E : W	NORTE	ESTE		NORTE	ESTE
Delta 1	-	INICIO (Punto IEST, corresponde a la primera armada)	0	0	0	0			941315,96700	1048002,8040	425,000		
	2	C20B (Casa 20 de la manzana B)	60	56	18	11,1554	5,419	9,751	941361,38174	1048012,3549	424,819		
	3	C20B (Casa 20 de la manzana B)	197	21	5	39,2836	-37,496	-11,716	941318,47105	1047991,0884	424,793		
	4	C20B (Casa 20 de la manzana B)	63	48	57	9,8356	4,340	8,826	941360,30704	1048011,6503	424,337		
	5	C1B (Casa 1 de la manzana B)	45	32	43	36,6278	25,652	26,145	941381,61911	1048028,9491	425,009		
	6	C1B (Casa 1 de la manzana B)	42	19	15	36,4942	26,983	24,571	941382,95031	1048027,3749	424,824		
	7	C20C (Casa 20 de la manzana C)	42	23	2	44,9984	33,238	30,333	941389,20484	1048033,1372	424,807		
	8	AC1C (Andén de la casa 1 de la manzana C)	40	49	38	80,2308	60,709	52,453	941416,67640	1048055,2573	424,955		
	9	AC3E (Andén de la casa 3 manzana E)	36	42	7	80,2644	64,352	47,970	941420,31941	1048050,7742	425,022		
	10	C3E (Casa 3 de la manzana E)	36	24	59	71,4878	57,528	42,439	941413,49495	1048045,2427	425,031		
	11	C3E (Casa 3 de la manzana E)	35	17	35	71,6174	58,455	41,378	941414,42167	1048044,1816	425,261		
	12	C3E (Casa 3 de la manzana E)	34	19	14	57,9786	47,884	32,690	941403,85130	1048035,4936	425,241		
	13	C3E (Casa 3 de la manzana E)	36	8	23	57,9812	46,825	34,195	941402,79153	1048036,9988	424,951		
	14	C1E (Casa 1 de la manzana E)	16	36	3	62,5078	59,902	17,859	941415,86938	1048020,6626	425,408		
	15	1PID (Primer punto del lote pequeño, donde se encuentra el parque, tomado de izquierda a derecha)	12	56	2	61,8932	60,323	13,853	941416,28991	1048016,6573	425,355		
	16	2PID (Segundo punto del lote pequeño, donde se encuentra el parque, tomado de izquierda a derecha)	35	2	21	51,0632	41,808	29,317	941397,77549	1048032,1212	424,924		
	17	3PID (Tercer punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, cerca a la calle)	23	53	31	47,9032	43,798	19,401	941399,76542	1048022,2054	425,171		
	18	4PID (Cuarto punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la cerca)	34	45	32	46,7178	38,381	26,635	941394,34841	1048029,4389	424,993	0,0090	0,0050
	19	9PID (Quinto punto del lote, pequeño, donde se encuentran los parques)	336	17	9	22,3086	20,426	-8,972	941376,39283	1047993,8317	425,263		
	20	10PID (Sexto punto del lote, pequeño, donde se encuentran los parques)	20	48	5	16,617	15,534	5,901	941371,50086	1048008,7052	425,180		
	21	11PID (Séptimo punto del lote, pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la calle)	15	46	56	8,339	8,025	2,268	941363,99164	1048005,0721	424,607		
	22	12PID (Octavo punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, al lado de la cerca)	291	8	26	21,3242	7,691	-19,889	941365,65772	1047982,9150	425,227		
	23	13PID (Noveno punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la cerca viva)	284	28	12	16,3074	4,066	-15,792	941360,03259	1047987,0115	425,259		
	24	14PID (Décimo primer punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la calle)	251	58	48	7,4032	-2,290	-7,040	941353,67683	1047995,7639	424,979		
	25	15PID (Décimo segundo punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la cerca metálica)	346	11	39	4,2138	4,092	-1,006	941360,05906	1048001,7985	424,621		
	26	16PID (Décimo tercer punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la calle)	266	24	32	26,1854	-1,640	-26,134	941354,32686	1047976,6700	425,274		
	27	17PID (Décimo cuarto punto del lote pequeño, donde se encuentran los parques, pegado a la cerca viva)	215	25	3	21,5976	-3,438	-20,902	941350,52929	1047981,9021	425,204		
	28	18PID (Último punto del lote pequeño, pegado a la calle)	237	27	1	18,1238	-9,751	-15,277	941346,21583	1047987,5270	425,217		

Fuente: Elaboración propia.

*Diseño Hidráulico de un Tanque de Succión, un Tanque de Regulación y Red de Distribución para el Abastecimiento de Agua en la
Urbanización Rincón de las Margaritas, Villavicencio - Meta*

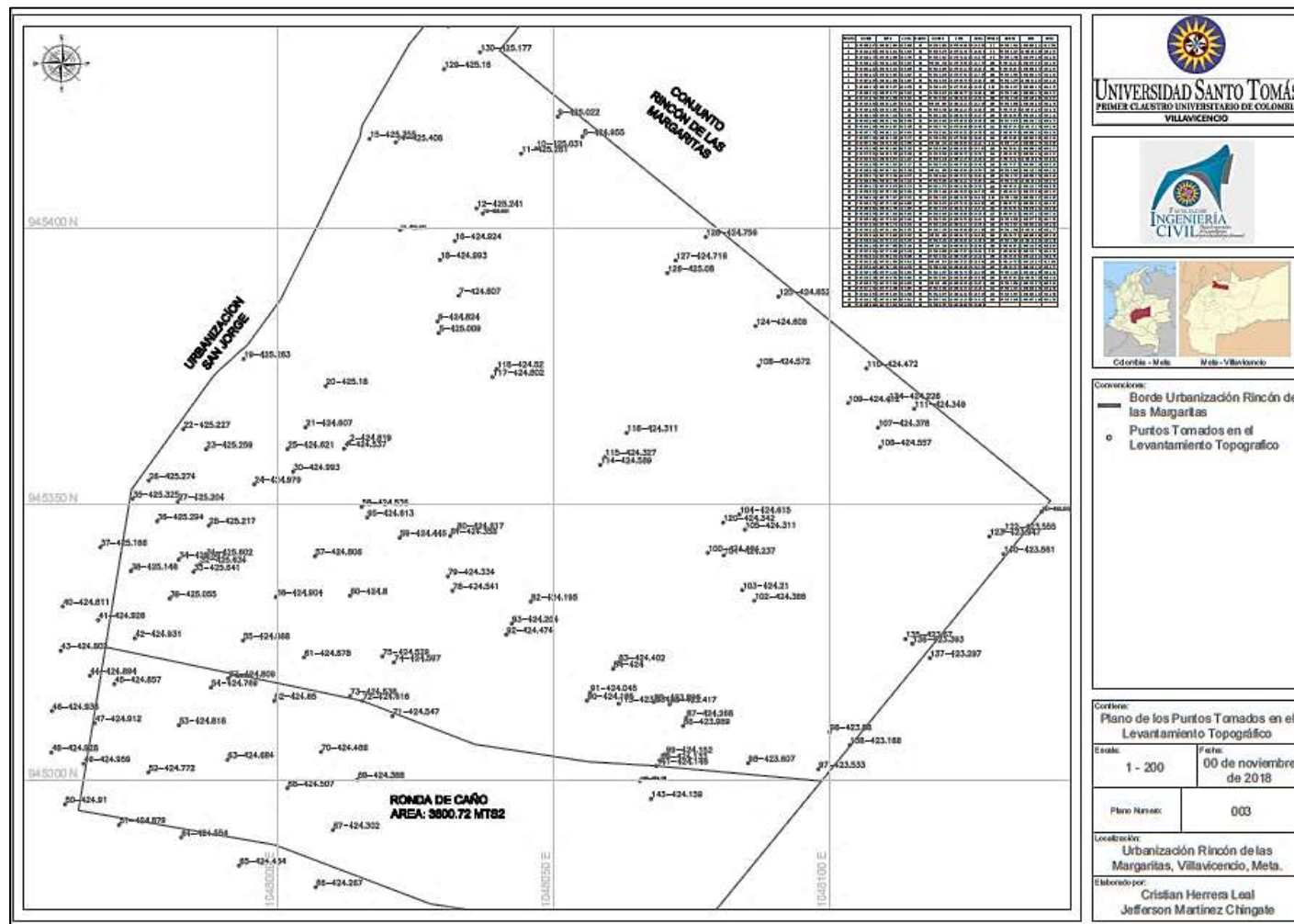


Figura 3-37. Puntos del levantamiento topográfico. Fuente: Elaboración propia.

La tabla 3-81 ilustra la información presente en la cartera topográfica para la armada número 1 (Delta 1), los deltas restantes se encuentran en el anexo 2, dado al tamaño del archivo.

La cartera del levantamiento topográfico de la Urbanización en total consta de 144 puntos, con 8 armadas, y se describe en ella el ángulo acimutal de cada línea visada, la distancia horizontal (Hz), las cotas respectivas de los puntos (valores que no fueron posibles amarrarlos al IGAC, como consecuencia de la ausencia de placas en la zona), así como, las proyecciones N:S y E:W, las coordenadas planas de los vértices y detalles referenciados de la poligonal, el error de las coordenadas y un cuadro de observaciones. Para la elaboración de la cartera, se extrajeron de la estación total las lecturas tomadas por el equipo de medición, haciendo uso del aplicativo Topcon Link, software que permite transferir archivos desde la estación a un ordenador, y se procedió a organizar la información pertinente. Con cada uno de los 144 puntos empleados en el levantamiento, se elaboró un plano donde se encuentran localizados y debidamente referenciados, ver anexo 7.

Tabla 3-82. Pendientes de la poligonal abierta.

Deltas	Distancia	Cota (m.s.n.m.)	Pendiente (%)
D1	39,271	425	-0,486363984
D2		424,809	
D2	38,4678	424,809	-0,483521283
D3		424,623	
D3	56,7463	424,623	-1,24060952
D4		423,919	
D4	37,941	423,919	1,099074879
D5		424,336	
D5	37,2957	424,336	-0,281533796
D6		424,231	
D6	34,7338	424,231	-1,920319689
D7		423,564	
D7	46,578	423,564	-0,296277212
D8		423,426	

Fuente: Elaboración propia.

3.2.2. Plano de la Red Actual de Distribución

La Junta de Acción Comunal de la Urbanización no contaba con un plano técnico acorde para la red actual de abastecimiento, que permitiera establecer los accesorios presentes y otras especificaciones de construcción, por el contrario, solo se tenía en posesión un croquis

suministrado por la constructora Corbe Ltda., es por ello que, se originó la necesidad de realizar apiques de forma aleatoria y verificar la información consignada, y a partir de allí realizar la elaboración del plano de la red de suministro.

El plano se hará entrega de manera física y digital a la JAC de la Urbanización, mientras que para la Universidad Santo Tomás se hará llegar exclusivamente en medio magnético, visible en el anexo 1. La escala empleada es 1:200, e incluye el cuadro de accesorios hidráulicos con las características y cantidades existentes en la red actual, al igual que las coordenadas de cada uno de los nodos (A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L y M), profundidades, diámetros y longitudes de tuberías.

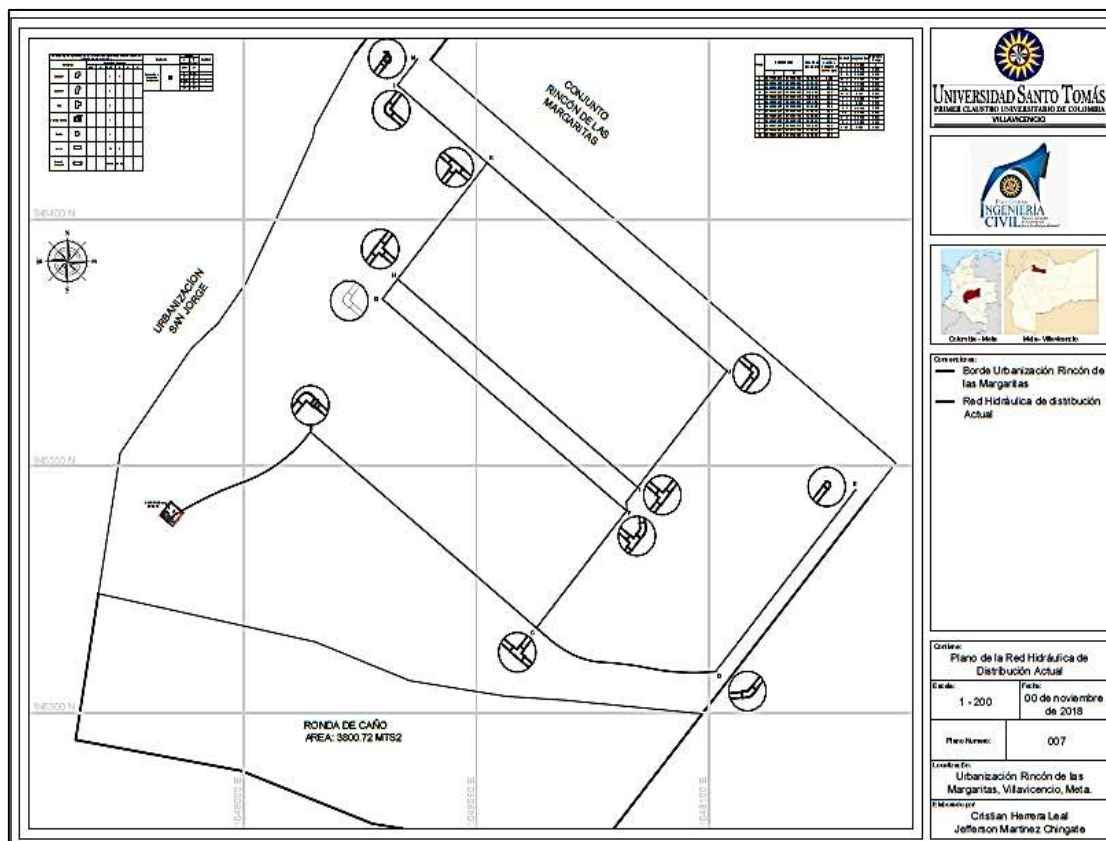


Figura 3-38. Plano de la red actual de suministro en la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

3.2.3. Dosificación del Diseño de Mezcla

Los apiques fueron reparados haciendo uso de una mezcla con resistencia a la compresión de 400 Kg/cm² y módulo de rotura (MR) de 40 Kg/cm², sin aire incluido, con relación a/c de

0.36, ideal para desarrollar grandes resistencias. En el diseño se empleó la metodología propuesta por ASOCRETO, proceso descrito en el marco metodológico del documento, generando la siguiente dosificación en volumen (m^3) y peso (Kg) para $0.1344 m^3$, con desperdicio asumido del 5%:

Tabla 3-83. Dosificación de mezcla empleada, en volumen y peso.

Material	Dosificación para $1 m^3$ (Kg)	Dosificación para $0.1344 m^3$ (Kg)	Dosificación para $1 m^3$ (m^3)	Dosificación para $0.1344 m^3$ (m^3)
Cemento Tipo I	513.67	69.0372	0.1657	0.0222
Agua	185	24.864	0.185	0.0248
Grava $3/4''$	933.66	125.4839	0.378	0.0508
Arena	638.302	85.7877	0.2513	0.0337

Fuente: Elaboración propia.

El asentamiento de la mezcla diseñada corresponde a 6.0 centímetros, enfocado en obtener mayores resistencias posibles a costa de la manejabilidad, decisión que se toma teniendo en cuenta la ausencia de refuerzo en las losas, por lo que la trabajabilidad de la mezcla no tiene mayor relevancia. La grava seleccionada cuenta con un TMN de $\frac{3}{4}$ de pulgada, y el agregado fino corresponde a arena lavada, retenida por el tamiz No. 4, con módulo de finura igual a 3. La tabla 3-83, contiene 5 columnas, donde el número 2 y 3, exhiben las dosificaciones en peso para $1 m^3$ y $0.1344 m^3$, mientras que las columnas 4 y 5 representan las proporciones en volumen de los materiales.

3.2.4. Estudio Catastral y Social

La Urbanización Rincón de Las Margaritas, localizada en el sur occidente de la capital del Departamento del Meta, se encuentra constituida por 66 predios, distribuidos en las manzanas A, B, C y D. La información recolectada y empleada para el estudio se encuentra

sistematizada en el anexo 3.

La mayor cantidad de familias residentes en la Urbanización se concentran en las manzanas B y C, donde cada una de ellas consolidan 20 unidades habitacionales, que sumadas representan el 60.6% de las viviendas presentes en el sector de estudio.

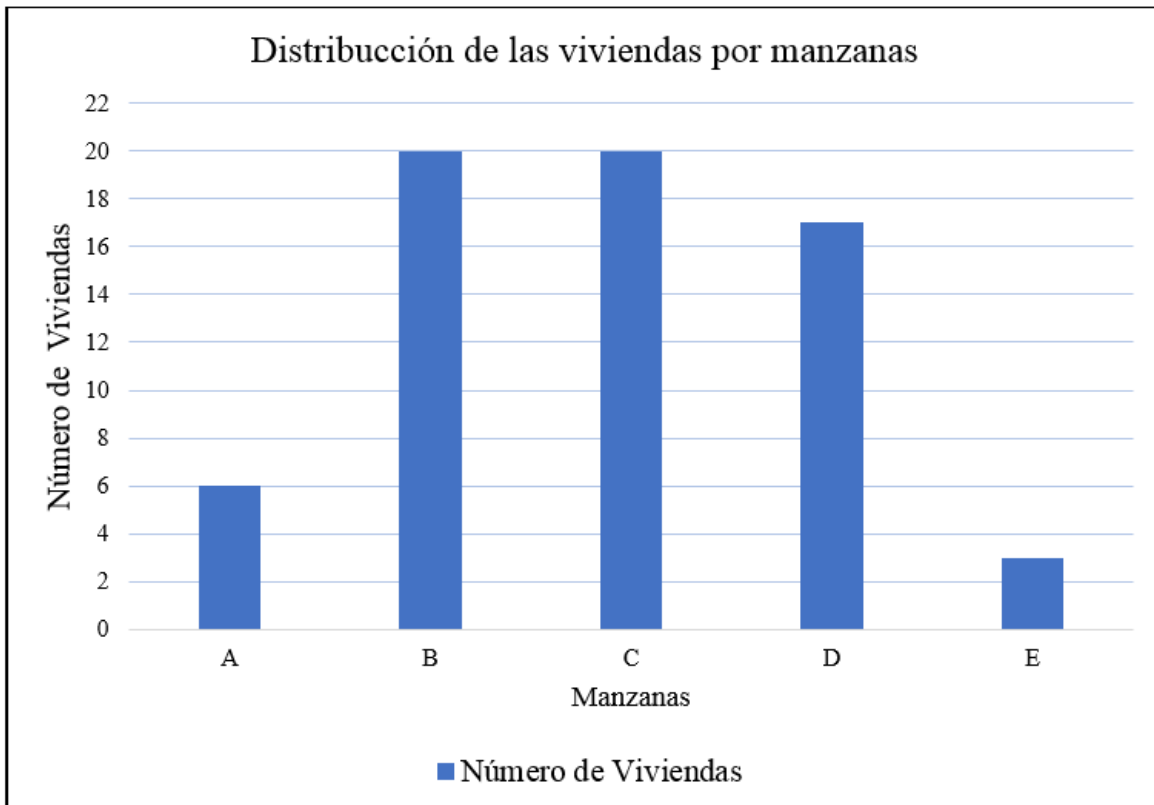


Figura 3-39. Distribución de las viviendas por manzanas en la Urbanización Rincón de Las Margaritas. Fuente: Elaboración propia.

