	UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA			
	Documento	Código	Fecha	Revisión
	FORMATO HOJA DE RESUMEN PARA TRABAJO DE GRADO	F-AC-DBL-007	10-04-2012	A
Dependencia		Aprobado	Pág.	
DIVISIÓN DE BIBLIOTECA		SUBDIRECTOR ACADEMICO	1(362)	

RESUMEN – TRABAJO DE GRADO

AUTORES	ÁLVARO CAÑIZAREZ ORTIZ ELKIN JAIR SÁNCHEZ VILA
FACULTAD	INGENIERÍAS
PLAN DE ESTUDIOS	INGENIERÍA CIVIL
DIRECTOR	FRANCISCO ALFONSO DURÁN CASTRO
TÍTULO DE LA TESIS	ACTUALIZACIÓN PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE ACUEDUCTO INDEPENDIENTE DE AGUA POTABLE PARA LA UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA, SEDE EL ALGODONAL, CON EL APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE LA QUEBRADA DE LAS LISCAS

RESUMEN (70 palabras aproximadamente)

EN ESTE TRABAJO, SE PRESENTA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE ACUEDUCTO INDEPENDIENTE, PLANTA DE TRATAMIENTO Y RED DE DISTRIBUCIÓN, A PARTIR DE LOS CUALES SE BENEFICIARÍA TODA LA COMUNIDAD QUE HACE PARTE DE LA UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA EN SU SEDE EL ALGODONAL, PARA SU ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE TRATADA MEDIANTE UN PROCESO DE FILTRACIÓN LENTA Y CONTANDO CON LA QUEBRADA LAS LISCAS COMO FUENTE DE CAPTACIÓN. ADEMÁS, SE DETALLA EL COSTO DE INVERSIÓN Y FACTIBILIDAD DE LOS DISEÑOS PROPUESTOS.

CARACTERÍSTICAS

PÁGINAS: 362	PLANOS:	ILUSTRACIONES:	CD-ROM: 1
---------------------	----------------	-----------------------	------------------



ACTUALIZACIÓN PROPUESTA DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE
ACUEDUCTO INDEPENDIENTE DE AGUA POTABLE PARA LA UNIVERSIDAD
FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA, SEDE EL ALGODONAL, CON EL
APROVECHAMIENTO DEL AGUA DE LA QUEBRADA DE LAS LISCAS

AUTORES:

ÁLVARO CAÑIZAREZ ORTIZ

ELKIN JAIR SÁNCHEZ VILA

Trabajo de Grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero Civil

Director:

FRANCISCO ALFONSO DURÁN CASTRO

Ingeniero Especialista

UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA

FACULTAD DE INGENIERÍAS

INGENIERÍA CIVIL

Ocaña, Colombia

agosto de 2019

Dedicatoria

Dedico este trabajo de grado a Dios por haberme permitido llegar hasta este punto que algún día me propuse lograr. Hoy, con esfuerzo y dedicación y con la paciencia necesaria, logro cumplir aquella meta que había estado siempre en mi mente y que se marca como el comienzo de grandes propósitos por cumplir.

A mis padres, por su amor, por su paciencia y comprensión ante las adversidades y sacrificios para poder lograr este paso tan grande que agradezco con todo el corazón.

A mis dos hermanos, Jairo y Aleiro, que aunque no están conmigo, sé lo orgullosos que estarían de mí porque siempre quisieron que saliera adelante y que a pesar de no tenerlos presente, son parte de mi vida y de cada cosa que hago.

A mis sobrinos, Juan y Samuel, por ser mi inspiración y mis motivos para salir adelante, por ser la razón por lo cual quiera cumplir mis metas y por quienes quiero lograr mis propósitos.

A Elkin Sánchez, mi gran amigo y compañero por su acompañamiento, dedicación, compromiso y el apoyo que me brindó a lo largo de este proceso, lo cual nos permitió culminar con éxito nuestro proyecto.

Álvaro Cañizarez Ortiz

Dedicatoria

Este trabajo de grado lo dedico principalmente a Dios por darme salud, sabiduría e inteligencia para culminar esta etapa importante en mi vida.

A mis padres, María Elena Vila y Carlos Alberto Sánchez, por ser las personas más importantes que tengo en mi vida; son un apoyo incondicional en mi formación como ser humano y profesional. Por darme la motivación y acompañamiento durante este proceso de aprendizaje y superación.

A mi hermano y a mis sobrinas, por ser esas personas especiales, que siempre han creído en mí y me han dado fuerza para no desistir en mis metas.

A mi amigo y compañero de estudio Álvaro Cañizarez, quien siempre estuvo durante este proceso de aprendizaje. Colega con quien esfuerzo, trabajo y dedicación hicimos realidad una de muchas metas trazadas en nuestras vidas.

Elkin Jair Sánchez Vila

Agradecimientos

Agradecemos al Ingeniero Francisco Alfonso Durán Castro por apoyarnos en el proceso y acompañamiento como director, siendo fundamental para cada etapa de la realización de este trabajo de grado.

A la Ingeniera Aura Sugey Pacheco Arias, por ser un apoyo en la realización del proyecto y por estar siempre dada a colaborar en todos los aspectos que estuvieron a su alcance y fueron fundamentales para la realización del proyecto.

A la Ingeniera Dibrey Paola Quintero y al Ingeniero Jonathan Carrascal Becerra, como jurados del proyecto por su paciencia y colaboración a lo largo de la realización del proyecto y por su disposición a aportar con su experiencia en la culminación de este.

A todas aquellas personas, amigos, compañeros y personal de la UFPSO, que estuvieron siempre dados a colaborar y por medio de los cuales se pudieron llevar a cabo muchas etapas del presente proyecto.

Índice

Capítulo 1. Actualización propuesta de diseño de un sistema de acueducto independiente de agua potable para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Sede el Algodonal, con el aprovechamiento del agua de la Quebrada de las Liscas	1
1.1 Planteamiento del problema	1
1.2 Formulación del problema.....	3
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo general.....	3
1.3.2 Objetivos específicos.....	3
1.4 Justificación.....	4
1.5 Delimitaciones.....	6
1.5.1 Delimitación conceptual.....	6
1.5.2 Delimitación geográfica.....	7
1.5.3 Delimitación temporal.....	7
1.5.4 Delimitación operativa.....	7
 Capítulo 2. Marco Referencial	 8
2.1 Marco histórico.....	8
2.2 Marco contextual.....	13
2.3 Marco conceptual.....	14
2.4 Marco teórico.....	23
2.5 Marco legal.....	23
 Capítulo 3. Diseño Metodológico	 26
3.1 Tipo de investigación	26
3.2 Población y Muestra.....	26
3.2.1 Población universo.....	26
3.2.2 Muestra.....	27
 Capítulo 4. Presentación de resultados	 28
4.1 Etapa de planeación para el proyecto de acueducto (Actividad preliminar).....	28
4.1.1 Diagnóstico del municipio.....	28