La última manzana en constituirse fue la E, y allí se encuentran tan solo 3 inmuebles, cada uno con una extensión de 81 m².

Con base a la información proporcionada por el Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), los inmuebles se encuentran en suelo rural de la ciudad de Villavicencio, no obstante, el Acuerdo 287 de 2015, emanado por el Concejo Municipal de Villavicencio, por

el cual se adopta el Plan de Ordenamiento Territorial del Municipio de Villavicencio determina que los 17405.48 metros cuadrados de la Urbanización Rincón de Las Margaritas se encuentran en suelo urbano [37].

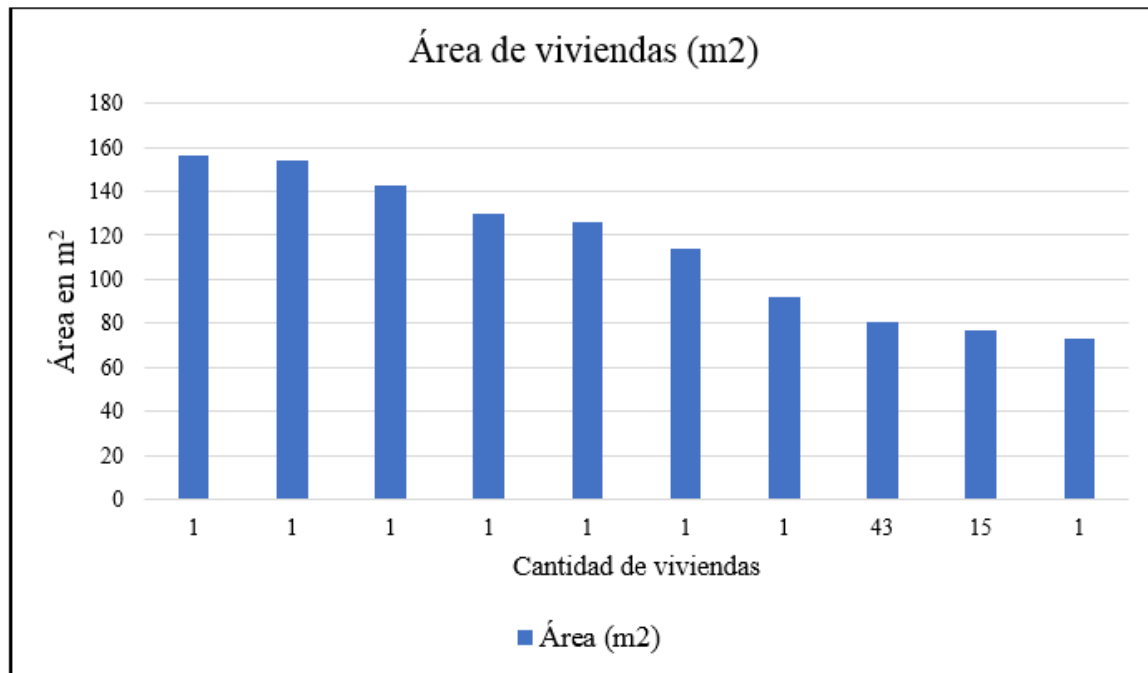


Figura 3-40. Relación de áreas de vivienda en metros cuadrados, presentes en la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

La extensión de los predios pertenecientes a la Urbanización difiere entre los 73 m² y los 156 m², con un área total de vivienda de 5626 m² correspondientes a las 66 viviendas dispuestas en las cuatro manzanas que conforman la Urbanización, donde el valor promedio de los dominios ronda los veintidós millones de pesos (\$22'125,576), lo anterior se sustenta en el último avalúo realizado por la Secretaria de Hacienda Municipal de Villavicencio y los recibos de impuestos prediales consultados en la plataforma informática de la Administración Municipal.

Es importante señalar que el avalúo vigente para el cobro del impuesto predial por parte de la Secretaria de Hacienda, corresponde a la extensión de los lotes y no se registran las áreas edificadas en la factura de cobro, razón por la cual el valor promedio mencionado con

anterioridad no resulta ser la cuantía comercial sino la catastral, donde este último corresponde por lo general al 70% del denominado valor comercial [38] y no está sujeto a la realidad del mercado inmobiliario.

La estratificación de los inmuebles otorgada por la Electrificadora del Meta S.A E.S.P. (EMSA), para el cobro del servicio de energía eléctrica, junto con la Secretaría de Hacienda, atañen que la estratificación socio económica de la Urbanización es 3, haciéndoles acreedores a subsidios por parte del Estado en los servicios públicos domiciliarios, tal y como lo señala el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) [39].

Cada uno de los inmuebles cuentan con la cobertura de servicios públicos primordiales o esenciales, tales como el agua (cubierto por la JAC), el alcantarillado municipal, electricidad por parte de la Electrificadora del Meta y gas natural, suministrado por LLANOGAS.



Figura 3-41. Cobertura del servicio de internet. Fuente: Elaboración propia.

A la fecha 50 de los 66 inmuebles cuentan con conexión a internet, servicio que ha venido cobrando importancia en la sociedad colombiana, conllevando a que el gobierno nacional auné esfuerzos para cerrar la brecha digital, producto a que el acceso a la red genera un avance

en los sectores de educación, ciencia y economía de una determinada región, donde el Centro de Investigación de las Telecomunicaciones (CINTEL) [40], sostiene que en los últimos 10 años el conocimiento, objetivo primordial de la educación, se ha acumulado y transferido a través de las Tecnologías de la Información y la Comunicación (TIC), por ejemplo Internet se ha convertido en el hábitat de gran parte de las instituciones educativas, declaraciones que se suman a las realizadas por el señor Diego Molano [41], ministro de las TIC para Colombia en el año 2015, el cual expuso que si hay más tecnología, hay menos pobreza, argumentando que se puede ampliar la cobertura educacional a distancia en regiones remotas del país, al igual que la creación de programas de telemedicina, mejorando la calidad de vida de los colombianos.

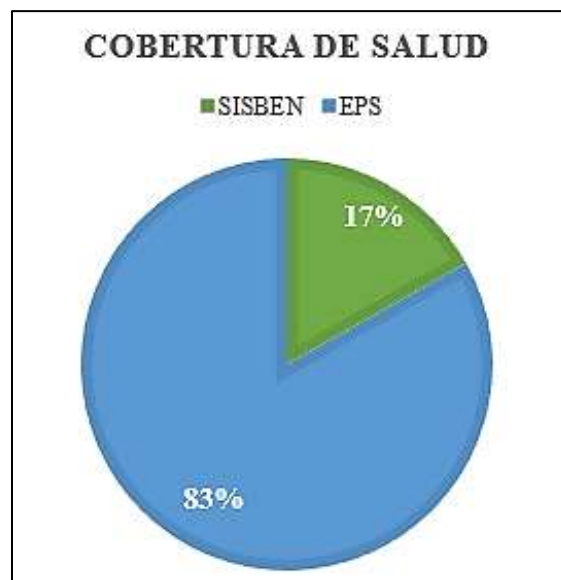


Figura 3-42. Cobertura de salud en la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

En la Urbanización, 39 residentes se encuentran en el Sistema de Selección de Beneficiarios para Programas Sociales (SISBEN), herramienta que les garantiza el servicio a la salud, mientras que el 83% restante (193 personas) hacen parte del régimen contributivo mediante una Entidad Promotora de Salud (EPS).

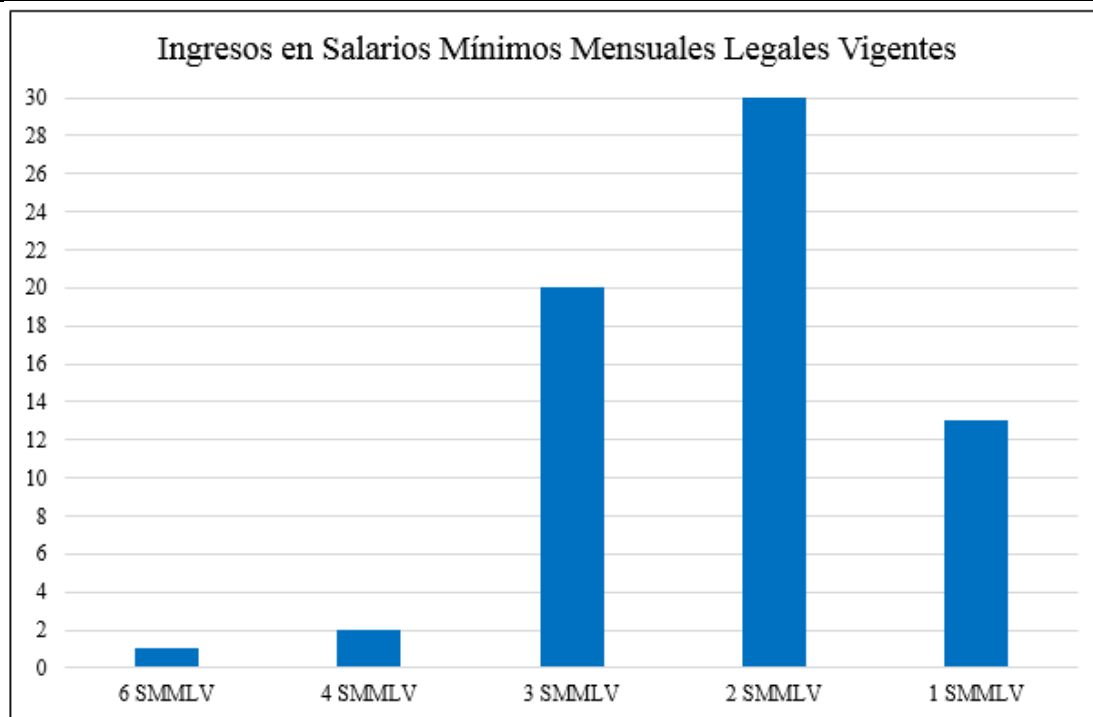


Figura 3-43. Ingresos en Salarios Mínimos Mensuales Legales Vigentes en la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

Por otra parte, los ingresos monetarios presentes en cada una de los inmuebles de la Urbanización difieren entre 1 y 6 salarios mínimos mensuales legales vigentes, que al 2018 se encuentra estipulado en setecientos ochenta y un mil doscientos cuarenta y dos pesos (\$781,242), donde el estipendio cercano a los \$4'687,000 (6 salarios mínimos) solo se presenta en la casa A1, en la cual conviven 3 familias y todas aportan a los gastos que se generen dentro del inmueble.

3.2.5. Diseño Hidráulico del Tanque de Succión

El tanque diseñado se localiza en 1047990.594E y 945334.895N (punto medio del tanque), y se encuentra en la capacidad de albergar 145.6011 m^3 , contemplando un volumen adicional para atender emergencias de 8.7100 m^3 , suficiente para abastecer la demanda de dos días para la población de diseño (417 habitantes proyectados para el 2043), incluyendo una población flotante del 20.54%, producto del auge turístico que ha tenido la capital metense en los últimos 5 años. Los planos de la estructura hidráulica se encuentran en el anexo 7. El caudal de diseño empleado es el máximo diario (QMD), con una tasa de $0.000759 \text{ m}^3/\text{s}$, y las

pérdidas máximas adoptadas para el sistema es del 5% para el 2043. La dotación neta ajustada para el sistema es de 115 L/Hab/día, mientras que la bruta es de 121.056 L/Hab/día. El consumo horario para la Urbanización fue apoyado en un estudio hecho por la Universidad del Tolima en el municipio de Alvarado (Tolima), permitiendo establecer que las máxima demandas de agua se han de presentar a las 7:00 horas (2.6188 L/s), las 13:00 horas (2.4733 L/s) y a las 20:00 horas (2.6188 L/s). El volumen de agua a consumir en un día por parte de la población de diseño se calculó en 104.7509 m³/s.

Mediante relaciones empíricas se determinaron las dimensiones del tanque, donde se estimó una profundidad de 2.5 metros, y que al final se estableció en 3.0 metros, acogiendo un borde libre de 0.5 metros exigidos por la norma, caso contrario al ancho y el largo del tanque, los cuales fueron asumidos los valores deducidos de las relaciones empíricas, en este orden de ideas las dimensiones del tanque semi superficial resultan ser:

Tabla 3-84. Dimensiones del tanque de succión.

Dimensiones del Tanque de Succión	
Profundidad del tanque, h (m)	3.00
Ancho (m)	7.7
Largo (m)	7.7

Fuente: Elaboración propia.

De los 3 metros de altura instaurados al tanque semi superficial, sin contar la placa superior, 1.2 m se ubicarán por debajo de la rasante, y los 1.8 metros restantes se hallarán sobre la superficie. En el diseño se tuvo en cuenta una tubería de desagüe que ha de direccionar los excesos o el volumen almacenado hacia Caño Italia, fuente hídrica más cercana del sector y que se ubica en la cota 421.537 m.s.n.m., esta red de desagüe resulta necesaria para cuando se emprenda labores de mantenimiento o limpieza dentro del tanque de succión, para ello se emplea una tubería de 4 pulgadas de diámetro y una longitud de 155.526 metros, generando un tiempo de vaciado de 7.31 horas.

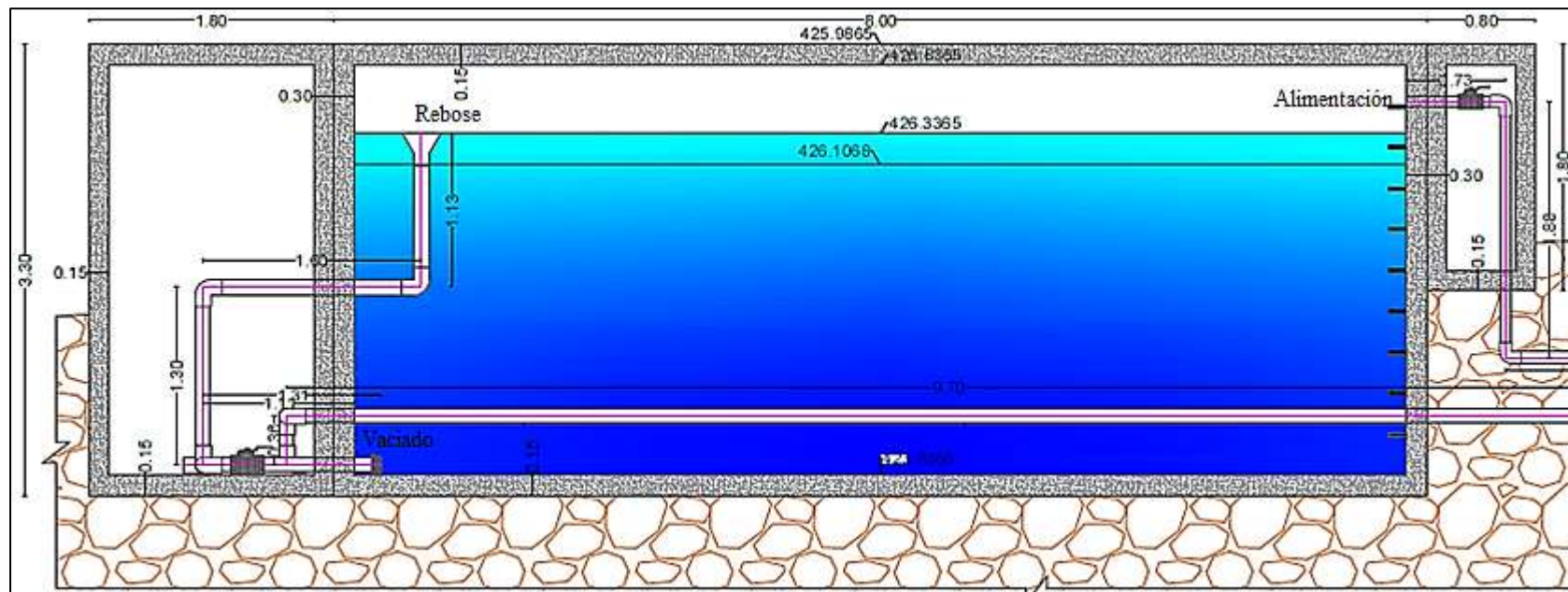


Figura 3-44. Tanque semi superficial de succión, vista frontal. Fuente: Elaboración propia.

El rebose de la red de desagüe se ubica en la cota 426.3365 m.s.n.m (tabla 3-37), y el vaciado se realiza a través de un ducto situado a 423.8365 m.s.n.m. A la derecha de la figura 3-44, se muestra que la alimentación se realiza por encima del rebose, a los 426.5736 m.s.n.m., por medio de una tubería en PVC de 3 pulgadas, la cual conduce el agua extraída del aljibe mediante la bomba de 2.0 HP, generando una lámina máxima de agua a los 426.3365 m.s.n.m. y una mínima en los 423.8365 m.s.n.m.

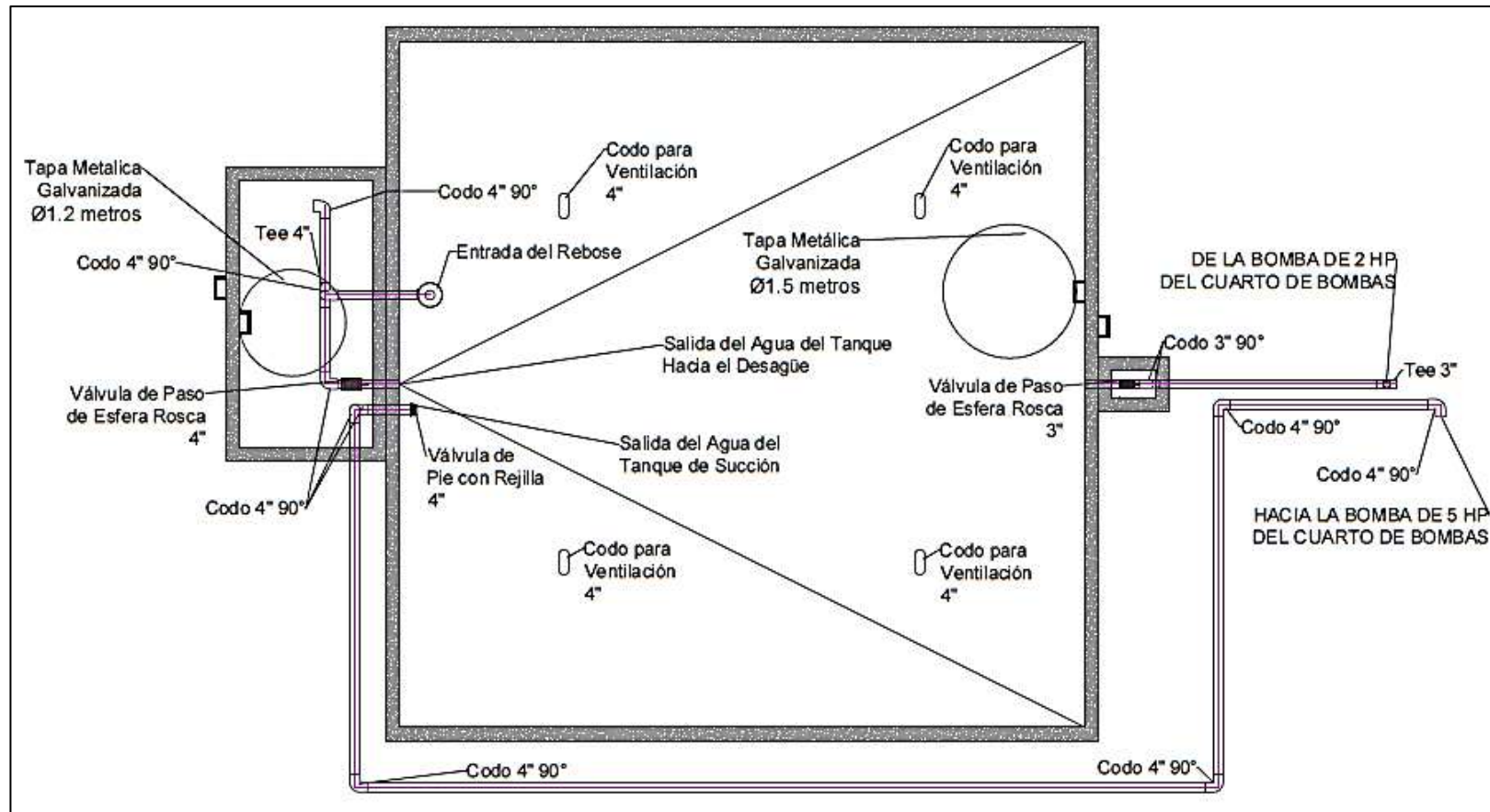


Figura 3-45. Vista en planta con accesorios hidráulicos del tanque de succión. Fuente: Elaboración propia.

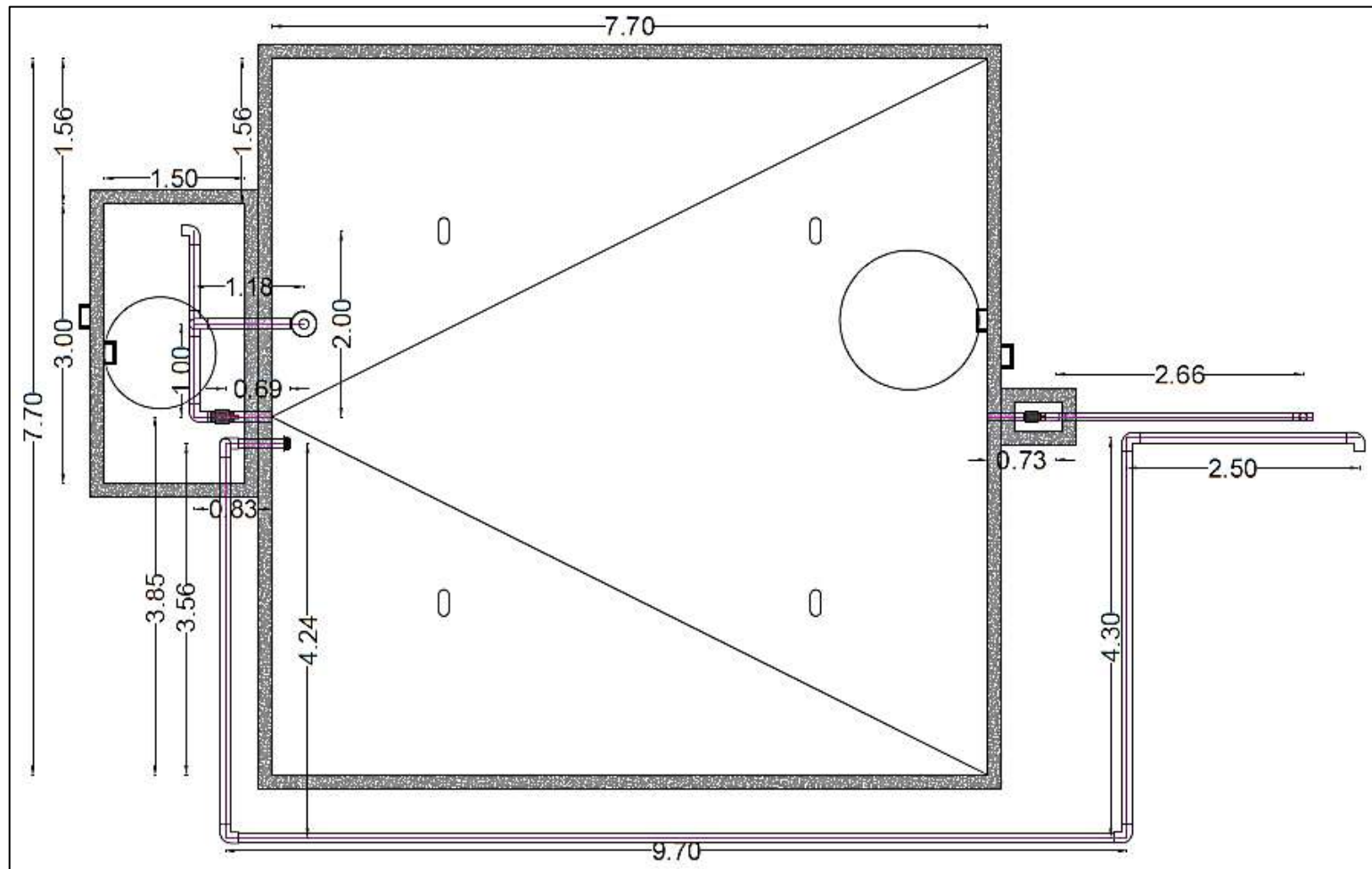


Figura 3-46. Vista en planta del tanque de succión. Fuente: Elaboración propia.

Sistema de bombeo desde la fuente de captación al tanque de succión (semi superficial)

Tabla 3-85. Características técnicas de la bomba HE 1.5 20-1.

Características de la bomba								Características del motor			
Tipo de bomba		Acoplamiento		Tipo de impulsor				Alimentación		Velocidad (rpm)	
Centrífuga		Monobloque		Cerrado, balanceado dinámicamente (ISO G6.3)				Eléctrica		3.600 (nominal)	
Etapas		Cierre del eje		Temperatura máx. líquido				Cerramiento		Frecuencia (Hz)	
1		Sello mecánico 5/8" Tipo 6		70°C (158°F) Continua				ODP		60	
Modelo	Ref.	Ø Succión	Ø Descarga	Ø Impulsor	Peso (kg)	H máx. (mca) *	Q máx. (gpm) **	Potencia (hp)	Fases	Voltaje (V)	Frame
1 HE 1.5 20-1	1E0506	1 1/2" NPT	1 1/2" NPT	5,700"	28,0	42	60	2,0	1	110/220	NEMA 56J
2 HE 1.5 30-1 CE	1E0507	1 1/2" NPT	1 1/2" NPT	6,800"	28,0	55	60	3,0	1	220	NEMA 56J

Fuente: Barnes de Colombia, 2018.

El tiempo de bombeo requerido por el tanque de succión para su primer llenado, atendiendo el volumen de reserva, es de 16 horas, a partir de allí, se necesitarán tan solo de 9 horas para suministrar el volumen demandado por el tanque de regulación. La tabla 3-29 describe los horarios establecidos para realizar el suministro a ambos tanques, tanto el de regulación y succión, en la que se expone que para el tanque semi superficial se realizara a dos turnos, el primero de ellos entre las 3:00 horas y las 8:00 horas, y el segundo inicia a 15:00 horas, finiquitando a las 19:00 horas.

El sistema de suministro por presión al tanque de succión, se diseñó aprovechando el equipo Barnes HE 1.5 20-1, con el que cuenta la Junta de Acción Comunal, pese a que este genera cavitación por presión de succión y por exceso en las revoluciones del rotor, se toma la decisión de sostener su uso, amparado en el hecho de no generar gastos extras en el momento de implementar las obras hidráulicas propuestas. La bomba seleccionada se encuentra en la capacidad de proporcionar un caudal de 60 galones por minuto (16.3660 m³/h) a una altura máxima de 42 metros columna de agua, con una eficiencia del 0.5, y una potencia de 2.0 HP, superior a la requerida para escalar el agua al tanque semi superficial desde el aljibe, para lo que se necesita una potencia de motor tan solo de 0.9 HP.

El diámetro de la tubería de succión es de 4 pulgadas, originando una velocidad en la tubería de 0.710 m/s, la longitud en línea recta del tramo de succión es de 7.1812 m, mientras que en el ducto de impulsión se cuenta con una longitud de 10.0305 m, al que se le seleccionó un diámetro de 3 pulgadas, generando un flujo a una tasa de 1.263 m/s.

Los accesorios presentes en el tramo de succión e impulsión, desde al aljibe al tanque de

succión, se relacionan en la siguiente tabla:

Tabla 3-86. *Accesorios y longitud equivalente en los ductos de succión e impulsión, aljibe-semi superficial.*

Accesorios	K	Succión		Impulsión	
		Cantidad	Le	Cantidad	Le
Codo radio corto 90°	0,90	1	0,00052	8	0,0010
Codo radio corto de 45°	0,40			1	0,0001
Válvula de compuerta abierta	0,20			1	0,0000
Válvula de bola abierta	0,05			1	0,0000
Tee de paso directo	0,30	1	0,00017	1	0,0000
Tee con salida de lado	1,80			1	0,0003
Válvula de pie con rejilla	3,00	1	0,00173		
Válvula de retención tipo liviano	2,50			1	0,0004
Reducción gradual	0,35	3	0,00061		
Ampliación gradual	0,30			2	0,0001
Salida de tubería	1,00			1	0,0001
Longitud de tubería recta (m)			7,1812		10,0305
Σ			7,184		10,033
J (m/m)			0,005		0,020
Pérdidas (m)			0,035		0,198

Fuente: Elaboración propia.

Estos accesorios generan una pérdida de 0.035 metros en la succión y 0.198 metros para impulsión. La cota del eje de succión se localiza en los 426.1266 m.s.n.m., y la cota menor de la lámina de agua es de 420.7190 m.s.n.m., la sumergencia se instituyó en 0.5 metros, las cotas respectivas de la lámina mayor de agua, tubería de entrada al tanque de succión, junto a la altura estática de impulsión y total, se hallan en la tabla 3-42.

La Junta de Acción Comunal cuenta con un ingeniero electrónico, persona que se comprometió a realizar la automatización del suministro, configurando las horas de encendido y apagado de los equipos de bombeo. Los planos del sistema de bombeo se encuentran en el anexo 8.

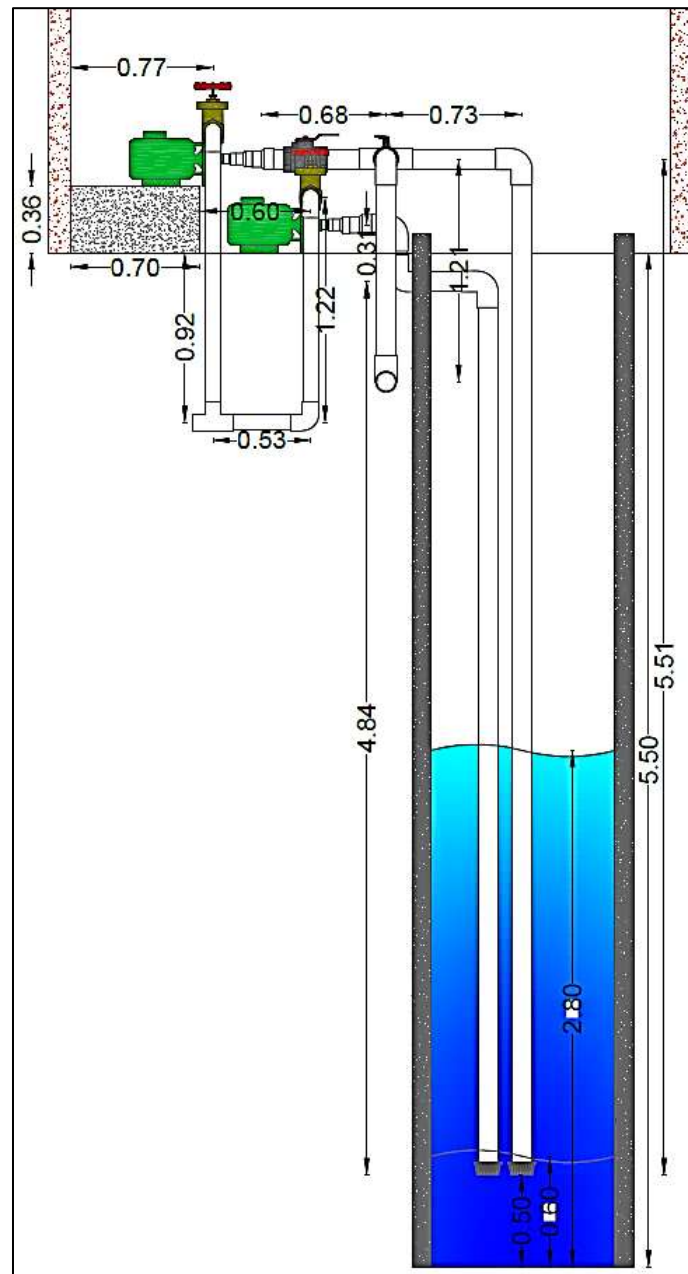


Figura 3-47. Vista frontal del sistema de bombeo aljibe-tanque de succión. Fuente:
Elaboración propia.

Se cuenta con una tubería de paso directo desde el aljibe al tanque de regulación, destinado a garantizar la prestación del servicio en tiempos de mantenimiento del tanque semi superficial.

3.2.6. Diseño Hidráulico del Tanque de Regulación

La curva integral de consumo y suministro se graficó a partir del estudio hecho por la Universidad del Tolima en El Potrero (Alvarado, Tolima), y con ella se estableció para el tanque de regulación un volumen de suministro de 29.9240 m³, valor que debe ser sumado con el de protección contra incendios (36 m³, estimado para atender una ignición hasta por dos horas) y el de emergencia (25% del calculado como suministro, 7.48 m³), para concluir que el volumen total del tanque elevado planteado es de 73.4051 m³. El punto medio de la estructura se situó en las coordenadas planas (Magna Sirgas) 1047998.552E, 945345.18N.

Tabla 3-87. Dimensiones del tanque elevado de regulación.

Dimensiones del Tanque Elevado	
Volumen del tanque en m ³	73.4051
Profundidad del tanque (h) (m)	2.8
Ancho (m)	5,7
Largo (m)	5,7

Fuente: Elaboración propia.

Los 2.8 metros de profundidad del tanque, acoge un borde libre de 0.5 metros. Es importante recalcar que es una estructura de un solo comportamiento, para el que no se tiene previsto volúmenes de reserva más allá al de incendios y emergencias, y con configuración Firts-In Firts-Out (FIFO), es decir que el primer volumen de agua de entrar, es el primero en ser distribuido, esto se debe a que la alimentación del tanque se realiza por encima de la cota 436.771 m.s.n.m. y el suministro a la red de abastecimiento se hace en los 434.4710 m.s.n.m.

Tabla 3-88. Cotas y niveles del tanque elevado de regulación.

Cotas y Niveles en el Tanque Elevado	
H regulación (m)	0,9210
Cota del nivel máximo de aguan en el tanque elevado (m.s.n.m.)	436,771
Cota del nivel de agua mínimo en el tanque (m.s.n.m.)	435,8500
Cota del fondo del tanque (m.s.n.m.)	434,4710
Cota de la corona del tanque (m.s.n.m.)	437,271

Fuente: Elaboración propia.

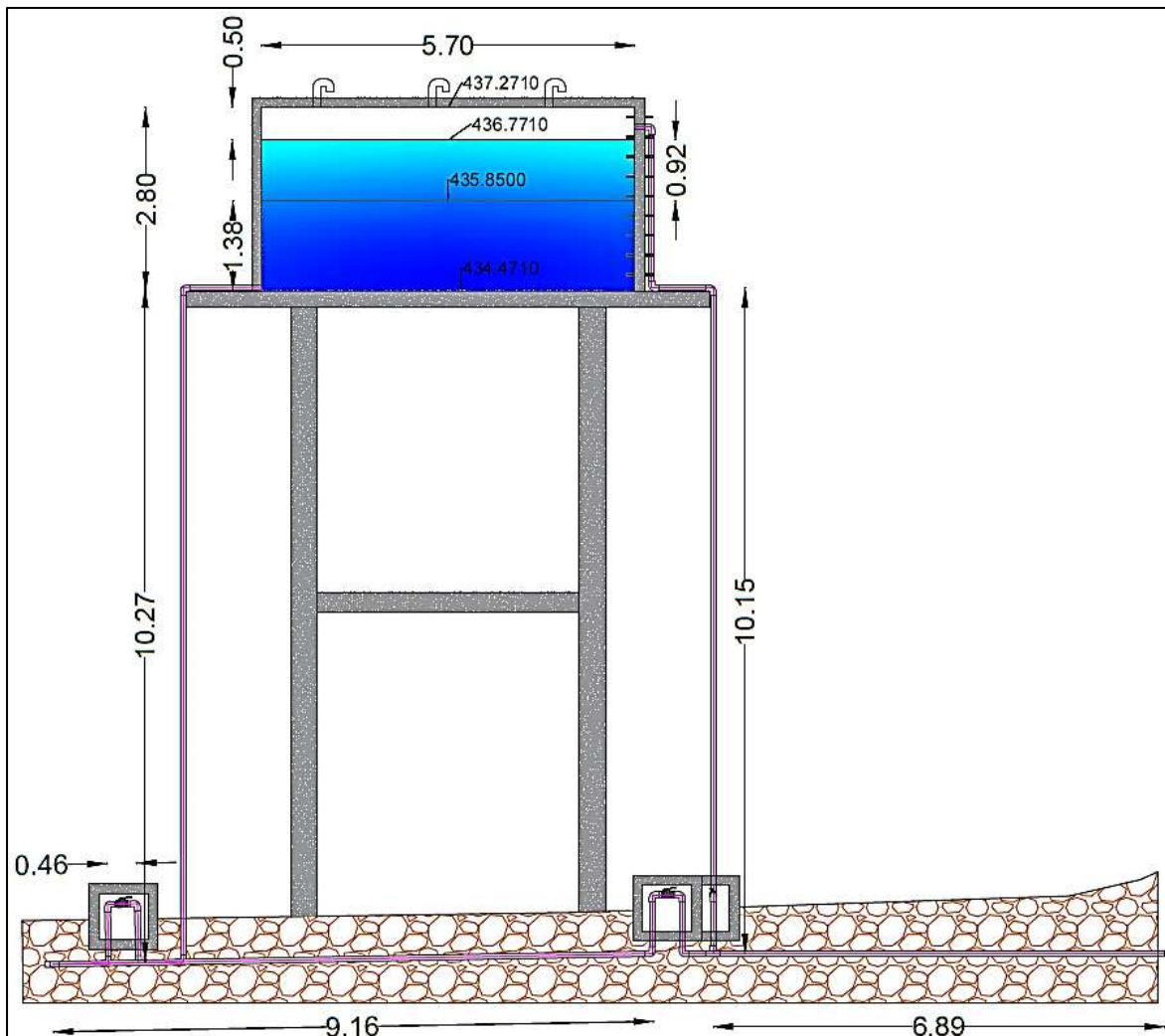


Figura 3-48. Esquema del tanque elevado diseñado para la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

El anexo 9 y 11 muestra los accesorios hidráulicos necesarios para la puesta en marcha del tanque de regulación con la red actual de suministro, y se describen la localización de los mismos y diámetros, en los que se encuentran codos de 90°, válvulas de paso de esfera rosca, tee de 3 pulgadas, entre otros, accesorios que generan pérdidas y fueron incluidos en los análisis hidráulicos de la estructura. La figura 3-49, es una vista en planta del tanque, y en ella se hace visible algunas de las piezas hidráulicas.