4.1.2 Geología, geomorfología, suelos y geotecnia.	40
4.1.3 Trabajo de campo y de oficina.....	46
4.2 Diagnóstico, evaluación y estudio de la zona que involucra el diseño del sistema de acueducto desde las Liscas hasta la UFPSO, así como la captación que existe actualmente por parte de la universidad desde dicho sector.....	47
4.2.1 Condiciones preliminares correspondientes a la zona de estudio.	47
4.2.2 Aforos realizados en la fuente hídrica (Quebrada las Liscas).....	50
4.2.3 Análisis de la calidad del agua (Quebrada las Liscas).....	59
4.3 Determinación de la ubicación de la fuente de captación y de los elementos que hacen parte del sistema de acueducto de acuerdo a las características y topografía de la zona.....	69
4.4 Diseño del sistema de acueducto propuesto	74
4.4.1 Proyección de la población.	76
4.4.2 Diseño de la bocatoma de fondo.	90
4.4.3 Línea de aducción.	106
4.4.4 Desarenador.	120
4.4.5 Diseño de la línea de conducción.....	138
4.4.6 Planta de Tratamiento de Filtración Lenta.....	157
4.4.7 Tanque de almacenamiento.....	195
4.4.8 Red de distribución.	203
4.5 Determinación del presupuesto y la factibilidad del sistema de acueducto independiente propuesto.....	233
4.5.1 Presupuesto.	233
4.5.2 Estudio de factibilidad del proyecto.....	243
Capítulo 5. Conclusiones	257
Capítulo 6. Recomendaciones	262
Referencias.....	266
Apéndices.....	271

Lista de tablas

Tabla 1. Sección transversal Corte A Aforo en época de verano	51
Tabla 2. Sección transversal Corte B Aforo en época de verano.....	52
Tabla 3. Tiempos de recorrido Aforo en época de verano.....	53
Tabla 4. Sección transversal Corte A Aforo en época de invierno.....	54
Tabla 5. Sección transversal Corte A Aforo en época de invierno.....	55
Tabla 6. Tiempos de recorrido Aforo en época de verano.....	56
Tabla 7. Consideraciones para el cálculo del caudal ecológico.....	58
Tabla 8. Procesos mínimos de tratamiento en función de la calidad de agua de la fuente	62
Tabla 9. Cotas del perfil de la topografía Quebrada las Liscas – UFPSO	71
Tabla 10. Registro histórico de estudiantes y egresados.....	75
Tabla 11. Registro histórico de administrativos, docentes, docentes ocasionales y catedráticos .	75
Tabla 12. Registro histórico población total de la UFPSO – Sede el Algodonal	76
Tabla 13. Población proyectada calculada con el método aritmético	78
Tabla 14. Población proyectada calculada con el método geométrico	80
Tabla 15. Tasa de crecimiento para población futura método exponencial.....	82
Tabla 16. Población proyectada calculada con el método exponencial.....	83
Tabla 17. Cálculo de población proyectada con los métodos aritmético, geométrico y exponencial	84
Tabla 18. Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.....	85
Tabla 19. Caudales de diseño.....	87
Tabla 20. Proyección de población y demanda de consumos.....	89
Tabla 21. Aforos realizados en el sitio de captación (Quebrada las Liscas).....	93
Tabla 22. Cálculo de cotas tubería de exceso	105
Tabla 23. Cotas del perfil y pendiente de la línea de conducción.....	138
Tabla 24. Relación de módulos de elasticidad de agua y del material de la tubería.....	152
Tabla 25. Relación diámetro-espesor (RDE) para tuberías PVC línea de conducción.....	153
Tabla 26. Cálculo espesor tubería RDE21 línea de conducción	153
Tabla 27. Regla de aforo para vertedero triangular de 90° en el canal de distribución	172
Tabla 28. Especificaciones para el diseño del sistema de distribución y drenaje.....	173
Tabla 29. Parámetros de diseño del medio filtrante.....	179
Tabla 30. Características del lecho filtrante de los Filtros Lentos en Arena	180
Tabla 31. Pérdidas por accesorios (Filtro Lento).....	185
Tabla 32. Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena.....	186
Tabla 33. Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada	187
Tabla 34. Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena	189
Tabla 35. Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena.....	191
Tabla 36. Suministros por gravedad continua por 24 horas.....	196
Tabla 37. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento	201
Tabla 38. Profundidades máximas en la red de distribución para la UFPSO	206
Tabla 39. Profundidades mínimas a cota clave de la tubería	206
Tabla 40. Profundidades de instalación de las tuberías en la Red Distribución de la UFPSO ...	207

Tabla 41. Descripción áreas de influencia de los nodos	213
Tabla 42. Caudales por nudo de acuerdo al área de influencia.....	216
Tabla 43. Diámetros calculados para los tramos de las tuberías de la red de distribución	220
Tabla 44. Distancias entre hidrantes	225
Tabla 45. Diámetros para los hidrantes según diámetro de tuberías.....	227
Tabla 46. Diámetros de tubería ajustados en el diseño de la red de distribución con respecto a la red actual.....	230
Tabla 47. Relación diámetro-espesor (RDE) para tuberías de PVC Red de Distribución.....	231
Tabla 48. Cálculo de golpe de ariete para la red de distribución.....	232
Tabla 49. Estructura de Desglose de Trabajo	235
Tabla 50. Presupuesto Sistema Acueducto, Planta Tratamiento y Red Distribución UFPSO...	238
Tabla 51. Ahorro en la inversión de tuberías	243
Tabla 52. Detalle de los pagos realizados por la UFPSO a ESPO – Año 2012 a 2018.....	246
Tabla 53. Relación de pagos de Acueducto y Aseo para los años 2012 a 2018	247
Tabla 54. Material requerido para mantenimiento de la planta de tratamiento	249
Tabla 55. Costos por mantenimiento	250
Tabla 56. Costos administrativos.....	250
Tabla 57. Cálculos flujo esperados por concepto de acueducto de la UFPSO	252
Tabla 58. Evaluación de los flujos de caja.....	253
Tabla 59. Evaluación del flujo de los egresos e ingresos	254
Tabla 60. Evaluación del proyecto de inversión.....	255
Tabla 61. Valor Presente Neto individual y acumulado	256