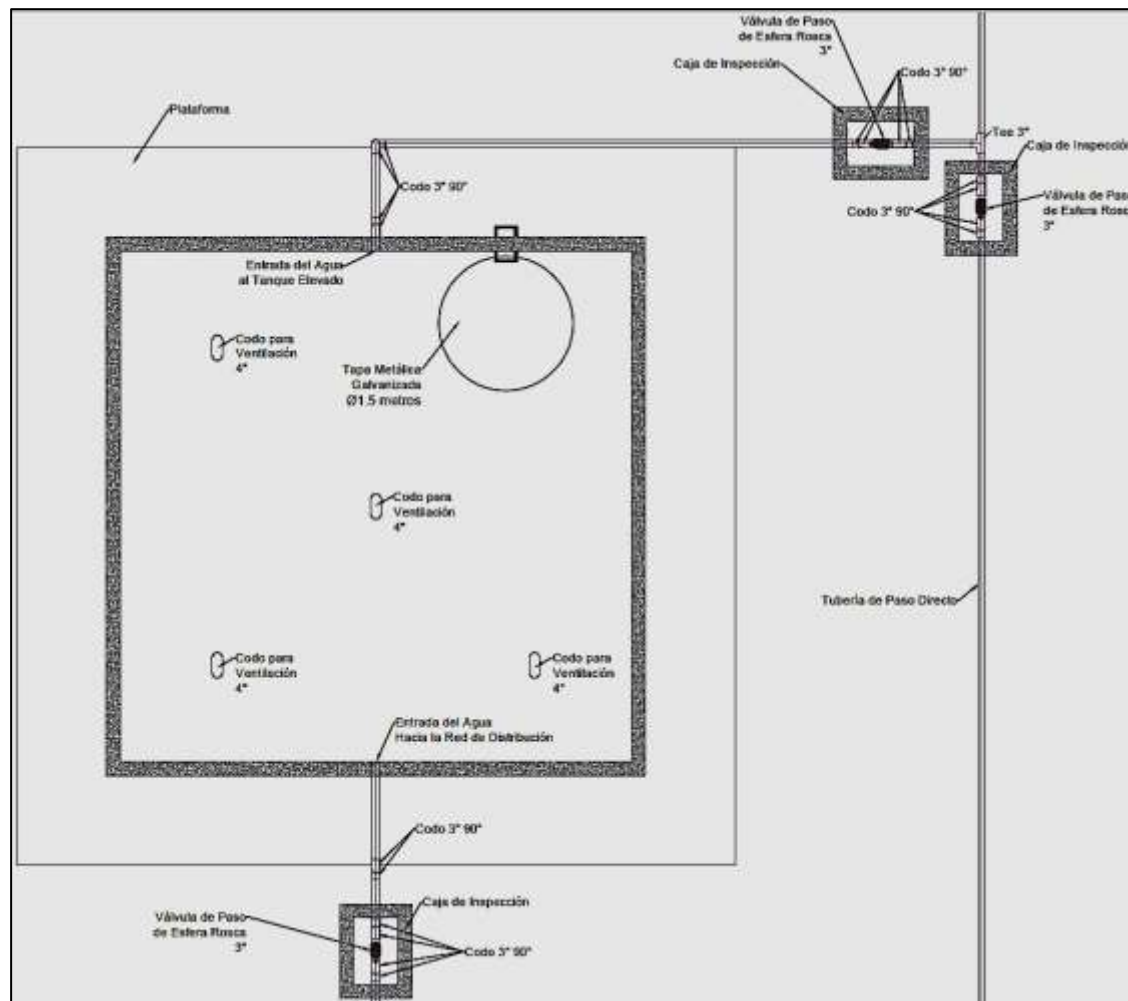


Figura 3-49. Vista en planta del tanque elevado de regulación. Fuente: Elaboración propia.

Se instalaron cuatro codos de ventilación de 4 pulgadas, separados 30 cm de la placa superior del tanque, los cuales deberán contar con protección contra insectos y pequeños animales, donde se pueden emplear rejillas o mallas milimétricas, por otro lado, el acceso a la estructura se hará mediante una tapa metálica galvanizada de 1.5 metros de diámetro y escalerillas metálicas tipo marinera.

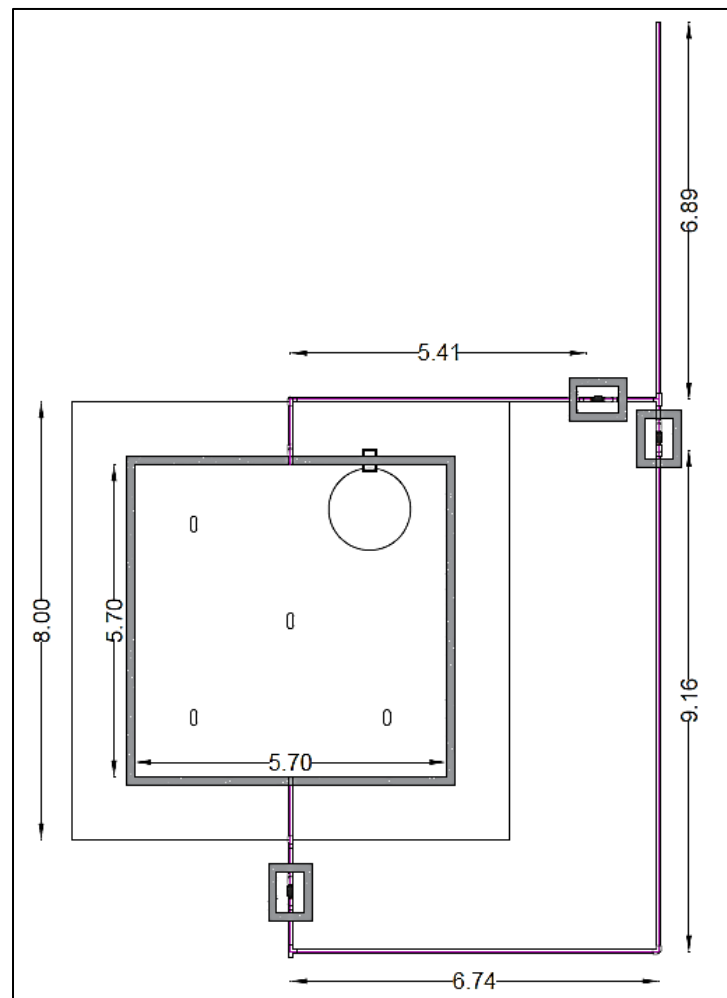


Figura 3-50. Vista en planta del tanque elevado. Fuente: Elaboración propia.

Se propuso una plataforma de 1.15 metros de ancho, para que los operarios del tanque o personas encargadas de realizar los mantenimientos respectivos, puedan pararse sobre ella y recorrer la estructura.

Con el propósito de mantener el servicio mientras se efectúan labores de limpieza o reparación del tanque elevado, se efectuó un by-pass desde el tanque de succión a la red de

distribución.

3.2.7. Sistema de Bombeo desde el Tanque de Succión al Tanque de Regulación

Tabla 3-89. Características técnicas de la bomba HE 2 50-1 CE.

Modelo	Ref.	Potencia (HP)	Voltaje	Amperaje (+fs)	H max. (mca) *	Q max. (GPM) **	Succión	Descarga	Peso (kg)
QE 2 50-1 CE	1E0416	5.0	230	29.9	42	140	2"	2"	61
QE 2 50	1E0515	5.0	220/440	15.5/7.75	42	150	2"	2"	52
QE 2 60	1E0517	6.0	220/440	18.0/9.0	45	160	2"	2"	62
QE 2 75	1E0518	7.5	220/440	21.9/10.95	58	170	2"	2"	63

Fuente: Elaboración propia.

Para el suministro a presión del tanque elevado, la JAC de la Urbanización cuenta con una bomba modelo QE 2 50-1 CE, de referencia 1E0416, capaz de ofertar un caudal de 38.1872 m³/hora, a un tope de altura de 42 metros columna de agua. La estructura de regulación demanda un bombeo de 4 horas al día, los cuales se programaron en dos tiempos, uno en la mañana, con una duración de dos horas e inicia a las 08:00 am, y el segundo comprendido entre las 19:00 horas y las 21:00 horas.

Tabla 3-90. Diámetros de las tuberías de succión en impulsión para el tramo succión-elevado.

Tubería de Succión	
Diámetro seleccionado (in)	4
Diámetro seleccionado (m)	0,102
Tubería de Impulsión	
Diámetro recomendado (in)	3,1
Diámetro seleccionado (in)	3

Fuente: Elaboración propia.

En el ducto de succión, con una longitud en línea recta de 26.0519 m, el agua fluye a una

velocidad de 0.710 m/s, mientras que en la tubería de 3 pulgadas (situada en el tramo de impulsión) la velocidad resulta ser de 1.263 m/s, a lo largo de los 32.0396 m (longitud de tubería recta).

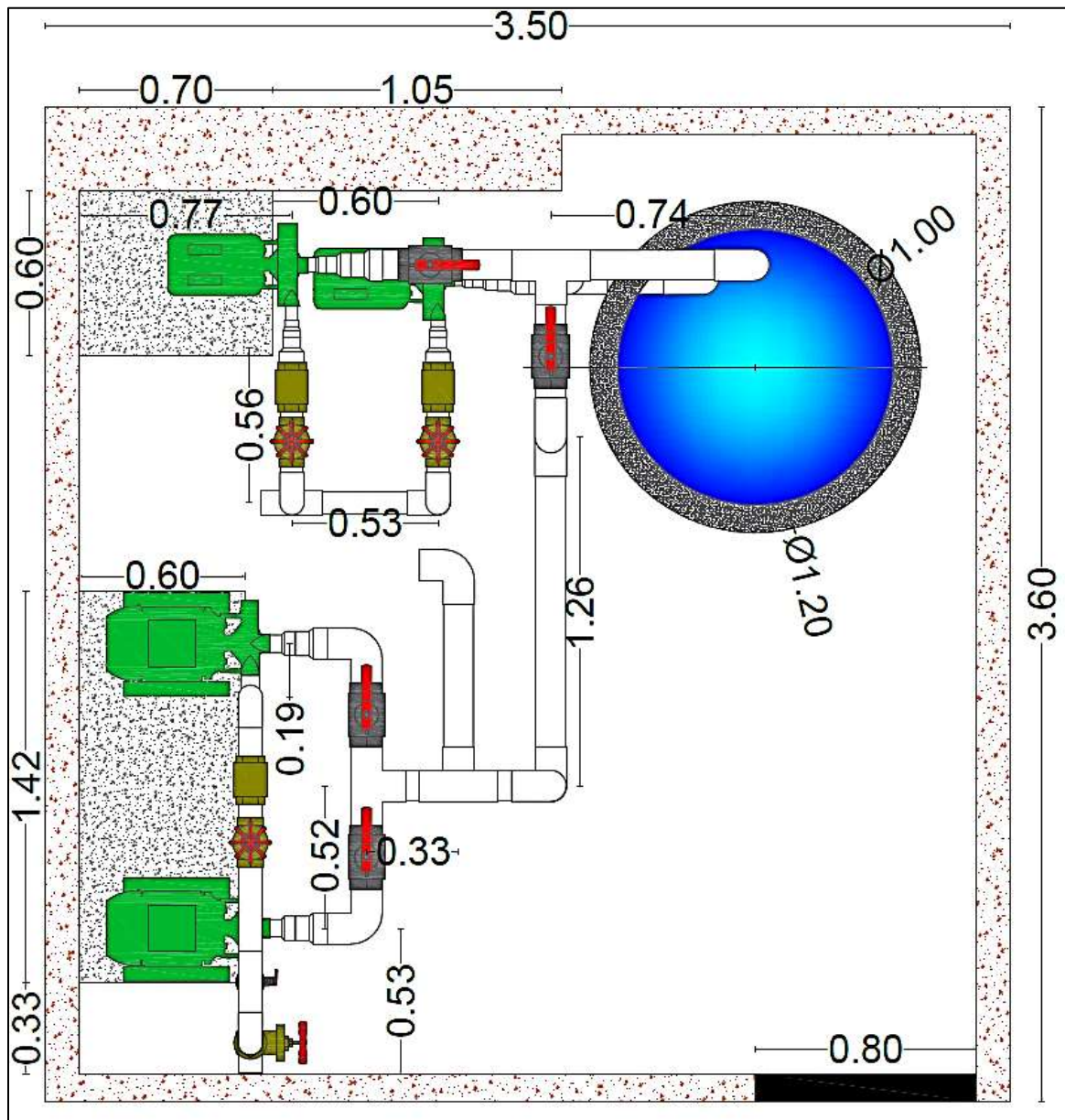


Figura 3-51. Vista en planta del cuarto de bombas. Fuente: Elaboración propia.

La resolución 1096 del 2000, expedida por el Ministerio de Desarrollo Económico, decreta que para el nivel bajo de complejidad deben situarse mínimo dos bombas, cada una con una

capacidad igual a la requerida, no obstante, aclaran que las instalación de las unidades de bombeo se puede hacer por etapas, pero que se deben contemplar en el diseño, es por ello que el cuarto de máquinas fue diseñado con 4 unidades de bombeo, para que en el futuro la JAC destine recursos para la adquisición de las mismas.

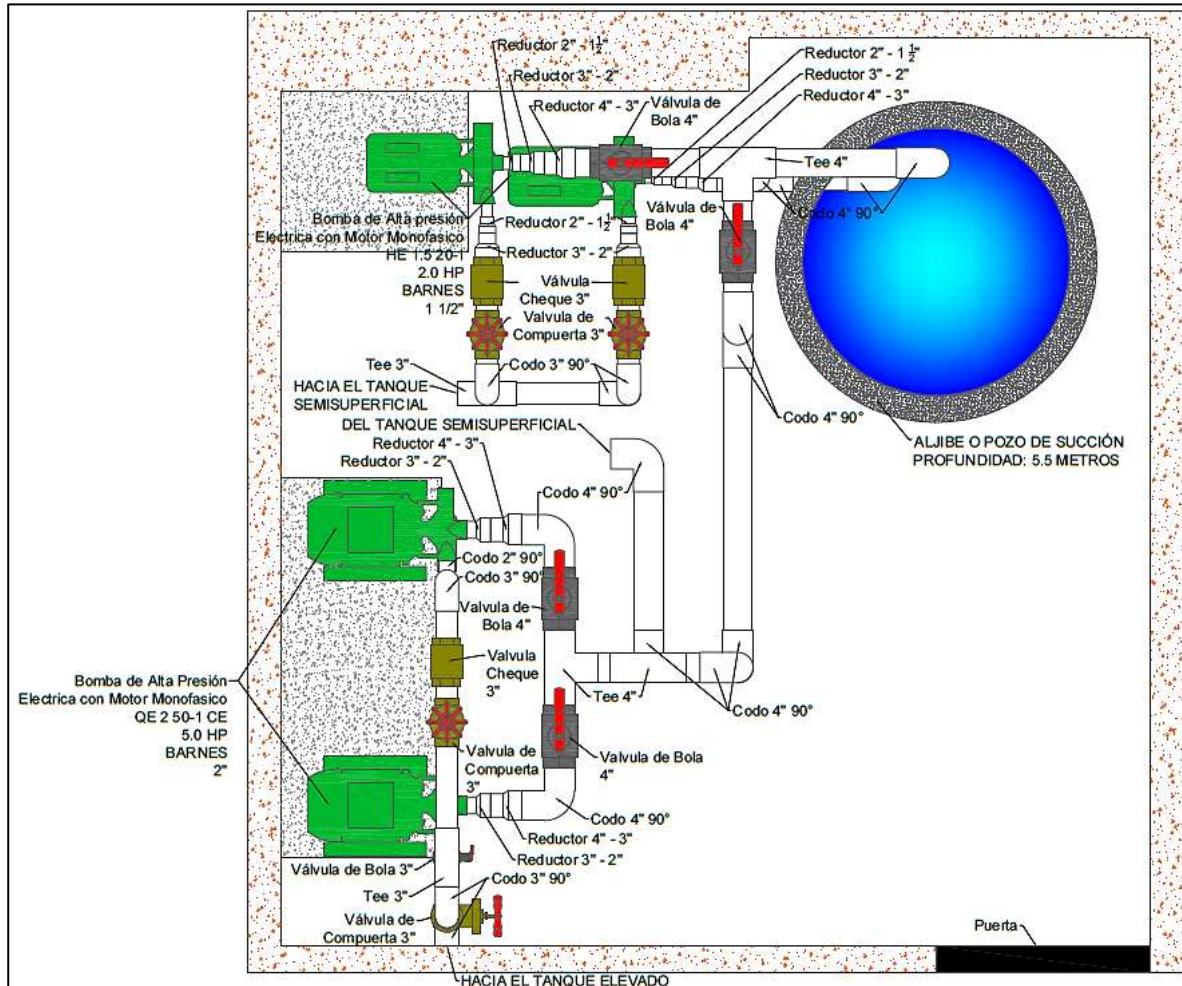


Figura 3-52. Vista en planta con accesorios del cuarto de bombas. Fuente: Elaboración propia.

Cada uno de los accesorios generan pérdidas, mermas que se incorporan en la simulación y análisis del sistema, estas pérdidas para el sistema de bombeo desde el tanque semi superficial al elevado, se encuentran descritas en la tabla que sigue:

Tabla 3-91. Accesorios y longitud equivalente en los ductos de succión e impulsión, semi superficial-elevado.

Accesorios	K	Succión		Impulsión	
		Cantidad	Le	Cantidad	Le
Codo radio corto 90°	0,90	8	0,00416	11	0,0057
Válvula de compuerta abierta	0,20			1	0,0001
Válvula de bola abierta	0,05	1	0,00003	2	0,0001
Tee con salida de lado	1,80	2	0,00208	2	0,0021
Válvula de pie con rejilla	3,00	1	0,00173		
Válvula de retención tipo liviano	2,50			1	0,0014
Reducción gradual	0,35	2	0,00040		
Ampliación gradual	0,30			1	0,0002
Salida de tubería	1,00			1	0,0006
Longitud de tubería recta (m)			26,0519		32,0396
Σ			26,060		32,050
J (m/m)			0,005		0,020
Pérdidas (m)			0,127		0,634

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-92. Cotas para el sistema de bombeo Succión-Elevado.

Cotas para el Sistema de Bombeo Succión-Elevado	
Cota del eje de succión (m.s.n.m)	426,5365
Cota menor de la lámina de agua del tanque semi superficial (m.s.n.m)	426,1068
Cota mayor de la lámina de agua del tanque semi superficial (m.s.n.m)	426,3365
Altura estática de succión (m)	0,4297
Cota de tubería de entrada al tanque elevado (m.s.n.m)	436,9710
Cota del eje de impulsión (m.s.n.m)	426,7155
Altura estática de impulsión (m)	10,2555
Altura estática total (m)	10,6852

Fuente: Elaboración propia.

3.2.8. Análisis Hidráulico en la Red Actual de Suministro

El análisis por los métodos de continuidad de masas y conservación de energía permite obtener los caudales y velocidades en las tuberías, junto a las presiones en los nodos:

Tabla 3-93. Presiones obtenidas en los nodos de la red actual.

Nodo	Presión (m.c.a)
A	10,64
A1	10,68
Hidr.	10,03
B	10,87
C	10,47
D	10,46
E	10,46
F	10,49
G	10,50
H	10,46
I	10,22
J	11,57
K	11,23

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-94. Caudales y velocidades en la tubería de la red actual.

Tubería	Caudal (m³/s)	Diámetro de Tubería (m)	Velocidades (m/s)
Tanque - A	0,0055	0,0762	1,214
A - A1	0,0050	0,0762	1,096
A1 - Hidr.	0,0050	0,0762	1,096
A - B	0,0005	0,0381	0,402
B - C	0,0003	0,0381	0,277
B - J	0,0001	0,0381	0,047
J - K	0,000019	0,0381	0,017
H - I	0,000031	0,0381	0,028
C - D	0,0001	0,0381	0,002
C - F	0,0002	0,0381	0,005
D - E	0,00003	0,0381	0,001
F - E	0,0001	0,0381	0,002
E - H	0,000030	0,0381	0,001
F - G	0,0001	0,0381	0,002
G - H	0,0001	0,0381	0,001

Fuente: Elaboración propia.

3.2.9. Diseño de la Nueva Red de Suministro

El anexo 11, agrupa los planos de la nueva red de distribución para la Urbanización en la que se especifica los accesorios hidráulicos a emplear y las especificaciones técnicas. La red cuenta con un hidrante alimentados por las tuberías B-Hidrante y C-Hidrante, cada uno de los tubos de la red tiene un diámetro de 3 pulgadas en PVC. El anexo 12 detalla el hidrante para la Urbanización.

Las profundidades a las que se deben enterrar la tubería se presentan en una tabla del plano, donde todas cumplen por lo exigido por la resolución 0330 de 2017.

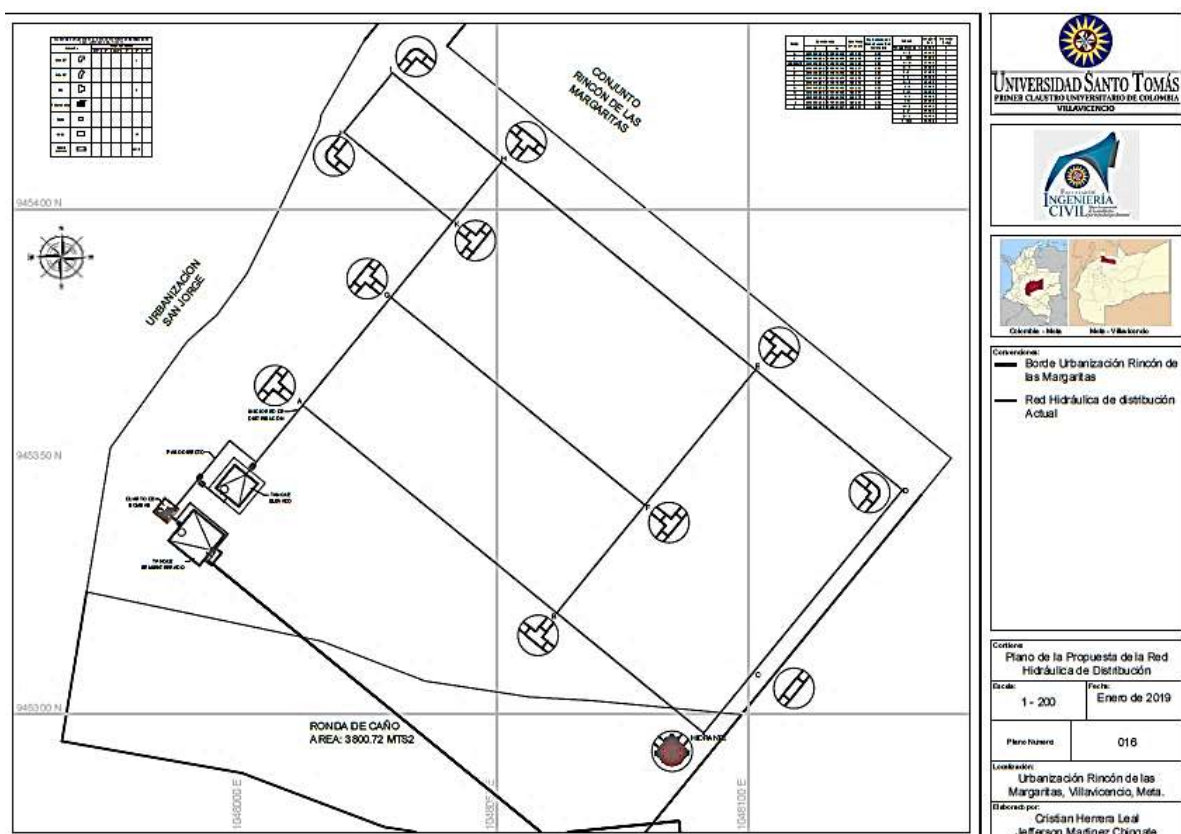


Figura 3-53. Esquema del plano de la red propuesta para la Urbanización. Fuente: Elaboración propia.

3.2.10. Análisis Hidráulico para la Red Propuesta de Suministro

Tabla 3-95. Presiones en los nodos de la red propuesta.

Nodo	Presión (m.c.a.)
A	10,65
B	10,87
Hidrante	10,95
C	10,92
D	10,85
E	10,80
F	10,86
G	10,76
H	10,77
I	10,77
J	10,77
K	10,77

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 3-96. Caudales y velocidades en la tubería de la red propuesta.

Tubería	Caudal (m ³ /s)	Diámetro (m)	Área (m ²)	Velocidad (m/s)
A - B	0,003529435	0,0762	0,00456	0,774
B - Hidrante	0,003865301	0,0762	0,00456	0,848
A - G	0,001930565	0,0762	0,00456	0,423
G - F	0,001177016	0,0762	0,00456	0,258
F - B	0,000425417	0,0762	0,00456	0,093
F - E	0,000661806	0,0762	0,00456	0,145
G - K	0,000663099	0,0762	0,00456	0,145
K - J	0,000153932	0,0762	0,00456	0,034
K - H	0,000499268	0,0762	0,00456	0,109
J - I	0,000153624	0,0762	0,00456	0,034
I - H	0,000123624	0,0762	0,00456	0,027
H - E	0,000583099	0,0762	0,00456	0,128
E - D	0,001194699	0,0762	0,00456	0,262
D - C	0,001174699	0,0762	0,00456	0,258
C - Hidrante	0,001134699	0,0762	0,00456	0,249

Fuente: Elaboración propia.

3.2.11. Simulación en EPANET para la Red Actual

El archivo de EPANET con la red actual se adjunta en el anexo 13.

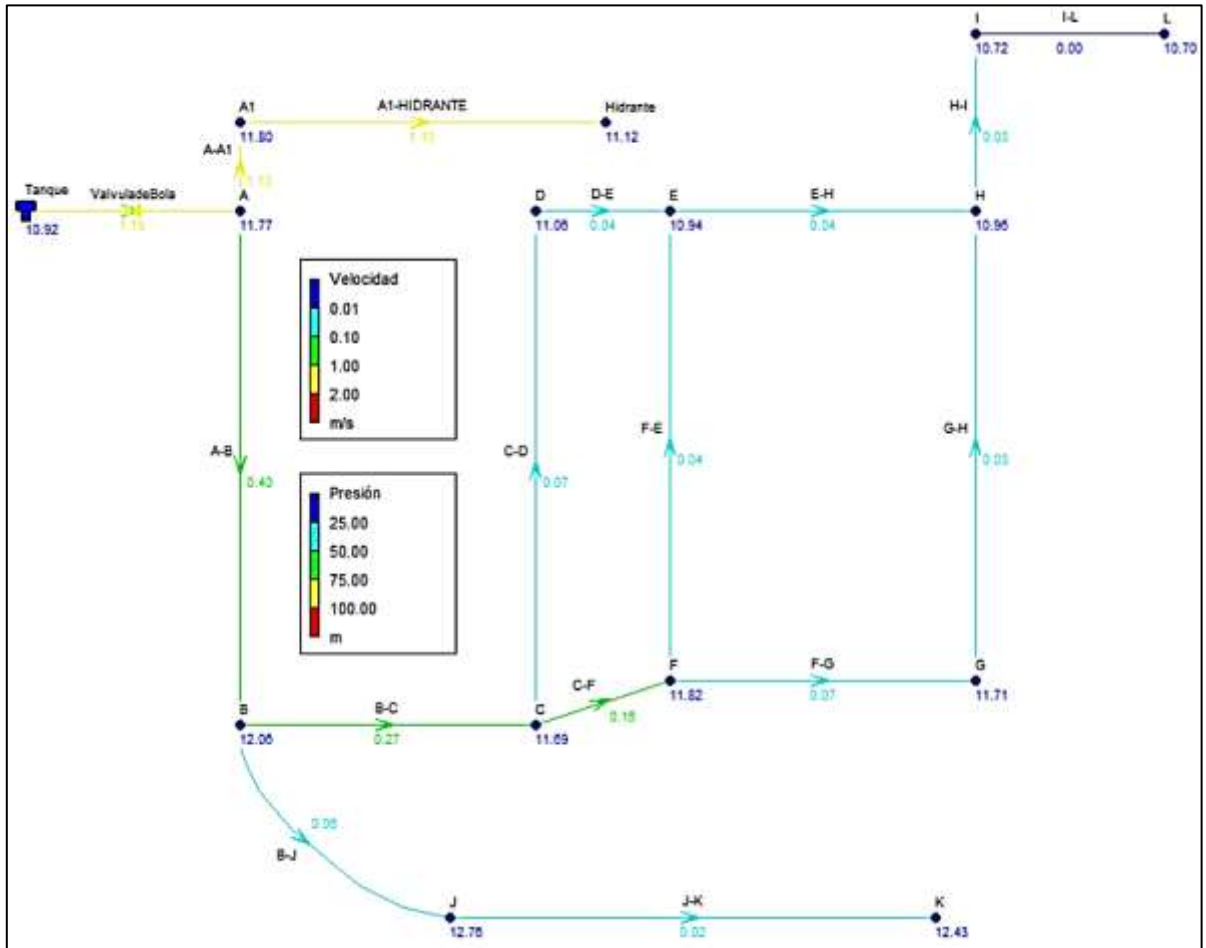


Figura 3-54. Simulación de la red actual de suministro. Fuente: Elaboración propia.

Las flechas indican el flujo del agua por cada uno de los ductos, y las presiones en los nodos aparecen justo debajo de ellos, figura 3-54.

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería A-B	67.5	38	0.46	0.40
Tubería B-J	40.581	38	0.06	0.06
Tubería J-K	47.506	38	0.03	0.02
Tubería B-C	30.6	38	0.31	0.27
Tubería C-D	67.8	38	0.08	0.07
Tubería C-F	5.707	38	0.18	0.16
Tubería D-E	5.21	38	0.04	0.04
Tubería F-E	66.6	38	0.05	0.04
Tubería F-G	30.4	38	0.08	0.07
Tubería E-H	30.4	38	0.05	0.04
Tubería H-I	24.9	38	0.03	0.03
Tubería I-L	6.65	38	0.00	0.00
Tubería G-H	66.6	38	0.03	0.03
Tubería A-A1	7.5	75	5.00	1.13
Tubería A1-HIDRANTE	32.6	75	5.00	1.13
Tubería TANQUE A	33.1584	75	0.26	0.06

Figura 3-55. Resultados de velocidad y caudales arrojados por EPANET para la red actual. Fuente: Elaboración propia.

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Presión m
Conexión A	424.0727	0.08	11.77
Conexión B	423.3670	0.09	12.06
Conexión C	423.65	0.05	11.69
Conexión D	424.265	0.04	11.06
Conexión E	424.379	0.05	10.94
Conexión F	423.505	0.05	11.82
Conexión G	423.612	0.04	11.71
Conexión H	424.36	0.05	10.96
Conexión I	424.599	0.03	10.72
Conexión L	424.6130	0.00	10.70
Conexión J	422.666	0.03	12.76
Conexión K	422.998	0.03	12.43
Conexión Hidrante	423.833	5.00	11.12
Conexión A1	423.84	0.00	11.80

Figura 3-56. Resultados de presión arrojados por EPANET para la red actual de suministro. Fuente: Elaboración propia.

3.2.12. Simulación en EPANET para la Red Propuesta

El fichero de EPANET con la red propuesta está en el anexo 14.

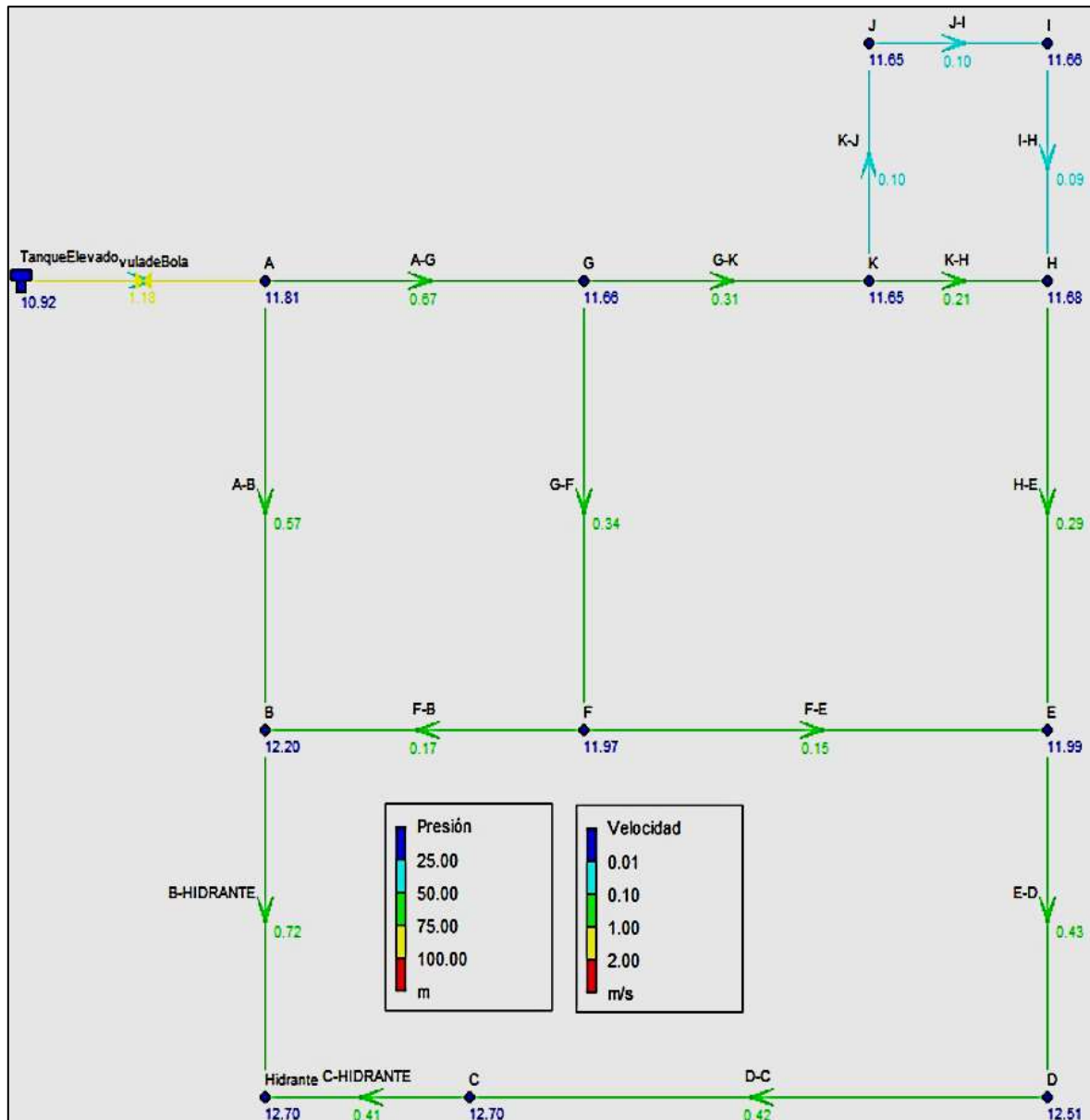


Figura 3-57. Simulación de la red propuesta de suministro. Fuente: Elaboración propia.

ID Nudo	Cota m	Demanda LPS	Presión m
Conexión A	424.038	0.08	11.81
Conexión B	423.345	0.09	12.20
Conexión Hidrante	422.585	5.00	12.70
Conexión C	422.627	0.03	12.70
Conexión D	422.9400	0.03	12.51
Conexión F	423.591	0.10	11.97
Conexión G	424.012	0.09	11.66
Conexión E	423.559	0.04	11.99
Conexión H	423.957	0.05	11.68
Conexión I	423.978	0.03	11.66
Conexión J	423.989	0.00	11.65
Conexión K	423.997	0.00	11.65
Depósito Tanque Elevado	424.9291	-5.54	10.92

Figura 3-58. Resultados de presión en los nodos para la red propuesta. Fuente: Elaboración propia.