Lista de Figuras

Figura 1. Ubicación geográfica de la zona de estudio	47
Figura 2. Tanque, captación artesanal Quebrada Las Liscas	50
Figura 3. Sección transversal del cauce en época de verano	51
Figura 4. Sección transversal del cauce en época de verano	52
Figura 5. Aforo en la Quebrada las Liscas.....	53
Figura 6. Sección transversal del cauce en época de invierno.....	54
Figura 7. Sección transversal del cauce en época de invierno.....	55
Figura 8. Aforo “Quebrada Las Liscas”	56
Figura 9. Toma de la muestra de agua para análisis en laboratorio.....	60
Figura 10. Resultados de Análisis Físicoquímicos y microbiológicos de muestra de agua Quebrada las Liscas	61
Figura 11. Realización de topografía zona involucrada en el diseño de acueducto	70
Figura 12. Zona de ubicación de la bocatoma	71
Figura 13. Perfil del terreno de la zona que involucra la zona de estudio Quebrada las Liscas- UFPSO.....	73
Figura 14. Perfil línea de conducción Desarenador-Tanque.....	140
Figura 15. Componentes y procesos que integran Filtración Lenta en Múltiples Etapas.....	163
Figura 16. Planta de Tratamiento Filtro Lento.....	164
Figura 17. Raspado de la capa superior de arena.....	189
Figura 18. Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante.	192
Figura 19. Lavado de arena manual.....	193
Figura 20. Esquema conceptual de un sistema de lavado de arena	193
Figura 21. Otras alternativas de lavado manuales	193
Figura 22. Curva de consumo horario.....	198
Figura 23. Curva integral. (2019)	198
Figura 24. Rango de presiones de servicio en la red de distribución para la UFPSO calculadas mediante el software EPANET 2.0.....	208
Figura 25. Valores presiones de servicio calculados mediante software EPANET 2.0.	209
Figura 26. Caudales ingresados al software EPANET 2.0	217
Figura 27. Modelación hidráulica red de distribución mediante software EPANET 2.0	221
Figura 28. Modelación hidráulica mediante el software EPANET 2.0	222
Figura 29. Rango de velocidades para cada tramo de la red de distribución de la UFPSO en EPANET 2.0	223
Figura 30. Disposición de los hidrantes en el campus universitario.....	226
Figura 31. Nudos red mediante modelación hidráulica EPANET 2.0.....	228
Figura 32. Tuberías red mediante la modelación hidráulica mediante software EPANET 2.0 ..	228
Figura 33.Red de Distribución UFPSO modelada mediante software EPANET 2.0.	229
Figura 34. Tuberías con diámetro ajustado.....	230

Lista de Apéndices

Apéndice A. Bocatoma de fondo Planta – Corte Transversal	272
Apéndice B. Línea de Aducción Bocatoma - Desarenador	273
Apéndice C. Desarenador	274
Apéndice D. Tanque de almacenamiento	275
Apéndice E. Planta de Tratamiento Filtro Lento	276
Apéndice F. Planos Topográficos	280
Apéndice G. Análisis de Precios Unitarios (A.P.U.)	282
Apéndice H. Cantidades de obra totales por unidad de medida	344

Capítulo 1. Actualización propuesta de diseño de un sistema de acueducto independiente de agua potable para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Sede el Algodonal, con el aprovechamiento del agua de la Quebrada de las Liscas

1.1 Planteamiento del problema

En la actualidad, el abastecimiento de agua es una necesidad de muchas comunidades; estas buscan que por medio de los elementos y componentes de una obra física se soporte un diseño de un sistema de acueducto apropiado conforme a la normativa vigente de manera que satisfaga todas aquellas actividades que hacen parte de su aprovechamiento, adecuado tratamiento, almacenamiento y distribución. A pesar que la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña (UFPSO) cuenta actualmente con el servicio de agua potable prestado por la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña (ESPO), abastecida desde el tanque de Buenavista, esta puede contar con un sistema de acueducto independiente aprovechando el agua de la quebrada de las Liscas como parte de la captación para el funcionamiento del mismo. Por otro lado, la UFPSO cuenta actualmente con problemas de abastecimiento de agua potable por parte de esta empresa, contando con una tubería de 2 pulgadas que no resulta ser suficiente para toda la comunidad. Además, el sistema de acueducto actual con que cuenta, carece de presión debido a las conexiones fraudulentas de construcciones que se han venido realizando a sus alrededores y por ende a puntos de fuga generados, volviendo más crítico las 2 pulgadas de tubería para abastecer de agua potable a la universidad. Por otro lado, se tiene en cuenta para la realización de

este proyecto, que en el año 2004, Leonard Gómez Castillo y Alver Edgardo Picón Ovallos, realizaron un diseño de acueducto para la Universidad en mención, el cual, requiere ser actualizado conforme a la normativa vigente y demás parámetros de diseño actuales.

La UFPSO cuenta con el abastecimiento del agua de la quebrada las Liscas mediante un tanque construido artesanalmente que presenta problemas por ser este muy pequeño. De este modo, no existe un diseño de todo el sistema de acueducto que involucre desde la captación, el desarenador, la línea de aducción, el tanque de almacenamiento y distribución desde el sector de las Liscas. Además, en este lugar, existe una línea de aducción que necesita ser optimizada.

Un problema evidente, es la captación actual que existe desde las Liscas, ya que cuando hay precipitaciones, el tanque se tapa de sedimentos y partículas como la arena, pues no cuenta con ningún tipo de rejilla ni control de desagüe, por lo cual esta se colapsa y tapa la manguera que abastece a la Universidad. Esto, obliga a hacer presencia en el lugar y hacer la respectiva limpieza. Del mismo modo, la línea de aducción, no cuenta con válvulas, ventosas o purgas que permitan drenar o disminuir la compresión en el interior de los conductos, sino que tiene puntos identificados donde se suelta y el aire sale por ahí, implicando realizar un trabajo manual periódicamente. En el sector de las Liscas, además de no contar con un diseño de acueducto conforme a la normatividad vigente, no se tiene una topografía del lugar ni se conoce el caudal que existe allí, volviéndose esto una necesidad para poder realizar un diseño de acueducto óptimo que beneficie a la UFPSO en agua potable. Las malas condiciones del sistema de acueducto con el que cuenta la universidad y por ende su sistema de abastecimiento de agua potable, se refleja de forma negativa en el desarrollo económico de esta misma, debido a que las

actividades propias que requieren este recurso son afectadas, tales como el consumo humano, la ganadería, el riego y demás actividades agrícolas que no son garantizadas.

1.2 Formulación del problema

¿De qué forma contribuiría un sistema de acueducto independiente para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña?

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general. Actualizar la propuesta de diseño de un sistema de acueducto independiente de agua potable para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Sede El Algodonal, con el aprovechamiento del agua de la quebrada de las Liscas.

1.3.2 Objetivos específicos.

- Realizar un estudio de la zona que involucra el sistema de acueducto desde las Liscas hasta la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Sede El Algodonal, basados en levantamiento topográfico, aforos y parámetros de la calidad del agua.
- Determinar el tipo de acueducto más apropiado de acuerdo con las características de la zona y la ubicación de la fuente de agua.

- Plantear el diseño de los diferentes elementos que componen el sistema de acueducto, como bocatoma, aducción, desarenador, planta de tratamiento de agua potable, conducción y red de distribución.
- Determinar el presupuesto y la factibilidad de un diseño de acueducto independiente para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Sede El Algodonal.

1.4 Justificación

Un sistema de abastecimiento de agua potable es necesario para trasladar agua para consumo humano de una fuente a una comunidad y pueda satisfacer la demanda de tal consumo. Es necesaria la construcción de un sistema de acueducto que suministre agua a una población específica.