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería TANQUE-A	34.6584	75	0.32	0.07
Tubería A-B	65	75	2.51	0.57
Tubería B-HIDRANTE	37.6	75	3.17	0.72
Tubería F-E	34.61	75	0.65	0.15
Tubería A-G	27.6	75	2.95	0.67
Tubería C-HIDRANTE	15.552	75	1.83	0.41
Tubería G-K	19.4	75	1.37	0.31
Tubería K-H	15.21	75	0.94	0.21
Tubería K-J	27.9	75	0.42	0.10
Tubería J-I	15.21	75	0.42	0.10
Tubería I-H	27.9	75	0.33	0.09
Tubería H-E	65	75	1.29	0.29
Tubería E-D	37.6	75	1.89	0.43
Tubería G-F	65	75	1.49	0.34
Tubería D-C	46.658	75	1.87	0.42
Tubería F-B	27.6	75	0.75	0.17

Figura 3-59. Resultados de velocidad y caudales en las tuberías de la red propuesta. Fuente: Elaboración propia.

3.2.13. Estudio en Prospectiva de la Necesidad del Proyecto

El grupo focal de la Urbanización designó los siguientes factores como fundamentales para lograr un aumento en la calidad de vida de la población, entre las que se encuentra el llevar a cabo mejoras en el sistema de abastecimiento de agua y la construcción de un tanque elevado.

Tabla 3-97. *Identificación de variables desde la Encuesta Delphi.*

N° variable	Factores/variables
V1	Organización de la Junta de acción comunal
V2	Manejo financiero
V3	Mantenimiento de las vías
V4	Zonas verdes
V5	Parque saludable
V6	Deporte-lúdica y recreación para niños
V7	Fortalecer el liderazgo de la JAC
V8	Andenes
V9	Mitigación riesgo por ronda de caño
V10	Construcción de parqueaderos
V11	Mejoras al sistema de acueducto
V12	Construcción de tanque elevado

Fuente: Elaboración propia.

La matriz de impactos cruzados refleja las estimaciones de influencia y dependencia de cada una de las variables descritas, las calificaciones van desde 0 hasta P, sustentado en el procedimiento señalado en el marco metodológico.

	1: V1	2: V2	3: V3	4: V4	5: V5	6: V6	7: V7	8: V8	9: V9	10: V10	11: V11	12: V12
1: V1	0	P	3	P	0	P	3	0	3	1	P	1
2: V2	P	0	3	3	1	P	3	0	2	1	P	P
3: V3	P	P	0	P	2	P	P	P	P	P	P	P
4: V4	P	P	P	0	2	P	P	P	P	2	1	3
5: V5	0	1	P	P	0	3	2	2	1	1	1	3
6: V6	P	3	P	P	3	0	P	2	P	P	2	2
7: V7	2	3	3	3	2	P	0	P	P	P	2	P
8: V8	0	0	3	1	3	P	P	0	3	P	1	1
9: V9	3	3	P	P	3	P	P	1	0	0	P	P
10: V10	1	1	P	3	3	P	P	3	2	0	3	P
11: V11	P	P	P	1	2	1	3	P	P	3	0	P
12: V12	P	3	P	2	3	1	3	P	P	P	P	0

© UPSOR-EPITA-MICMAC

Figura 3-60. Matriz de impactos cruzados para las variables identificadas por la comunidad. Fuente: Elaboración propia, adaptada de MicMac.

Tabla 3-98. Valoración de influencia/dependencia para correlación.

Nº	VARIABLE	TOTAL DE FILAS	TOTAL DE COLUMNAS
1	V1	23	24
2	V2	25	26
3	V3	32	33
4	V4	29	28
5	V5	20	24
6	V6	30	29
7	V7	30	32
8	V8	21	23
9	V9	28	29
10	V10	28	23
11	V11	28	25
12	V12	30	28
Totales		135	135

Fuente: Elaboración propia.

La sumatoria de las calificaciones de influencia (fila) y dependencia (columna) de cada una

de las variables, manifiestan que las variables 3 (mantenimiento de las vías), 6 (deporte-lúdica y recreación para niños), 7 (fortalecer el liderazgo de la JAC) y el número 12 (construcción de tanque elevado) son reconocidas por parte de la comunidad como las que más influyen en las demás y por ende, resultan ser las más trascendentales para mejorar la calidad de vida en la Urbanización.

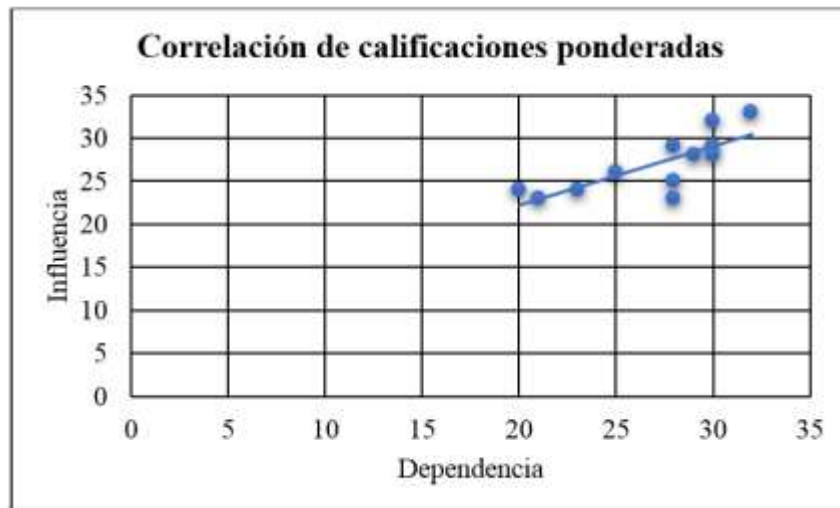


Figura 3-61. Correlación de las calificaciones ponderadas. Fuente: Elaboración propia.

La línea de tendencia está dada por la ecuación $Y = 0,6768X + 8,7256$.

Tabla 3-99. Interpretación de la correlación.

Interpretación de la correlación	
$r = -1$	Correlación inversa perfecta
$-1 < r < 0$	Correlación Inversa
$r = 0$	No hay correlación
$0 < r < 1$	Correlación directa
$r = 1$	Correlación directa perfecta

Fuente: Elaboración propia.

El factor de r entregado por Excel es de 0.77, constituyendo una correlación directa, es decir que al afectar una de las variables las demás se ajustan al cambio, deduciendo que las calificaciones de influencia y dependencia hechas por la población son fiables y válidas.

3.2.14. Estudio de Suelos para la Urbanización

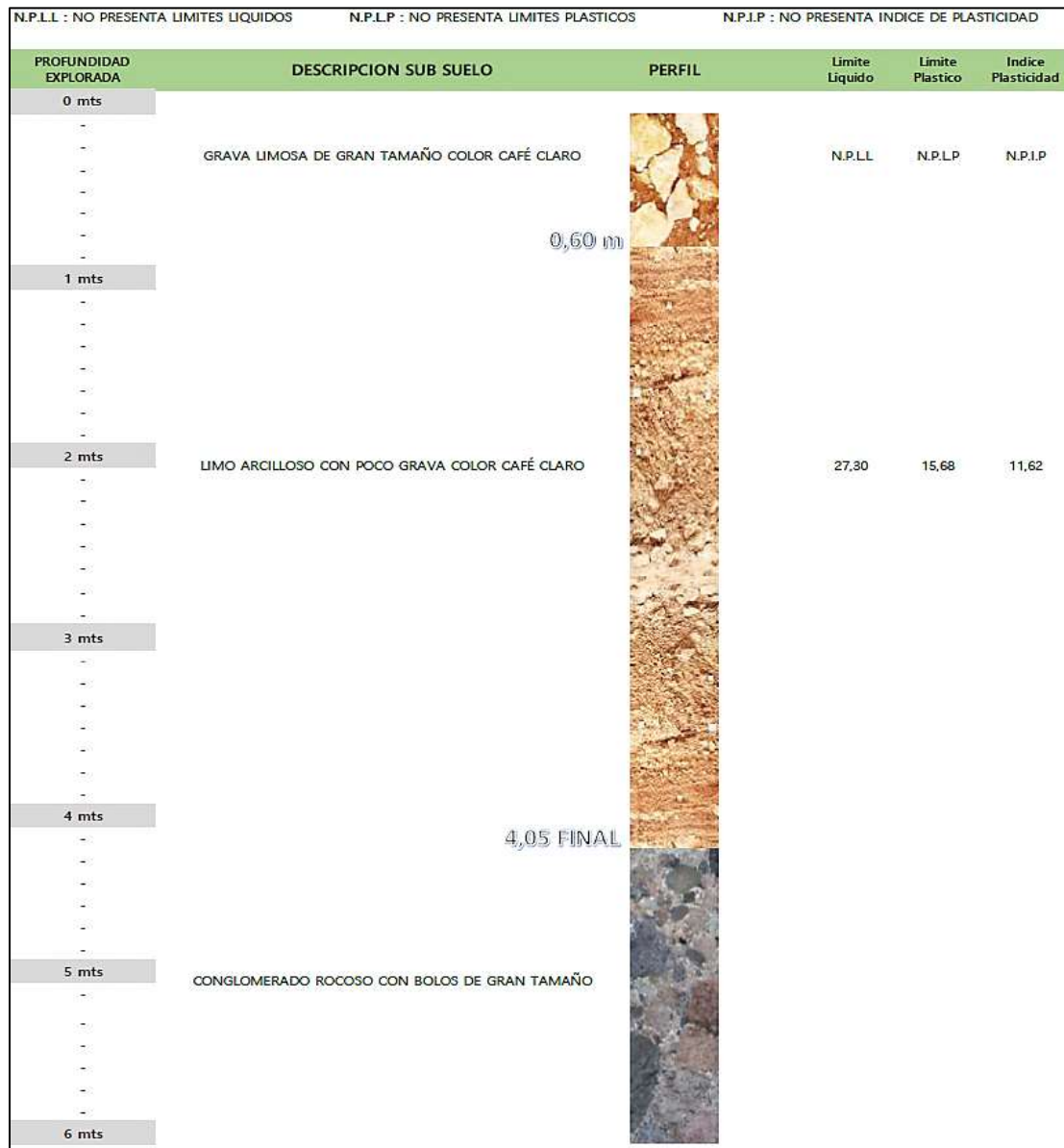


Figura 3-62. Perfil estratigráfico del sub suelo en la Urbanización. Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

Durante la ejecución de la perforación no fue posible detectar el nivel freático (N.F), debido a que en ningún momento se observó la presencia de agua en ninguno de los dos sondeos realizados.

El perfil estratigráfico generado por la empresa CIVILABINGENIERIA S.A.S, evidencia

que el subsuelo hasta los 6 metros de profundidad, está constituido por una secuencia de estratos cohesivos y no cohesivos, que desde los 0 metros hasta los 0.60 metros se hallan gravas limosas de coloración café claro, a partir de allí a los 4.05 metros, se ubica un estrato limo arcilloso, seguido de un conglomerado roco con bolos de gran tamaño.

La metodología sustentada en la NSR 10, título H.2.4 “suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos”, define el tipo de suelos presentes en el área de exploración en función de una serie de parámetros, dentro de los que se encuentra el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N , en golpes/pie, a lo largo de todo el perfil.

Tabla 3-100. Tipo de perfil del suelo de la Urbanización.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s $> \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s $> \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s $> \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) $> \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas ($H > 3$ m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad ($H > 7.5$ m con Índice de Plasticidad $IP > 75$) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda ($H > 36$ m)	

Fuente: Adaptada de la NSR 10, título A.2.4, 2010.

El número medio de golpes registrado por la empresa es de 17.48, ocasionando que el perfil del suelo sea clasificado como tipo D.

Tabla 3-101. Registro de ensayo SPT en la Urbanización.

Prueba N°	Penetración mts	Golpes Aplicados	Golpes corregidos	P. específico (ton/m ³)	Peso (ton/m ³)	V. Qadmisible (kg/cm ²)
1	0,80-1,25	28	11,2	1,63	2,038	4,769
2	1,25-1,70	36	21,7	1,72	0,887	9,295
3	1,70-2,15	39	12,7	1,82	3,027	5,450
4	2,15-2,60	42	17,6	1,87	1,836	7,536
5	2,60-3,05	39	11,5	1,83	3,746	4,899
6	3,05-3,50	41	14,5	1,81	2,589	6,194
7	3,50-3,95	42	11,3	1,79	4,482	4,823
8	3,95-4,25	45	12,8	1,93	4,011	5,463
9	4,40-4,85	45	10,5	2,04	5,884	4,510
10	4,85-5,30	43	11,5	1,97	4,558	4,897
11	5,30-5,75	44	9,5	1,99	6,885	4,076
12	5,75-6,00	41	9,4	2,06	6,093	4,038

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

El estrato de cimentación ideal determinado por la empresa CIVILABINGENIERIA S.A.S es aquel que se encuentra superior a los 1.50 metros de profundidad, razón por la que se recomienda cimentar a 1.50 metros de profundidad para no generar sobre costos en la fase de excavación y elaboración de las estructuras de cimentación. En este orden de ideas el número de golpes corregido por pie de penetración del ensayo SPT, dentro del estrato de cimentación considerado (1.50 m) es de 21.7, y el peso unitario obtenido allí resulta ser de 0.887 Ton/m².

La empresa recomienda realizar cimentación superficial por medio de zapatas, cuya relación B/L=1, por tal razón los parámetros de resistencia al corte con los que se debe realizar el diseño de las estructuras de cimentación otorgados por CIVILABINGENIERIA S.A.S son

- Cohesión $C = 0.00 \text{ KN/m}^2$.
- Angulo de fricción interna $\Phi = 27^\circ$.
- Peso unitario total $\gamma_T = 16.7 \text{ KN/m}^3$ (promedio).
- Carga admisible a 1.50 m = 121.76 KN/m².

El informe generado por la empresa CIVILABINGENIERIA S.A.S se encuentra en los

anexos 16 y 17.

3.2.14.1. Curva granulométrica muestra 1

Descripción del suelo: Grava limosa de gran tamaño color café claro.

Tabla 3-102. Granulometría de la muestra 1, sondeo 1, hecho en la Urbanización.

TAMIZAJE GRANULOMETRIA				
TAMIZ	PESO RETENIDO gr	PORCENAJE RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE PASA
3"	0,0	0,00	0,00	100,00
2"	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	89,0	7,16	7,16	92,84
1"	178,0	14,32	21,48	78,52
3/4"	150,0	12,07	33,55	66,45
3/8"	147,0	11,83	45,37	54,63
No. 4	58,0	4,67	50,04	49,96
No. 10	75,0	6,03	56,07	43,93
No. 40	165,0	13,27	69,35	30,65
No. 200	148,0	11,91	81,26	18,74
FONDO	233,0	18,74	100,00	0,00
TOTAL SUMAS		1010,0		

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

Tabla 3-103. Contenido de humedad de la muestra 1, sondeo 1 de la Urbanización.

CONTENIDO DE HUMEDAD	
P1	1335,0
P2	1243,0
W %	7,40

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

Tabla 3-104. Clasificación del material de la muestra 1.

CLASIFICACION DEL MATERIAL		
GRAVA	50,04	%
ARENA	31,21	%
FINOS	18,74	%
U.S.C		GM
A.S.T.H.O		A-1b

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

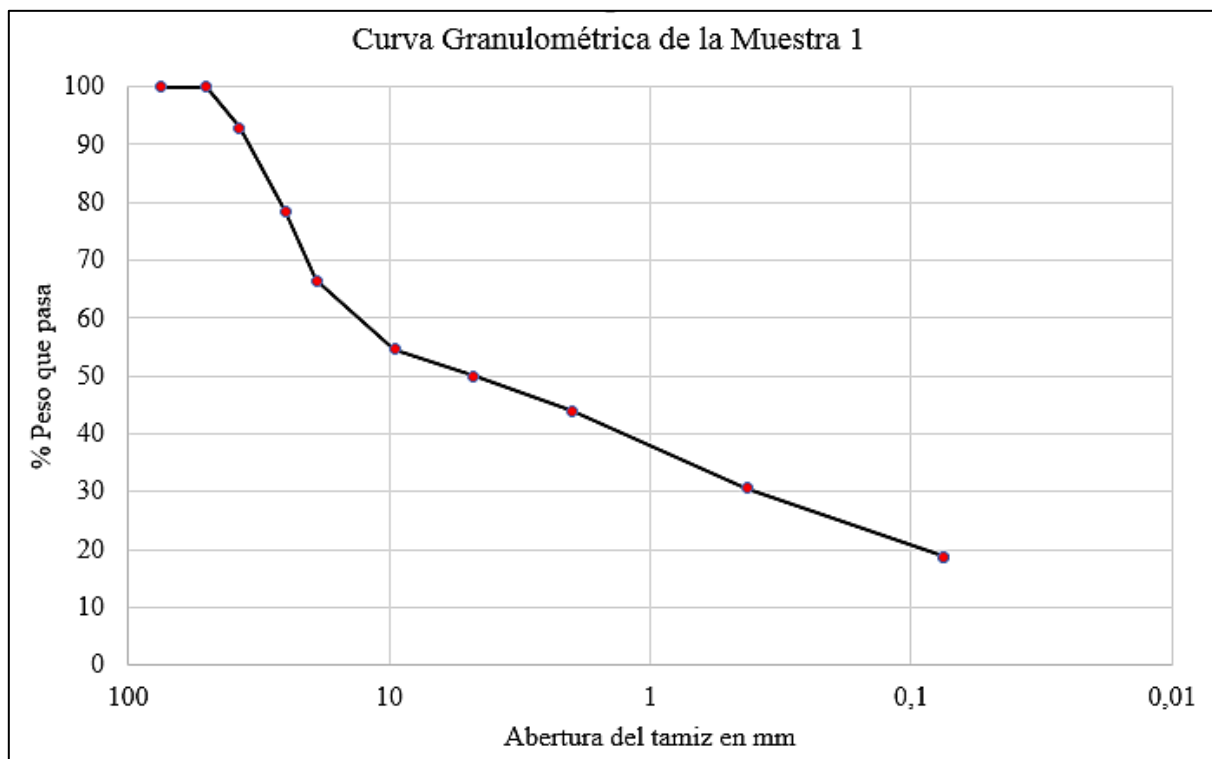


Figura 3-63. Curva granulométrica de la muestra 1. Fuente: Elaboración propia.

3.2.14.2. Curva granulométrica muestra 2

Descripción del suelo: Limo arcilloso con poca grava de coloración café claro.

Tabla 3-105. Granulometría de la muestra 2, sondeo 2, hecho en la Urbanización.

TAMIZAJE GRANULOMETRIA				
TAMIZ	PESO RETENIDO gr	PORCENAJE RETENIDO	% RETENIDO ACUMULADO	PORCENTAJE PASA
3"	0,0	0,00	0,00	100,00
2"	0,0	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	0,0	0,00	0,00	100,00
1"	118,0	12,55	12,55	87,45
3/4"	7,0	0,74	13,30	86,70
3/8"	15,0	1,60	14,89	85,11
No. 4	19,0	2,02	16,91	83,09
No. 10	41,0	4,36	21,28	78,72
No. 40	86,0	9,15	30,43	69,57
No. 200	193,0	20,53	50,96	49,04
FONDO	461,0	49,04	100,00	0,00
TOTAL SUMAS		479,0		

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

Tabla 3-106. Contenido de humedad de la muestra 2, sondeo 2, hecho en la Urbanización.