De la misma forma, el diseño de un sistema de acueducto, desde su planificación debe ir enfocado en garantizar que el agua que llega en este caso, a la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, sea apta para el consumo humano para lo cual, se debe considerar un diseño de una planta de tratamiento de agua potable (PTAP) que permita obtener las condiciones mínimas de la calidad del agua, y esté conforme a las actividades o el uso que se dé a esta, considerando que en este lugar se llevan a cabo diferentes actividades productivas, procesamiento de alimentos, riego, ganadería y el consumo humano por parte de toda la comunidad que hace parte de la universidad. Así mismo, no contar con un sistema de acueducto independiente se refleja en el desperdicio de un recurso que está disponible para ser aprovechado en un diseño de acueducto de agua potable óptimo y preste un servicio eficiente. Por lo tanto, se tiene en cuenta el

aprovechamiento de agua para abastecimiento de la universidad, de tal modo esta sea recogida desde la fuente de captación de las Liscas implementando un diseño de sistema de acueducto conforme al RAS 2000 y sea transportada a través de tuberías hacia una fuente que será de uso público para que estas finalmente abastezcan a las personas que demandan el servicio de agua potable y se abastezca de igual forma las actividades que lo requieran.

Contar con un diseño de un sistema de acueducto independiente que aproveche el agua de la quebrada de las Liscas y por ende beneficie a toda la universidad, optimizaría su total funcionamiento pues el sistema artesanal con el que se cuenta actualmente desde ese lugar presenta problemas periódicos sobretudo en épocas de altas precipitaciones. Además, evitaría realizar trabajos manuales por parte de personal que debe estar en el sitio haciendo mantenimiento o revisiones que en un diseño óptimo se evitarían. A pesar que la UFPSO cuenta con el servicio de agua potable por parte de la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña (ESPO), se requiere que exista un sistema de acueducto de agua potable óptima, ya que con el que cuenta, presenta problemas de presión y por ende de abastecimiento. De este modo, un sistema de acueducto independiente teniendo como punto de partida la captación en el sector de las Liscas, aumentaría el abastecimiento y beneficiaría a toda la universidad y sería un sistema de acueducto para su completo funcionamiento.

Con la propuesta de diseño del sistema de acueducto se conocerán las interacciones entre sus componentes y elementos, los cuales serán ajustados a la realidad dentro del modelo desarrollado. De igual forma se hace necesario realizar los estudios topográficos, localizaciones, aforos, calidad del agua, calcular la presión, velocidad, tamaño y mejor ubicación de las tuberías

y obras de concreto como tanques de almacenamiento y captaciones, así como el diseño de la planta de tratamiento de agua potable.

Con el fin de prestar un servicio oportuno se recurre a la fuente de abastecimiento de la quebrada de las Liscas donde se propondrá un diseño adecuado independiente de agua potable para la UFPSO que comprenderá desde la captación hasta la distribución del servicio al usuario final. Al aprovechamiento de las aguas para consumo en acueducto se incorpora paulatinamente otros usos como las actividades diarias que se realizan en la universidad. El sistema mismo y los usos finales de este, hacen que su operación tenga un alto grado de complejidad lo cual exige un mayor cuidado en su planeamiento.

Finalmente, la prioridad en la operación está dada por la prestación del servicio de acueducto en cuanto al logro de los objetivos con el servicio de este. Con base en esta premisa se busca maximizar los beneficios y minimizar los costos. El modelo que se pretende desarrollar, se limita a optimizar la operación de un sistema de acueducto independiente de agua potable para la UFPSO.

1.5 Delimitaciones

1.5.1 Delimitación conceptual. El proyecto estará enfocado en el estudio de un sistema de acueducto independiente de agua potable compuesto por un sistema de captación, desarenador, línea de aducción, tanque de almacenamiento y red de distribución de la UFPSO desde la captación de la quebrada de las Liscas, así como de la planta de tratamiento de agua potable

(PTAP). Del mismo modo, la consideración de aspectos como demanda de agua, fuentes de abastecimiento de agua, captaciones de agua superficial, aducciones, conducciones, redes de distribución, tanques de almacenamiento y aspectos normativos del RAS 2000.

1.5.2 Delimitación geográfica. El proyecto se llevará a cabo desde el sector de las Liscas como fuente de captación hasta la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña.

1.5.3 Delimitación temporal. Para la realización del proyecto se tendrá en cuenta un tiempo de cuatro meses calendario, a partir de la aprobación del anteproyecto.

1.5.4 Delimitación operativa. Este proyecto estará limitado a la propuesta de diseño de un sistema de acueducto independiente para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña que permita su abastecimiento de agua potable. No incluye la implementación del sistema de acueducto.

Capítulo 2. Marco Referencial

2.1 Marco histórico

Molina en el 2014 dice que un acueducto se define como un conducto artificial para trasladar agua desde una fuente de abastecimiento y que puede ser utilizada para consumo en viviendas, riego o recolecta y para transportar aguas residuales (alcantarillado). El primer acueducto se denominó “Jerwan”, construido en el año 700 a.C., en Nínive, capital de Asiria. En esa misma época, Ezequías, rey de Judá (715 a 586 a.C.), planificó y construyó un sistema de abastecimiento de agua de 30 km de longitud para la ciudad de Jerusalén. (p. 17)

El sistema de transporte de agua más extenso de la antigüedad fue quizá el construido por los romanos. El primero que construyeron, Aqua Apia, era un acueducto subterráneo de 16 km de longitud. Fue erigido durante el mandato de Apio Claudio (llamado el Ciego), por lo cual se llamó posteriormente Vía Apia, hacia año 310 a.C. El primer acueducto romano que transportaba el agua sobre la superficie del suelo fue el Aqua Marcia, en Roma; tenía una longitud de 90 km y fue construido por el pretor Marcio en el año 144 a.C. La sección de este acueducto, soportada por puentes, medía unos 16 km. Diez acueductos suministraban agua a la antigua ciudad de Roma, unos 140.000 m³ de agua al día. En la actualidad se encuentran porciones de ellos que todavía están en funcionamiento, y proporcionan agua a las fuentes de Roma. Los antiguos

romanos también construyeron acueductos en otros lugares de su imperio, muchos de los cuales se mantienen todavía en buen estado: el acueducto sobre el canal de Francia; el de Segovia en España y el de Éfeso en Turquía. A partir del siglo XIX el aumento de la población en las zonas urbanas obligó a realizar grandes obras de conducción y tratamiento de las aguas. Se comenzaron a utilizar las instalaciones de conducción de sifón basadas en el empleo de distintas presiones. Los acueductos modernos han modificado su estructura y están integrados por grandes tuberías de hierro, acero o cemento. Su función es suministrar agua a grandes zonas secas (California) y distribuirla en amplias zonas de regadío (Francia). En tiempos más recientes se han construido extensos acueductos en Europa. El acueducto que transporta agua a Glasgow mide 56 km; el de Marsella, terminado en 1847, 97 km; el de Manchester tiene 154 km de longitud; el de Liverpool mide 109 km; y el segundo acueducto Kaiser Franz Joseph, en Viena mide 232 kilómetros. Por otra parte, en EEUU se han construido complejos sistemas de acueductos para transportar agua a las ciudades como Boston, Baltimore, Washington, St. Louis, Nueva York y Los Ángeles.

El sistema de acueductos que suministra agua a la ciudad de Nueva York tiene más de 322 km de longitud; la mayor parte es subterránea. Los principales acueductos bajo la ciudad de Nueva York se encuentran de 60 a 180 metros por debajo del nivel del mar. El acueducto Delaware transporta diariamente 3 millones de m³ de agua desde los Montes Catskill a Nueva York; su longitud, 137 km, lo convierte en el túnel de transporte continuo más largo del mundo.

De otro lado, el poderoso imperio Romano llegó a tener doce acueductos, el más antiguo de los cuales era el Aqua Appia cuya construcción fue debida a Apio Claudio el Ciego y se inauguró en el año 312 a.C. con un recorrido de más de 1,6 kilómetros. Además, otros tres acueductos fueron construidos en los siglos III y II a.C.: Aqua Anio Vetus, Aqua Marcia y Aqua Tepula. El impulso definitivo vino dado por Augusto y su yerno Agripa, que repararon los antiguos acueductos y construyeron otros nuevos, algunos de los cuales, como el Aqua Virgo, se han mantenido ininterrumpidamente en uso. Por su parte, los emperadores Claudio y Trajano dieron su nombre al Aqua Claudia y al Aqua Traiana, este último con casi 60 kilómetros de recorrido. El último de los acueductos de Roma fue el Aqua Alexandrina, de 22 kilómetros de longitud, obra de Alejandro Severo en 226 d.C. Con todo ello, se calcula que Roma llegó a disponer de un millón de metros cúbicos de agua al día para cubrir las necesidades de una población en constante aumento y para alimentar las once grandes termas, los aproximadamente 900 baños públicos y las casi 1.400 fuentes monumentales y piscinas privadas.

En Latinoamérica, las culturas indígenas aztecas, en México; mayas, en Guatemala; e Incas en Perú y Bolivia, crearon verdaderas obras de ingeniería para abastecer a sus poblaciones. Un ejemplo nacional es el acueducto de Guayabo, Turrialba, construido hace más de 1.000 años y declarado Patrimonio de la Ingeniería por la Asociación Americana de Ingenieros (2009). Así mismo, en 1804, John Gill desarrolló, en Escocia, el primer suministro de agua potable filtrada trasladada a Glasgow. En 1806, en París, se comenzó a operar la mayor

planta potabilizadora de la época, con un sedimentador y un filtro de arena y carbón, con 12 y 6 horas de tiempo de retención, respectivamente. En 1827 el inglés James Simpton construyó un filtro “lento” de arena muy efectivo para potabilizar el agua. No obstante, el mayor desarrollo en plantas potabilizadoras se dio después de 1854, con el descubrimiento de John Snow de que el agua contaminada del pozo en Golden Square (Londres), era la causa del brote del cólera. (Noriega, 2014, p. 33)

Según afirma Rodríguez (2017), 17 de abril de 1886 en Colombia, se firmó el contrato para la provisión de agua a Bogotá por tubería de hierro, ratificado y aprobado por el Concejo Municipal mediante el Acuerdo 23 de 1886 donde se les dio a los contratistas, por 70 años, el privilegio exclusivo para establecer, usar y explotar en Bogotá y Chapinero acueductos de tubería de hierro; se les concedieron los derechos que tenía la ciudad sobre el uso de los ríos, quebradas, fuentes y vertientes; se les cedieron los acueductos existentes para que les dieran el uso más apropiado dentro del proyecto general de aprovisionamiento a la ciudad; se les cedieron las rentas, auxilios y subvenciones de que gozaba el Ramo de Aguas; se les concedió el permiso de llevar el agua hasta las casas de los particulares, es decir, establecer un servicio domiciliario; se les puso a su disponibilidad y sin ningún gravamen los terrenos que necesitaran para las obras y el municipio se comprometió a que adelantaría las expropiaciones que se requirieran para ese fin; se les otorgó la excepción de impuestos municipales y la ciudad solicitó la de los nacionales y del Distrito Federal. (p. 28)

Por otro lado, en la actualidad, el sistema de distribución de la ciudad de Ocaña, cuenta con varios tanques de almacenamiento que mantienen durante el día niveles óptimos, situación que garantiza la no necesidad de bombear las 24 horas, si se tiene en cuenta que para la prestación del servicio de acueducto se utiliza el rebombeo para distribuir el agua a diferentes sectores. En esta ciudad, adicionalmente a la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña (ESPO S.A), existen dos acueductos: el Acueducto Independiente La Esmeralda (ASOUAIN) y la Asociación de Amigos y Usuarios del Acueducto Independiente (ADAMIUAIN), organizados para satisfacer las necesidades de la comunidad con un costo mínimo, es de aclarar que la infraestructura del tanque de ASOUAIN cuenta con el diseño adecuado y estudios que garantizan la potabilidad del agua que se consume. La cobertura del servicio de acueducto para el área urbana es del 95.6 %, de esta cobertura el 89.5% administra la ESPO S.A., el 0.2% corresponde al acueducto independiente la ESMERALDA y el 5.8% al acueducto independiente ADAMIUAIN. (Haddad, 2011, p. 43)

De otra parte, "Diseño Sistema de Acueducto para la Universidad Francisco de Paula Seccional Ocaña", es un proyecto realizado en el año 2004 por Leonard Gómez Castillo y Alver Edgardo Picón Ovallos, fue un diseño que realizaron con el fin de atender la necesidad básica de abastecimiento de agua potable. Del mismo modo, proporcionar el diseño de un sistema de acueducto en el cual se señalaron los elementos que garantizan el suministro de agua potable para la universidad en mención. Es preciso resaltar que tal diseño no fue implementado, por lo que se hace necesaria su actualización.

2.2 Marco contextual

El desarrollo del presente proyecto, teniendo en cuenta su zona de estudio, se realiza desde el corregimiento de las Liscas, que a su vez hace parte de la división territorial rural del Municipio de Ocaña, en donde se encuentra ubicada la quebrada que lleva su mismo nombre, hasta la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, UFPSO, la cual se abastecería con la propuesta de diseño del sistema de acueducto.

De la misma manera, se contará con información acerca del personal que hace parte de la universidad, como docentes, administrativos y estudiantes de los diferentes programas que allí se ofrecen. Además, se tendrá en cuenta el proyecto “Diseño de Sistema de Acueducto para la Universidad Francisco de Paula Santander Seccional Ocaña”, realizado en el año 2004 por Leonard Gómez Castillo y Alver Edgardo Picón Ovallos, el cual será necesario para actualizar condiciones y parámetros de diseño ajustados a este proyecto.

Con base en lo anterior, se podrán definir los parámetros de diseño de los diferentes elementos que hacen parte del sistema de acueducto, así como de la planta y red de distribución contemplados bajo el alcance de este proyecto; costo y factibilidad, de tal manera que se pueda tener conocimiento a partir del estudio y evaluación realizados, de las implicaciones que conlleva la ejecución de un sistema de acueducto independiente para la UFPSO.

2.3 Marco conceptual

Según el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS (2000), “un acueducto es un canal que es diseñado para transportar agua con el fin de abastecer una población. Estos pueden ser canales abiertos o cerrados, tuberías, o túneles también se pueden encontrar en puentes elevadizos donde se cruza un canal” (p.7).