CONTENIDO DE HUMEDAD	
P1	1115,0
P2	940,0
W %	18,62

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

Tabla 3-107. Clasificación del material de la muestra 2.

CLASIFICACION DEL MATERIAL		
GRAVA	16,91	%
ARENA	34,04	%
FINOS	49,04	%
U.S.C	ML-CL	
A.S.T.H.O	A-6	

Fuente: Informe de suelos por CIVILABINGENIERIA S.A.S, 2018.

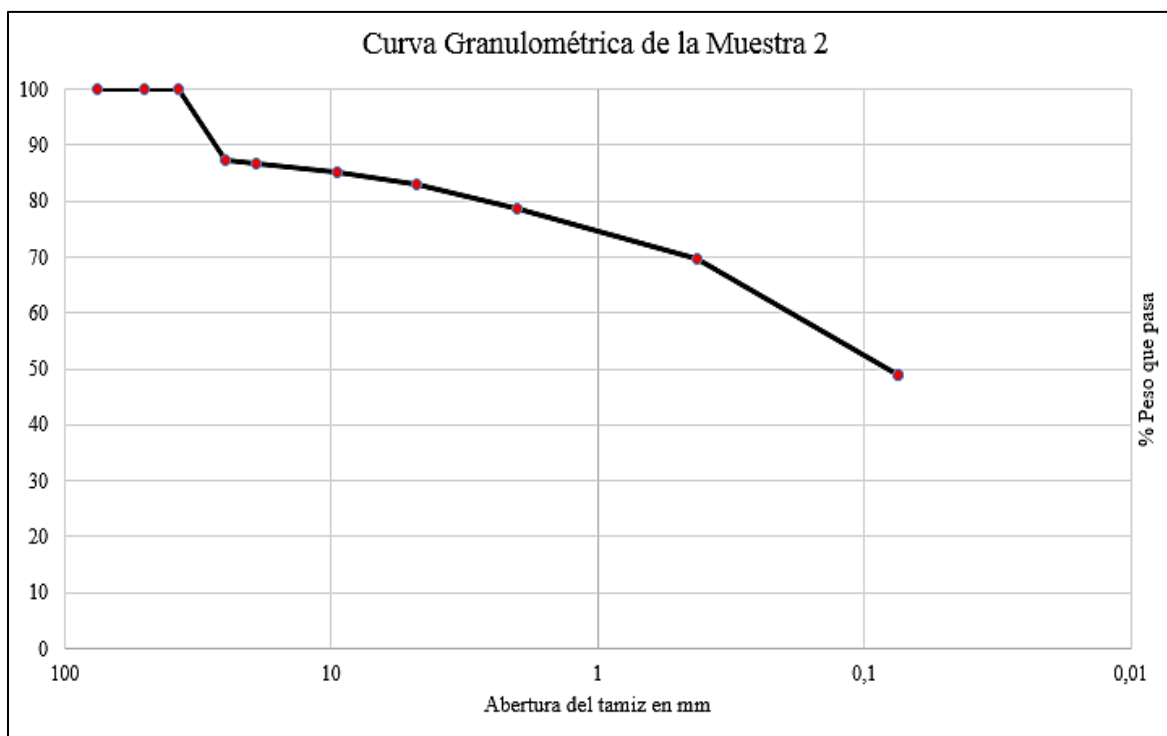


Figura 3-64. Curva granulométrica de la muestra 2, Urbanización Rincón de Las Margaritas. Fuente: Elaboración propia.

3.2.15. Cronograma

Tabla 3-108. Actividades de la red propuesta de distribución.

ID	ACTIVIDADES
1.1	Protección de arboles
2.1	Cortes
2.2	Fresado del asfalto
2.3	Demolición de piso exterior de concreto
2.4	Transporte mobiliario urbano
3.1	Descapote y limpieza del terreno con arbustos
3.2	Excavación de zanjas
3.3	Perfilado y refino de excavación, con medio manuales
3.4	Transporte dentro de la obra
3.5	Relleno de zanjas
3.6	Extendido, perfilado y refino de tierras
4.1	Tubería de PVC
5.1	Pavimento de mezcla bituminosa continuo en caliente
5.2	Tepe
6.1	Piso continuo de concreto impreso

Fuente: Elaboración propia.

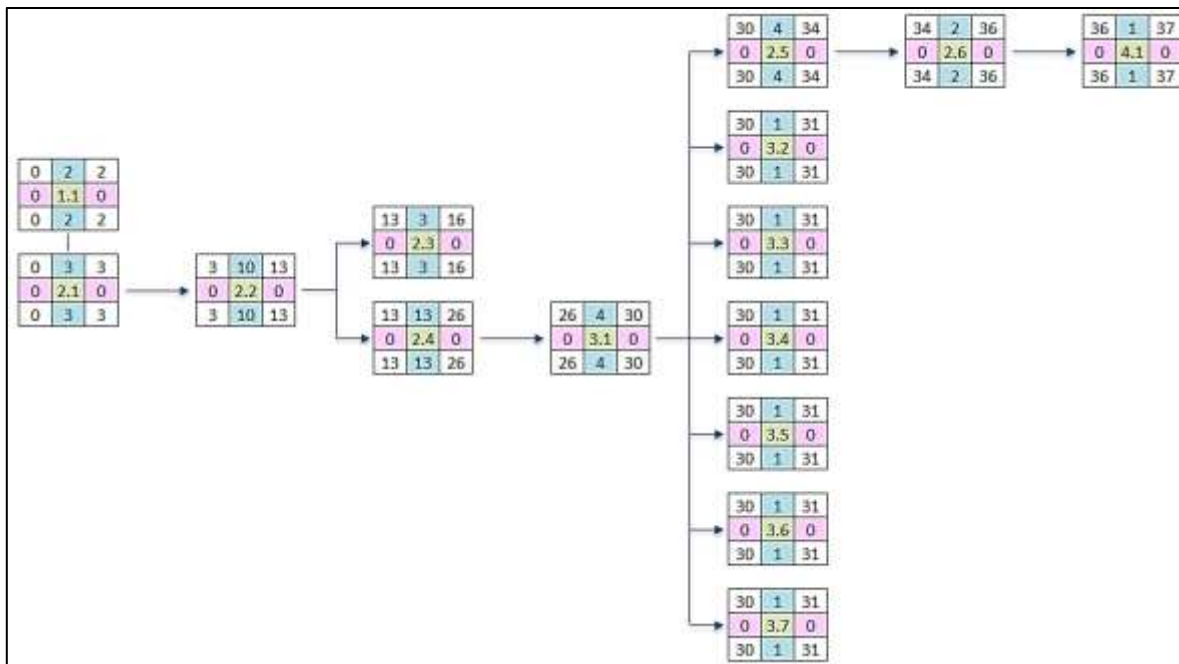


Figura 3-65. Diagrama de Pert para la construcción de la nueva red de suministro.

Fuente: Elaboración propia.

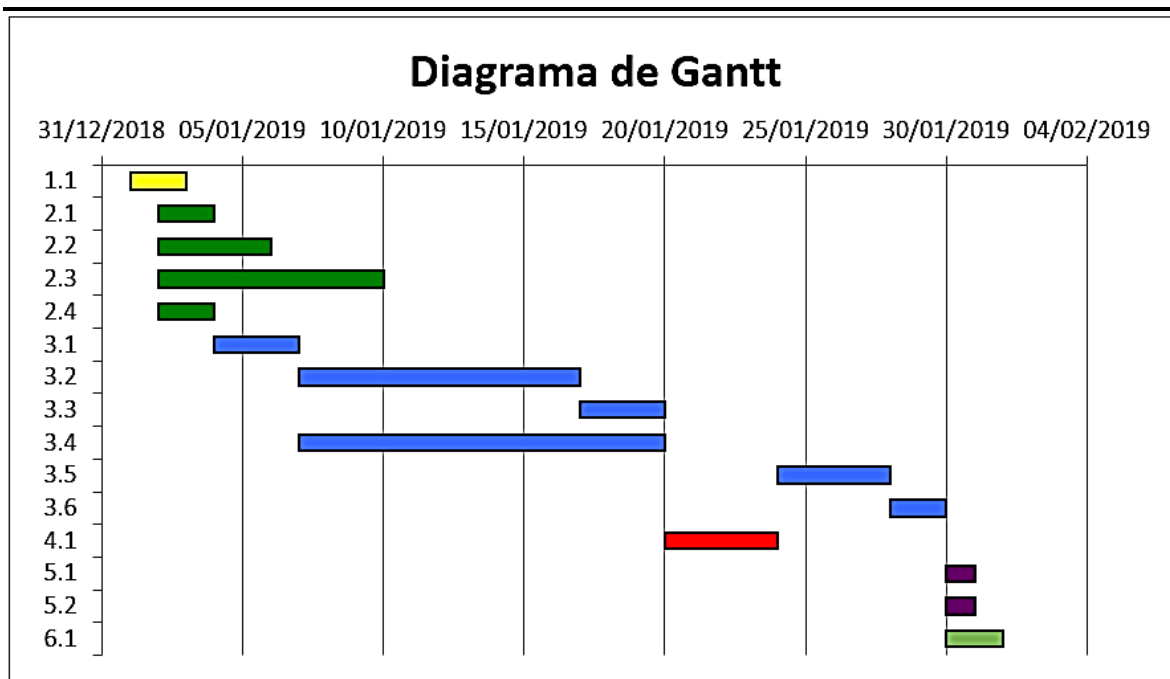


Figura 3-66. Diagrama de Gantt para la construcción de la nueva red de suministro.

Fuente: Elaboración propia.

El diagrama de Pert refleja que la ruta crítica de la obra corresponde a la generada por las actividades 1.1-3.1-3.2-3.4-4.1-3.5-3.6-6.1, con una duración mínima de 40 días. El anexo 17 posee las memorias de cálculo.

3.2.16. Análisis de Precios Unitarios para la Implementación de la Red Propuesta

Dado el tamaño del archivo, se decide adjuntar el archivo en Excel de los APU, contenidos en el anexo 18, y las cantidades se entregan en el anexo 19. Las actividades tenidas en cuenta en la elaboración del presupuesto se encuentran organizada en 6 capítulos: preliminares, demoliciones, acondicionamiento del terreno, instalaciones, urbanización interior del terreno, firmes y pisos urbanos. Los precios empleados corresponden a los presentados por la Agencia de Infraestructura del Meta para el año 2018, valores que deben ser rectificados para el momento en que se decida dar inicio a la construcción de la red.

Parte del área a intervenir se encuentra arborizada, es por ello que surge la necesidad de realizar una protección a 3 árboles presentes en la zona de trabajo, demandando el empleo de vallas trasladables de 3.50 metros por 2 metros, al igual que una base prefabricada en concreto, generando un costo directo de \$109,682 (ciento nueve mil seiscientos y ochenta y dos pesos) por unidad.

En la implementación de la red propuesta, se requiere realizar 61.279 metros lineales de corte en piso de aglomerado asfáltico y fresado, por un valor total de \$1'304,156.00. El capítulo de demoliciones también incluye el transporte de mobiliario urbano (0.560 m^3) y remoción de piso exterior de concreto (418.372 m^2), por otro lado, es necesario realizar la excavación, perfilación y refino de 693.491 m^2 .

El costo directo de la instalación de tubería en PVC, presentado en el anexo 18, incluye los equipos, maquinaria, accesorios hidráulicos y las acometidas que se requieran, y su unidad es el metro lineal, que a la fecha se cotiza en \$13,020 por unidad instalada, en el que como mano de obra se tuvo en cuenta un oficial de primera (plomero) y un ayudante.

Para la reparación de los pavimentos afectados en la instalación de la red, se hará uso de una mezcla bituminosa continua en caliente, con una capa de 8 cm de espesor, y como tamaño máximo del agregado de 16 mm, por un valor de \$15,019 por m^2 instalado. Conociendo las cantidades y los APU se pudo estimar que la obra de la nueva red tendrá un costo de \$147'848,128.

4. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los tanques de succión y regulación (obras a construir), al igual que el cuarto de bombas (estructura existente) ocupan en conjunto 147.02 m², que representa el 4.15% del área disponible por la Junta de Acción Comunal para adelantar nuevas obras civiles.

El terreno donde se encuentra asentada la Urbanización y en el que se proyecta adelantar la implementación de las estructuras hidráulicas, cuenta con una topografía llana, afirmación que se argumenta en el hecho de que las pendientes longitudinales de la poligonal abierta (ver tabla 3-82) no superan el 3%, pues estas oscilan entre 0.48% y 1.92%, sumado a la inspección visual hecha por el grupo de trabajo, curvas de nivel generadas cada 0.25 metros y los 2.5 metros de diferencia que existe entre el punto más alto y bajo del levantamiento.

De las 66 viviendas que componen el sector, tan solo el 13.64% son habitadas por sus propietarios, y el 86.36% viven en calidad de arrendatarios, para una densidad poblacional en la Urbanización de 0.04123 Hab/m², siendo la manzana C la que alberga al mayor número de personas, seguida por la B. Los recibos de servicios públicos en la ciudad de Villavicencio, clasifican a cada uno de los inmuebles de la Urbanización como estrato 3, no obstante, los ingresos en salarios mínimos de algunas familias residentes en el sector, mostrados por el anexo 3, permiten inferir que apenas les alcanza para satisfacer sus necesidades básicas, donde el 62.11 % devengan un sueldo entre 0 y dos salarios mínimos mensuales legales vigentes, desempeñando oficios como conductores, empleados de servicio doméstico, obreros de taller y vendedores.

Los avalúos de los predios por parte de la Secretaría de Hacienda Municipal de Villavicencio, deben ser actualizados, porque al día de hoy el cobro del impuesto predial se realiza como si fuesen lotes baldíos, sin construcción alguna.

El plano generado para la red de suministro actual de la Urbanización permite identificar el número exacto de nodos, la localización de las tuberías, sus especificaciones técnicas como diámetros de tubería y accesorios presentes, facilitando la realización de mantenimientos preventivos y correctivos en el futuro, sin embargo, los apiques realizados pusieron en

evidencia que las profundidades no se encuentran acordes a lo establecido por la normatividad vigente, a raíz de que solo los tramos CF, GH y el ducto que proviene del cuarto de bombas al nodo A, se sitúan a una distancia mínima de 60 cm por debajo de la rasante.

Con un volumen total de 145.6011 m^3 en el tanque de succión y 73.4051 m^3 en el de regulación, la comunidad va a adquirir la capacidad de contar con una reserva a tanques llenos de 219.0062 m^3 , alcanzando a suplir la demanda de 3 días de consumo máximo.

Desde un comienzo se proyectó que el abastecimiento a partir de la incorporación del tanque de regulación pudiera hacerse por gravedad, por ende se determinó que el tubo de descarga de la estructura a la red de distribución, debía situarse a una cota mínima de 434.4071 m.s.n.m., y una altura mínima de lámina de agua fijada en 435.85 m.s.n.m., ocasionando presiones en la tubería actual desde los 10.03 m.c.a (hidrante) a 11.57 m.c.a (nodo J), estos resultados atañen a los deducidos por los métodos de balance de masas y conservación de energía, mientras que el programa de simulación EPANET, muestra valores que oscilan entre los 10.7 m.c.a y 12.76 m.c.a., diferencia que puede ser ocasionada por la incorporación de elementos que no son tenidos en cuenta en el método analítico, tales como la categoría y patrones de la demanda (establecida por defecto en el programa), entre otros, pretendiendo representar el modo de funcionamiento real del sistema. Para la red propuesta los valores de presiones deducidas por los métodos analíticos se obtuvieron presiones en m.c.a. entre los 10.65 y 10.95.

Las unidades de bombeo de la Urbanización, cuentan con una potencia de motor que exceden la requerida para el sistema en 3 (la de 5.0 HP) y 2.5 (bomba 2.0 HP) veces, desencadenando cavitación por exceso de revoluciones, por tanto, la recomendación hecha a la comunidad fue la de adquirir unos nuevos equipos, siendo la bomba Barnes QFE 3 150 la que más se ajusta al sistema. No obstante la Junta de Acción Comunal, manifestó no disponer de recursos para la compra de dichas unidades, teniendo en cuenta que la normatividad exigen mínimo cuatro equipos de bombeo, dos para escalar el flujo desde el aljibe al tanque de succión, y otras dos para alimentar el tanque elevado, razón por la cual se optó por delimitar el diseño a las unidades con las que cuenta la Urbanización, para que a futuro solo deban realizar la compra de dos unidades de iguales características a la existentes, ajustándose a lo normado.

El estudio en prospectiva permitió establecer que la construcción del tanque elevado, es un elemento de alta incidencia en los deseos de la comunidad, que potencializara el bienestar y salud de los habitantes, influyendo de igual forma en el crecimiento económico del sector, ya que con un abastecimiento óptimo de agua, algunos pobladores se animarían a abrir establecimientos comerciales como restaurantes, tiendas y/o panaderías, acrecentando los ingresos familiares, mejorando la calidad de vida de los hogares . La construcción de los tanques también implicaría un reto administrativo para la Junta de Acción Comunal, apareciendo la necesidad de contar con un tesorero o alguien con conocimientos contables que pueda ejercer un mejor control financiero, consecuencia de un aumento en los ingresos por cobros mayores en la prestación del servicio de agua.

En lo referente al suelo, sabemos que el terreno en el que se situaron los tanques no es homogéneo, sino heterogéneo, es decir, presenta distintos componentes y propiedades que lo integran (rocas, limos, arcillas, residuos orgánicos o inorgánicos, restos de construcciones antiguas, etc), esto se debe a que, en sus inicios, el terreno era una cantera de agregados, que fue acondicionada en 1998 para dar inicio a la Urbanización.

El informe presentado por la empresa, expone que los rellenos, reemplazos o nivelaciones que se requieran en el proyecto, ha de realizarse con capas de material seleccionado de no más de 0.20 metros de espesor cada una, y compactadas por lo menos al 95% del Proctor Modificado.

Basados en el cronograma de obra establecido, la implementación de la red propuesta de suministro tomaría un tiempo mínimo 40 días calendario, con una inversión cercana a los \$147'848,128 (con precios unitarios fijados por el AIM para el 2018), suma que contempla la adecuación de las acometidas hasta la entrada de cada inmueble, es importante señalar que este valor puede variar al momento de iniciar con la construcción y, donde probablemente los precios unitarios pueden subir. En los accesorios cabe resaltar que estos están incluidos en el precio de la tubería a excepción de las válvulas ya que su costo es elevado.

Tabla 4-1. Relación de resultados obtenidos con objetivos propuestos.