Sistemas de acueducto. Como afirma Ramírez (2017) de la Universidad Católica de Colombia, “es el conjunto de instalaciones que conducen el agua desde su captación en la fuente de abastecimiento hasta la acometida domiciliaria en el punto de empate con la instalación interna del predio a suministrar el servicio de agua potable”. (p. 16)

La fuente de abastecimiento. Se consideran fuentes de abastecimiento todas las aguas provenientes de cursos o cuerpos superficiales o subterráneos. Son las fuentes de agua que se convierten en el suministro del sistema, es el elemento primordial para un sistema de agua potable. Básicamente su ubicación, tipo, cantidad y calidad se define de acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistema por gravedad y de bombeo. Si es por gravedad la fuente de agua debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya por la tubería usando solo la fuerza de la gravedad. Y por bombeo la fuente de agua se encuentre en las partes bajas o subterráneas lo que se hace necesario transportar el agua mediante sistema de bombeo hasta llegar al tanque de almacenamiento. (Ramírez C. , 2016, p.18)

Bocatoma. Según Rocha F., (2003), “bocatomas son las estructuras hidráulicas construidas sobre un río o canal con el objeto de captar, es decir, extraer una parte o la totalidad del caudal de la corriente principal”. (p. 7)

Aducción. Es el tramo donde se conduce el agua cruda desde la captación hasta la planta de tratamiento. Esta conducción puede realizarse por medio de canales abierto debido a que no se le ha realizado ningún tipo de tratamiento, se recomienda que sea lo más corta posible. (Ramírez C. , 2016, p. 154)

Desarenador. La profundidad efectiva para el almacenamiento de arena en el desarenador. Es la primera estructura en el proceso de tratamiento del agua, es una estructura hidráulica que tiene como función de remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite pasar. Es una estructura diseñada para retener la arena que traen las aguas. (Ramírez, 2016, p. 12)

Las obras de conducción. Las tuberías que llevan el agua hasta la red de distribución se llaman conducción, y son el quinto componente del sistema de acueducto. Se tienen en cuenta para la elaboración de los diseños, así como características hidráulicas, características físicas y accesorios para la conducción. (López C., 1995, p. 205)

Diseño. Para todos los niveles de complejidad, los diseños para construir las obras de los Sistemas de Agua Potable y Saneamiento Básico son obligatorios y

deben garantizar el cumplimiento de los requisitos, parámetros y normas técnicas establecidas por el RAS. Estos diseños deben contemplar todos los estudios hidráulicos, sanitarios, estructurales, geotécnicos, mecánicos, eléctricos, ambientales y en general todas actividades propias de los Sistemas de Agua. (Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, 2000)

Planta de tratamiento de agua potable. Como afirma Carmen, (2018), “una planta o estación de tratamiento de agua potable es un conjunto de estructuras y sistemas de ingeniería en las que se trata el agua de manera que se vuelva apta para el consumo humano”. (p. 28)

Coagulación (mezcla rápida). Según Cárdenas (2000), “es un proceso de desestabilización química de las partículas coloidales que se producen al neutralizar las fuerzas que los mantienen separados, por medio de la adición de los coagulantes químicos y la aplicación de la energía de mezclado”. (p. 182)

Floculador (mezcla lenta). La floculación es el proceso que sigue a la coagulación, que consiste en la agitación de la masa coagulada que sirve para permitir el crecimiento y aglomeración de los flóculos recién formados con la finalidad de aumentar el tamaño y peso necesarios para sedimentar con facilidad. (Cárdenas A., 2000, p. 192)

Sedimentación. El agua coagulada y floculada pasa a una cámara de sedimentación dotada con sedimentación en tubos de alta tasa (placas inclinadas) para aumentar la eficiencia de clarificación con poco espacio. El agua clarificada sale por la parte superior del tanque sedimentador mientras que el lodo removido pasa al fondo del tanque en donde son removidos cada cierto tiempo mediante la apertura automática de una válvula de deslode que se maneja por medio de un temporizador. (Calvo, 2015, p. 203)

Filtración. El agua clarificada pasa a un tanque de almacenamiento que sirve de alimentación para las bombas que inyectan el agua al filtro de arena y antracita, para eliminar partículas sólidas de hasta 1.0 micra. A lo que después del filtro, se adiciona el desinfectante de manera proporcional al caudal tratado. (Calvo, 2015, p. 212)

Tanque de almacenamiento. Es la estructura donde se desea retener un determinado volumen de aguas en determinado tiempo. El objetivo de los tanques de almacenamiento de agua tratada es compensar la diferencia de volumen entre el consumo y el suministro del a la población con el fin de garantizar el suministro del líquido a los usuarios. (Ramírez C., 2016, p. 54)

Redes de distribución. La red de distribución es el conjunto de tuberías destinadas al suministro en ruta de agua potable a las viviendas y demás establecimientos municipales, públicos y privados. Estas redes parten de los

tanques de almacenamiento y/o compensación e incluyen además de las tuberías, los nudos, las válvulas de control, las válvulas reguladoras de presión, las ventosas, los hidrantes. (Ramírez C. , 2016, p. 108)

Caudal de diseño. Según E.P.M., (2009) “es el caudal estimado con el cual se calculan estructuras de un sistema determinado. Se ha de determinar a un horizonte de 25 años, teniendo en cuenta cantidad de habitantes y evolución de la población, principalmente”. (p. 28)

Caudal máximo diario, QMD. Según el RAS (2000), “corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas a lo largo de un período de un año. Se calcula multiplicando el caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario, k_1 ”. (p. 37)

Caudal máximo horario, QMH. Como afirma el RAS (2000), “corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio. Se calcula como el caudal máximo diario multiplicado por el coeficiente de consumo máximo horario, k_2 ”. (p. 38)

Caudal medio diario, Qmd. Según el RAS (2000), “corresponde al promedio de los consumos diarios de caudal en un período de un año, proyectado al horizonte de diseño”. (p. 38)

Uso residencial. Según el RAS (2000), se deben tener en cuenta disposiciones tales que el consultor debe justificar la proyección de la dotación para las diferentes etapas de construcción de las obras del sistema de acueducto y para el

período de diseño de cada uno de sus componentes; debe atenderse lo estipulado en el artículo 15 de la Ley 373 de 1997, sobre uso eficiente y ahorro del agua, o la norma que la modifique, adicione o sustituya, sobre la utilización de equipos. (p. 58)

Uso comercial. Según el RAS (2000), “para establecer el uso comercial, el consultor debe utilizar un censo comercial y realizar un estimativo de consumos futuros. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados de demandas. El uso comercial también incluye el uso en oficinas”. (p. 39)

Uso industrial. Según el RAS (2000), “para estimar el uso industrial, el consultor debe utilizar censos industriales y estimativos de consumos futuros. Deben estudiarse los consumos puntuales o concentrados demandados con el fin de establecer los posibles grandes consumidores”. (p. 40)

Uso rural. Según el RAS (2000), “el consultor debe utilizar los datos del censo rural y estimar los consumos futuros”. (p. 40)

Uso para fines públicos. Según el RAS (2000), “el consumo para uso público utilizado en los servicios de aseo, riego de jardines y parques públicos, fuentes públicas y demás, se estimará entre el 0 y el 3% del consumo medio diario doméstico, siempre y cuando no existan datos disponibles”. (p. 42)

Uso escolar. Según el RAS (2000), “se debe analizar y cuantificar detenidamente la dotación de uso escolar de acuerdo con las características de los establecimientos de educación”. (p. 43)

Uso institucional. Como lo afirma el RAS (2000), “deben identificarse los establecimientos y predios que requieran una dotación especial debido a las características de sus actividades, tales como hospitales, cárceles, hoteles, entre otros”. (p. 43)

Oferta. Según Dombeck (2009), “es el recurso de agua con el que se cuenta, puede ser un río, una quebrada, un lago, u otra fuente”. (p. 108)

Demanda. Según el RAS (2000), “es la cantidad o la capacidad real del recurso agua que necesita cada uno o toda la comunidad para poder abastecerse en un periodo de diseño”. (p. 73)

Parámetros químicos del agua. Según Barrenechea (2016), “el agua, como solvente universal, puede contener cualquier elemento de la tabla periódica. Sin embargo, pocos son los elementos significativos para el tratamiento del agua cruda con fines de consumo o los que tienen efectos en la salud del consumidor”. (p. 52)

Calidad del agua. La calidad del recurso se define como la capacidad intrínseca que posee el agua para responder a los usos que se podrían obtener de ella, incide en la salud tanto de los ecosistemas que habitan en la misma como en el bienestar del ser humano, de la calidad del recurso depende tanto la biodiversidad como la

calidad de los alimentos, la salud humana y las actividades económicas.

(Manzano, 2015, p. 84)

Parámetros físicos del agua. Las características físicas del agua, llamadas así porque pueden impresionar a los sentidos (vista, olfato), tienen directa incidencia sobre las condiciones estéticas y de aceptabilidad del agua. Se consideran importantes las siguientes: turbiedad, sólidos solubles e insolubles, color, olor y sabor, temperatura, y pH. (Barrenechea A. , 2016, p. 65)

Parámetros biológicos del agua. Estos parámetros son indicativos de la contaminación orgánica y biológica; tanto la actividad natural como la humana contribuyen a la contaminación orgánica de las aguas: la descomposición animal y vegetal, los residuos domésticos, detergentes. Este tipo de contaminación es más difícil de controlar que la química o física y además los tratamientos deben estar regulándose constantemente. (Pradillo B. , 2016, p. 34)

Parámetros bacteriológicos del agua. Generalmente se emplea un grupo de bacterias como indicadores de contaminación, esto es una práctica generalizada en todo el mundo, se supone que la NO presencia de estas bacterias hace que el agua sea potable. Estas son: escherichia coli, estreptococos fecales, clostridios (anaerobios y formadores de esporas). (Pradillo B. , 2016, p. 38)

Factibilidad. Se refiere a la disponibilidad de los recursos necesarios para llevar a cabo los objetivos o metas señalados, la factibilidad se apoya en 3 aspectos: básicos: operativo, técnico y económico. El éxito de un proyecto está determinado por el grado de factibilidad que se presente en cada una de los tres aspectos anteriores. El estudio de factibilidad sirve para recopilar datos relevantes sobre el desarrollo de un proyecto y en base a ello tomar la mejor decisión, si procede su estudio, desarrollo o implementación. (Alarcón, 2016, p. 22)

Presupuesto. Según Machado (2017), “es un plan de acción dirigido a cumplir una meta prevista, expresada en valores y términos financieros que, debe cumplirse en determinado tiempo y bajo ciertas condiciones previstas”. (p. 44)

Análisis de Precios Unitarios (A.P.U.). Según Cabrera (2015), “es el desglose que debe hacerse al precio unitario de cada partida de un presupuesto (por la unidad de Obra), donde se debe descomponer el precio unitario en cuatro partes principales que son: (Materiales+ Mano de Obra+ Medios Auxiliares+ Imprevistos)”. (p. 46)

Estructura de Desglose de Trabajo (E.D.T.). Una E.D.T, organiza y define el alcance total del proyecto y representa el trabajo especificado en la declaración del alcance del proyecto. Su finalidad es identificar y definir todos los esfuerzos requeridos, asignar las responsabilidades a los elementos de la organización, y que a partir de la EDT se establezca un cronograma y presupuesto adecuado para la realización de los trabajos. (Rodríguez P. , 2018, p. 53)

2.4 Marco teórico

Un acueducto como un sistema o conjunto de sistemas de irrigación, que permite transportar agua en forma de flujo continuo desde un lugar en el que esta es accesible en la naturaleza, hasta un punto de consumo distante. El acueducto está constituido por la infraestructura necesaria para el abastecimiento de agua cruda y tratamiento de agua potable y por las redes matrices y secundarias para la distribución de la misma a toda una comunidad.

Al implementar un sistema de acueducto se deberá tener en cuenta el tipo de acueducto: por bombeo; cuando es necesario impulsar el agua o elevarla mediante el uso de motobombas o por gravedad; cuando se aprovechan los desniveles topográficos para transportar el agua. El sistema de acueducto está formado por elementos físicos como los tanques y las tuberías, que conforman el aspecto técnico y por personas que conforman el aspecto empresarial. (Henao R., 2014, p. 11)

2.5 Marco legal

De acuerdo a los parámetros de diseño, procedimientos y procesos involucrados en el sistema de acueducto, se tiene en cuenta para el desarrollo del presente proyecto, la siguiente normatividad:

Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico – RAS 2000.

En el cual se fijan los criterios básicos, los requisitos mínimos y los valores específicos y límites que deben tenerse en cuenta en los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los sistemas de acueducto que se desarrollen en la República de Colombia, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad técnica, eficiencia de operación, sostenibilidad y redundancia, dentro de un nivel de complejidad del sistema determinado.

Resolución 0330 del 08 de junio de 2017. Expedida por el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio “Por la cual se adopta 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 y 2320 de 2009”. La Resolución reglamenta los requisitos técnicos que se deben cumplir en las etapas de diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos de acueducto, alcantarillado y aseo.

Ley 99 de 1993. Por la cual se crea el MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE, se reordena el Sector Público encargado de la gestión y conservación del medio ambiente y los recursos naturales renovables, se reorganiza el Sistema Nacional Ambiental -SINA- y se dictan otras disposiciones.

Resolución No. 138-00 de la Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico CRA. Como entidad del orden nacional, creada mediante el artículo 69 de la Ley 142 de 1994, como Unidad Administrativa Especial con autonomía administrativa, técnica y patrimonial, regida por la Constitución Política y por la ley; sin personería jurídica, adscrita al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio.

Decreto Nacional 1575 de 2007, de los Ministerios de Vivienda y Medio Ambiente y de Salud y Protección Social. Por el cual se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano.

Ley 09 de 1979. Por la cual se dictan medidas sanitarias. - Las normas generales que servirán de base a las disposiciones y reglamentaciones necesarias para preservar, restaurar y mejorar las condiciones sanitarias en lo que se relaciona a la salud humana.

Resolución 2115 de 2007. Ministerio de la protección social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Art. 13. Índice de Riesgo de la Calidad del Agua para Consumo Humano - IRCA.

Resolución 151 de 2001. De la Comisión de Regulación de Agua Potable.