Resultado	Objetivo Relacionado	Porcentaje de Desarrollo
Cartera del levantamiento topográfico de la Urbanización.	Objetivo específico 1	100%
Planos topográfico y catastral de la Urbanización.	Objetivo específico 1	100%
Estudio catastral y social de la Urbanización, donde se expongan características de los inmuebles y la población.	Objetivo específico 2	100%
Plano de la red actual de suministro de la Urbanización, con especificaciones técnicas de tubería y accesorios.	Objetivo específico 3 y 6	100%
Diseño hidráulico del tanque de succión, incluyendo planos y memorias de cálculo.	Objetivo específico 3	100%
Diseño hidráulico del tanque de regulación, incluyendo planos y memorias de cálculo.	Objetivo específico 3	100%
Propuesta de una nueva red de abastecimiento, incluye planos y memorias de cálculo.	Objetivo específico 4	100%
Diseño del sistema de bombeo desde la fuente de captación al tanque de succión, haciendo uso de las unidades de bombeo de la JAC, incluye planos y memorias de cálculo.	Objetivo específico 3	100%
Diseño del sistema de bombeo desde el tanque de succión al de regulación, haciendo uso de las unidades de bombeo de la JAC, incluye planos y memorias de cálculo.	Objetivo específico 3	100%
Análisis hidráulico de la red actual por los métodos de balance de masas y conservación de energía, incorporando el tanque regulador.	Objetivo específico 6	100%
Análisis hidráulico de la red propuesta por los métodos de balance de masas y conservación de energía, incorporando el tanque regulador.	Objetivo específico 6	100%
Simulación en Epanet de la red de distribución actual como propuesta, teniendo en cuenta el tanque elevado.	Objetivo específico 5	100%
Evaluación de la necesidad social del proyecto, mediante la implementación del método Delphi y matrices de impacto cruzado.	Objetivo específico 7	100%
Análisis de precios unitarios de las actividades necesarias para la adecuación de la nueva red de distribución.	Objetivo específico 8	100%
Cantidades de obra para la instalación de la nueva red de distribución.	Objetivo específico 8	100%
Cronograma de obra para la implementación de la nueva red propuesta, diagrama de Gant y Pert.	Objetivo específico 9	100%

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES Y TRABAJOS FUTUROS

5.1. Conclusiones

- En lo relacionado con la calidad de vida de los habitantes de la Urbanización, una de las motivaciones del presente trabajo y finalidad de la evaluación en prospectiva, se dio un paso importante con la culminación del proyecto, dado a que en la medida en que se implementen las estructuras hidráulicas, estas brindaran un servicio adecuado, atendiendo la necesidad de un abastecimiento continuo para la comunidad, respondiendo a los intereses manifestados por ellos mediante la identificación de las variables (tabla 3-97).
- Contar con una topografía llana, con pendientes menores al 2%, resultó ideal a la hora de realizar trazados directos en la red propuesta de distribución, evitando la aparición de sobre presiones en los nodos y generando menores movimientos de tierra al momento de la excavación de la zanja.
- Los diámetros de la red actual de suministro no cumplen con lo establecido por la resolución 0330 de 2017, en la que se obliga para sectores urbanos un diámetro mínimo de 75 mm (3 in) en las redes de distribución.
- La distancia vertical mínima de 0.3 metros en las tuberías de la red de suministro propuesta, con relación a los ductos de alcantarillado, no pudieron ser salvadas en su totalidad, dado a la carencia de espacio físico, por lo que se requieren encamisar 61.279 metros lineales en tuberías de un diámetro de 4 pulgadas, generando un incremento en los costos, consecuencia de la adquisición de 21 tubos de PVC por un valor de \$963,900.
- La configuración en malla de la red propuesta, aunque el montaje sea un poco más costoso, obedece al deseo de facilitar que cada punto de consumo cuente con más de una vía de flujo, generando una mayor seguridad en el servicio, ya que una avería en un tramo no acarrea un corte del suministro, pues el fluido puede ser llevado por tuberías alternas de la malla.
- Los bajos valores de las velocidades en ambas redes de suministro (ver tabla 3-96 y 3-94) se encuentran ligadas a las bajas demandas (tabla 3-49) con las que cuentan los nodos, situación que podría ser corregida disminuyendo el diámetro, pero la normatividad lo imposibilita.
- La Junta de Acción Comunal, con la puesta en funcionamiento de las obras diseñadas,

debe realizar el esfuerzo y ordenar la instalación de micromedidores en los inmuebles, acogiendo lo reglado por la resolución 373 de 1997 (por la cual se establece el programa para el uso eficiente y ahorro del agua), lo que ha de facilitar el cobro del servicio prestado con base al consumo, conllevando a una recuperación pronta del capital invertido en la implementación de las mejoras al sistema, sumado a que se incentiva el uso razonable del agua.

- Puestos en operación los tanques de succión y regulación, hay que destinar partidas presupuestales para la realización de mantenimientos preventivos cada 6 meses, para efectuar el lavado y vaciado de los sedimentos que se puedan acumular con el tiempo.
- La simulación en EPANET (figura 3-56 y 3-59), como los análisis hidráulicos (tabla 3-93 y 3-95) de los sistemas de abastecimiento, actual y propuesto, permitieron determinar que con una lámina mínima de agua de 435.85 m.s.n.m. del tanque elevado, es posible realizar el suministro por gravedad, generando una presión mínima de 10.03 m.c.a., suficiente para alimentar los depósitos de 500 y 1000 litros con los que cuentan los inmuebles, en el que el más alto se localiza en la vivienda A1 (de dos niveles), situándose a 8 metros de la rasante.
- La construcción de la nueva red de suministro, con acometidas, demandará de un tiempo de trabajo mínimo de 40 días y una inversión de \$147'848,128 (valor que puede variar dependiendo del año en que se inicien obras y ha de ser ajustado a los nuevos precios del mercado para la fecha de ejecución).
- Al incluir volúmenes adicionales de emergencia y de incendios en el diseño de los tanques, así como la ubicación de un hidrante, la Urbanización incrementará su resiliencia ante eventuales desastres o situaciones de emergencia.
- Los equipos de bombeo Barnes QFE 3 150, sugeridos a la Junta de Acción Comunal, generaran cavitación por exceso de revoluciones, situación que puede ser corregida al aumentar la altura estática de succión.

5.2. Trabajos Futuros

Se identificó que de momento no se cuenta con un sistema de tratamiento para el agua captada de la fuente subterránea, razón por la que a futuro el sistema de acueducto de la Junta de

Acción Comunal puede ser mejorado, al incluir estructuras enfocadas a potabilizar el agua. Como complemento al proyecto, se debe realizar a futuro el diseño estructural de los tanques de succión y regulación, al igual que el de cuartos de máquinas, con ello generar la opción de una inversión municipal para las obras propuestas.

Se debe realizar un análisis financiero que permita establecer el costo real del servicio, y generar una facturación acorde, permitiendo retornar la inversión hecha.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] UNICEF, «El agua potable y el saneamiento básico en los planes de desarrollo,» 2009. [En línea]. Available: <https://www.unicef.org/colombia/pdf/Agua3.pdf>. [Último acceso: 12 07 2018].
- [2] C. I. Vargas Ramírez, Consideraciones de Diseño y Calculo de las Instalaciones Hidraulicas en una Red de Distribución de Agua Potable, Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 2016.
- [3] Comisión Nacional del Agua, «Diseño, Construcción y Operación de Tanques de Regulación para Abastecimiento de Agua Potable,» 12 2007. [En línea]. Available: [http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/13Dise noConstruccionyOperacionDeTanquesDeRegulacion.pdf](http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/Libros/13Dise%20noConstruccionyOperacionDeTanquesDeRegulacion.pdf). [Último acceso: 02 10 2018].
- [4] E. U. Onofre Ledesma, «Universidad Nacional Autonoma de México,» 2014. [En línea]. Available: <http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/5929/Procedimiento%20constructivo%20de%20tanques.pdf?sequence=3>. [Último acceso: 3 Junio 2018].
- [5] H. A. Cárdenas Bañol y J. D. Jaramillo Díaz, «Número de Reynolds,» 2015. [En línea]. Available: <https://repository.uniminuto.edu/bitstream/handle/10656/4849/T.IC%20JARAMILLO%20DIAZ%20JULIAN%20DAVID.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. [Último acceso: 30 11 2018].
- [6] A. Martín Domingo, «Apuntes de mecánica de fluidos,» 05 2011. [En línea]. Available: <http://oa.upm.es/6934/1/amd-apuntes-fluidos.pdf>. [Último acceso: 30 1 2018].
- [7] R. Mollá, «Módulo: Abastecimiento y saneamiento urbanos,» EOI (Escuela de Organización Industrial), 2015. [En línea]. Available: <https://www.eoi.es/es/file/18411/download?token=gX0xQ45Q>. [Último acceso: 30 11 2018].

- 2018].
- [8] R. A. López Cualla, Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 2 ed., Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, 2003.
- [9] E. Astiarraga, «El método Delphi,» [En línea]. Available: http://www.prospectiva.eu/zaharra/Metodo_delphi.pdf. [Último acceso: 15 12 2018].
- [10] Viciministerio de Agua y Saneamiento Básico- Dirección de Desarrollo Sectorial, «Plan director de agua y saneamiento básico,» 08 2018. [En línea]. Available: <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/Plan%20Director.pdf>. [Último acceso: 16 10 2018].
- [11] P. Delgado Gómez, «Lo que falta en suministro de agua y alcantarillado en Colombia,» 26 07 2018. [En línea]. Available: <https://www.elespectador.com/economia/lo-que-falta-en-suministro-de-agua-y-alcantarillado-en-colombia-articulo-802501>. [Último acceso: 16 10 2018].
- [12] Ministerio de la Protección Social; Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Sostenible, «Resolución 2115 de 2007,» 06 2007. [En línea]. Available: http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/normativa/Res_2115_de_2007.pdf. [Último acceso: 16 10 2018].
- [13] Observatorio Ambiental de Bogotá, «Índice de Riesgo de la Calidad del Agua para Consumo Humano EAAB, ESP,» 2018. [En línea]. Available: <http://oab.ambientebogota.gov.co/es/indicadores?id=249>. [Último acceso: 12 07 2018].
- [14] M. Godet y P. Durance, «Prospectiva estratégica: problemas y métodos,» 01 2007. [En línea]. Available: <http://www.lapropective.fr/dyn/francais/memoire/Cajadeherramientas2007.pdf>. [Último acceso: 19 07 2018].
- [15] E. Maya, Métodos y técnicas de investigación: una propuesta ágil para la presentación de trabajos científicos en las áreas de arquitectura, urbanismo y disciplinas afines, México

D.F: Universidad Nacional Autónoma de México, 2014.

- [16] R. Hernández Sampieri, C. Fernández Collado y P. Baptista Lucio, «Metodología de la Investigación,» 2010. [En línea]. [Último acceso: 18 07 2018].
- [17] P. R. Wolf y C. D. Ghilani, Topografía, 11 ed., vol. 1, México D.F.: Alfaomega, 2009.
- [18] C. J. Botía Flechas, R. S. Pardo Pinzón, M. Rivas Diazgranados, W. E. Vargas Vargas, M. A. Rincón Villalba y C. J. González Vergara, Topografía aplicada para ingenieros, 1 ed., Bogotá D.C: Universidad Distrital Francisco José de Caldas, 2014.
- [19] Instituto Nacional de Vías, «Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito,» 2008. [En línea]. Available: <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/3807-manual-de-diseno-de-pavimentos-de-concreto-para-vias-con-bajos-medios-y-altos-volumenes-de-transito/file>. [Último acceso: 05 10 2018].
- [20] Departamento Nacional de Planeación, «Proyectos TIPO, construcción de pavimento rígido en vías urbanas de bajo tránsito,» 02 2017. [En línea]. Available: <https://proyectostipo.dnp.gov.co/images/pdf/pavimento/PTpavimento.pdf>. [Último acceso: 08 10 2018].
- [21] National Ready Mixed Concrete Association y Federación Iberoamericana del Hormigón Premezclado, «Hormigón, el concreto en la práctica, ¿qué, por qué y cómo? (CIP-16, resistencia a flexión del concreto),» 2010. [En línea]. Available: <https://www.nrmca.org/aboutconcrete/cips/CIP16es.pdf>. [Último acceso: 08 10 2018].
- [22] Asociación Colombiana de Productores de Concreto-ASOCRETO, Tecnología del concreto, materiales, propiedades y diseño de mezclas, Bogotá D.C: ASOCRETO, 2010.
- [23] H. A. Hernández Murcia y H. D. Sánchez Ramírez, «Comportamiento mecánico de una mezcla para concreto usando neumáticos triturados como reemplazo del 15%, 25% y 35% del volumen de agregado fino para un concreto con fines de uso estructural,» 2015. [En línea]. Available:

- <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/2937/4/TRABAJO%20DE%20GRADO%20COMPORTAMIENTO%20MEC%C3%81NICO%20DE%20UNA%20MEZCLA%20PARA%20CONCRETO%20.pdf>. [Último acceso: 08 10 2018].
- [24] Gravas y Arenas para Concretos S.A (GRAVICON), «Arena lavada,» [En línea]. Available: <http://www.gravicon.com.co/productos/88-arena>.
- [25] Ministerio de Desarrollo Económico, «Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS-2000 (título B),» 11 2000. [En línea]. Available: <http://www.ceo.org.co/images/stories/CEO/ambiental/documentos/Normas%20ambientales/1990-2000/2000/Resolucion%201096%20de%202000%20-%20Titulo%20B.pdf>. [Último acceso: 02 10 2018].
- [26] F. Corcho Romero y J. I. Duque Serna, Acueductos, teoría y diseño, Medellín: Universidad de Medellín, 1993.
- [27] Consorcio SIGA PLYMA (Colombo-Chileno), Concesión Tunel Aburra-Oriente S.A, «Actualización y complementación del componente biótico y socioeconómico del proyecto conexión vial Aburra-Oriente (usos del agua),» 3 2013. [En línea]. Available: https://www.cornare.gov.co/Audiencias_Publicas/Caracter_Ambiental/Tunel_de_Oriente/EIA-2013/Anexos/Anexos3/Anexo3.24-Uso-del-Agua.pdf. [Último acceso: 03 10 2018].
- [28] Alcaldía de Villavicencio, «Mi municipio,» 2017. [En línea]. Available: <http://www.villavicencio.gov.co/Paginas/default.aspx>. [Último acceso: 12 10 2018].
- [29] Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), «Atlas climatológico,» 2017. [En línea]. Available: <http://documentacion.ideam.gov.co/openbiblio/bvirtual/023777/CLIMA.pdf>. [Último acceso: 11 10 2018].
- [30] Periódico del Meta, «IDEAM declaró alerta roja en dos municipios del Meta por altas temperaturas,» 16 03 2018. [En línea]. Available: <https://periodicodelmeta.com/ideam-declaro-alerta-roja-en-dos-municipios-del-meta-por-altas-temperaturas/>. [Último acceso:

12 10 2018].

- [31] Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, «Resolución 0330 de 2017,» 06 2017. [En línea]. Available: <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf>. [Último acceso: 03 10 2018].
- [32] Empresas Públicas de Medellín-EPM, «Normas de diseño de sistemas de acueducto de EPM,» 2009. [En línea]. Available: https://www.epm.com.co/site/portals/0/centro_de_documentos/normasdisenosistemasacueducto.pdf. [Último acceso: 03 10 2018].
- [33] Universidad del Tolima, «Diseño hidráulico del reservorio apoyado, tanque elevado y cisterna (fuente de abastecimiento río La China),» 2009. [En línea]. Available: <https://es.scribd.com/document/973779/DISENO-HIDRAULICO-DEL-RESERVORIO-TANQUE-CISTERNA>. [Último acceso: 12 10 2018].
- [34] E. J. Portillo Orellana, «Análisis y diseño para estructuras de hormigón armado en tanques elevados,» Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 2009.
- [35] PAVCO, «Manual técnico tubosistemas PEAD para conducción de agua potable,» [En línea]. Available: <https://pavco.com.co/download/5>. [Último acceso: 24 11 2018].
- [36] J. S. De Plaza Solorzano, «Ejercicios prácticos en Epanet,» 2017. [En línea]. Available: <http://www.unipiloto.edu.co/descargas/LibroEpanet.pdf>. [Último acceso: 4 01 2019].
- [37] Alcaldía Municipal de Villavicencio, «Acuerdo 287 de 2015,» 2017 04 21. [En línea]. Available: http://antigua.villavicencio.gov.co/index.php?option=com_docman&task=doc...88. [Último acceso: 21 08 2018].
- [38] Instituto Geográfico Agustín Codazzi, «¿Cuál es la diferencia entre un avalúo catastral y uno comercial?,» [En línea]. Available: <https://www.igac.gov.co/es/contenido/cual-es-la-diferencia-entre-un-avaluo-catastral-y-uno-comercial>. [Último acceso: 22 08 2018].
- [39] Departamento Administrativo Nacional de Estadística, «Preguntas frecuentes

-
- estratificación,» [En línea]. Available: https://www.dane.gov.co/files/geoestadistica/Preguntas_frecuentes_estratificacion.pdf. [Último acceso: 22 08 2018].
- [40] I. Ramírez Píazon y A. Gutiérrez Sánchez, «Brecha digital en Colombia,» [En línea]. Available: https://cintel.co/wp-content/uploads/2013/05/23.Brecha_Digital_Brecha-Digital-En-Colombia.pdf. [Último acceso: 27 12 2018].
- [41] Revista Dinero, «Si hay más tecnología , hay menos pobreza,» 1 1 2015. [En línea]. Available: <https://www.dinero.com/pais/articulo/importancia-banda-ancha-para-colombia/204447>. [Último acceso: 27 12 2018].
- [42] Ministerio de Desarrollo Económico, «Resolución 1096 de 2000,» 17 11 2000. [En línea]. Available: <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/1096%20-%202000.pdf>. [Último acceso: 12 10 2018].

ANEXOS

Anexo 1 – Plano de la tubería de distribución actual.

Anexo 2 – Cartera de campo.

Anexo 3 – Estudio catastral y encuesta.

Anexo 4 – Cálculos hidráulicos.

Anexo 5 – Plano catastral.

Anexo 6 – Plano curvas de nivel y puntos del levantamiento topográfico.

Anexo 7 – Plano de detalles del tanque semienterrado.

Anexo 8 – Plano del nuevo cuarto de bombas.

Anexo 9 – Plano de detalles del tanque elevado.

Anexo 10 – Plano de la tubería actual con los tanques.

Anexo 11 – Plano de la tubería propuesta con los tanques.

Anexo 12 – Plano del hidrante y cajas de inspección.

Anexo 13 – Simulación Epanet red actual.

Anexo 14 – Simulación Epanet red propuesta.

Anexo 15 – Estudio de suelos.

Anexo 16 – Informe estudio de suelos.

Anexo 17 – Cronograma de obra.

Anexo 18 – Análisis de precios unitarios.

Anexo 19 – Cantidades de obra.

Anexo 20 – Plano tubería de desagüe.

Anexo 21 – Plano del cuarto de bombas actual.