Capítulo 3. Diseño Metodológico

3.1 Tipo de investigación

El presente proyecto es de carácter cualitativo y cuantitativo, teniendo en cuenta los mecanismos y parámetros para proponer un diseño de acueducto, análisis y descripción de cada situación presentada en el proceso de la realización del proyecto. Así mismo, mediante el análisis se busca resaltar el objeto de estudio a fin de ampliar la investigación, realizar los cálculos correspondientes para el diseño del sistema de acueducto, cuantificar resultados de las observaciones y establecer conclusiones sobre las situaciones presentadas.

3.2 Población y Muestra

3.2.1 Población universo. La población involucrada bajo este proyecto es toda la comunidad que hace parte de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña (UFPSO), vinculados como docentes, administrativos y estudiantes matriculados en los diferentes programas académicos. Estas personas serían las directamente beneficiadas con un futuro diseño de acueducto, pues son ellas quienes se abastecerían bajo las actividades realizadas en la UFPSO. Así mismo, personal vinculado a esta universidad es quien servirá como base y recurso humano para el desarrollo del presente proyecto.

Actualmente, hacen parte de la UFPSO 6474 estudiantes según la Oficina de Admisiones, Registro y Control, y 800 trabajadores como cantidad aproximada, aclarando que para el

desarrollo del proyecto se especificará la cantidad actual de personal vinculado a la Universidad, así como la tasa de crecimiento del mismo, según información solicitada a la Oficina de Planeación y la Oficina de Admisiones, Registro y Control de la misma universidad.

3.2.2 Muestra. Teniendo en cuenta que la propuesta de diseño de acueducto que se hará será para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña (UFPSO) en general, se tomará como muestra toda la comunidad universitaria, pues se deberá estudiar todo el campus universitario en sus diferentes puntos de distribución del sistema de acueducto y demás componentes necesarios para llevar a cabo este proyecto. Esta muestra servirá como base para realizar el estudio y diseño del sistema de acueducto.

Capítulo 4. Presentación de resultados

4.1 Etapa de planeación para el proyecto de acueducto (Actividad preliminar)

4.1.1 Diagnóstico del municipio. En cuanto a localización, el municipio de Ocaña se encuentra ubicado en la zona Centro Occidental del Departamento Norte de Santander y pertenece a la sub-región noroccidental; limita por el Oriente con los municipios de San Calixto, La Playa y Ábrego; por el Norte, con los municipios de Teorama, Convención y El Carmen; por el Sur, con el municipio de Ábrego; por el Occidente, con los municipios de San Martín y Río de Oro. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 23)

En el contexto nacional, Ocaña hace parte del Norte de Santander ubicado sobre la cordillera Oriental en una zona completamente montañosa, tiene una extensión aproximada de 627.72 km² que representa el 2.76 % del área total del Departamento, la cabecera municipal se encuentra a una distancia de 203 km. de la capital del Departamento por la vía Ocaña-Cúcuta, además se comunica con el Departamento del Cesar en la vía Rio de Oro-Aguachica, empalmando con la carretera que va a la Costa Atlántica y hacia el centro del país. De igual manera, se comunica con la capital del Departamento por la vía Convención – Tibú – Cúcuta. (Plan de Desarrollo Municipal de Ocaña, PDM, 2018, p. 45)

Climatología. El municipio de Ocaña, por encontrarse en las estribaciones de la cordillera oriental tiene un clima muy variado, que va desde los 12°C hasta

temperaturas superiores a los 22°C, en el sector urbano, la temperatura baja en las primeras horas del día, aumentando hacia el mediodía hasta alcanzar una temperatura promedio de 21°C.

En cuanto a su relieve, el territorio Norte de Santander está constituido por un terreno muy quebrado, en el cual, si bien predominan las altitudes medias, no faltan al sur y al oeste las grandes alturas con vegetación paramuna. Este relieve contrasta al noreste con una franja en llanada, dividida desigualmente por una línea de lomas que se extiende más allá de la frontera internacional.

La Provincia de Ocaña, que por lo general está formada por rocas ígneas, encierra zonas metamórficas a manera de caña que se introduce en el occidente desde el sur del municipio hasta Convención. Alrededor de la ciudad existen rocas granitoides gruesas con isleos intercalados de feldespatos, cuyos elementos han sido muy descompuestos por la erosión; cubren el terreno formando una depresión extendida especialmente de La Floresta a Ábrego. La depresión se halla rodeada de formaciones porfídeas (materiales eruptivos paleozoicos, muy cuartozos) más duras que las rocas del fondo.

La particularidad de que los estratos cretáceos y metamórficos que cubren el flanco del cordón orográfico de Ocaña por la vertiente del Magdalena se encuentran levantados y adosados a este relieve andino con buzamiento al occidente, prueban claramente que se elevó un núcleo ígneo con la consiguiente

reapertura y resquebrajamiento de la cubierta cretácea, con lo cual los estratos superiores pudieron ser barridos fácilmente por la acción de los agentes atmosféricos y de las aguas corrientes. Esto explica por qué se desgastan más las rocas granitoideas que las porfíideas por lo cual la erosión ha podido ser más eficaz en la zona de la hoya de Ocaña. Esta es una depresión meseta alargada en la cual se recogen las aguas altas del Catatumbo. Así mismo, le son característicos sus fondos cortados por la erosión en cuchillas enormes de cantos blancuzcos rodeados de relieve, que escalonan sus cumbreras rojizas como si fuera el resultado de una erosión general en tiempos geológicos en que el macizo se hallaba menos realzado. La falta de árboles y el predominio del pajonal lo ponen al descubierto. (Alcaldía Ocaña, 2016, p. 32)

La depresión de Ocaña se alarga hacia el sur aproximadamente por 3 kilómetros hasta Ábrego, aunque dividida en compartimentos. Las mismas rocas ígneas granitoideas constituyen el fondo de la depresión y la base de la vertiente, la cual presenta formaciones esquistas en las alturas, con lo que resultan propicias al cultivo, especialmente de la cebolla que es el más importante producto agrícola de la región. Como alturas de relativa importancia se encuentra el Agua de la Virgen, Pueblo Nuevo. Buena Vista, y el Alto de los Patios. (PDM, 2018, p. 48)

División Político-Administrativa. La zona urbana tiene división político administrativa, está dividida en seis (6) comunas, la comuna uno central denominada José Eusebio Caro, la dos (2) nororiental denominada Cristo Rey, la

tres (3) sur-oriental, denominada Olaya Herrera, comuna cuatro (4) sur-occidental, denominada Adolfo Milanés, comuna cinco (5) denominada Francisco Fernández de Contreras y la comuna seis (6) denominada Ciudadela Norte. En conjunto las seis comunas están compuestas por 169 barrios. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 24)

El sector rural tiene dieciocho (18) corregimientos que son: Otaré, Quebrada la Esperanza, Mariquita, El Puente, Las Liscas, El Espíritu Santo, El Palmar, Venadillo, Las Chircas, Llano de los Trigos, Aguas Claras, La Floresta, Portachuelo, La Ermita, El Agua de La Virgen, Buenavista, Pueblo Nuevo y el Cerro de las Flores. El total de veredas que conforman los dieciocho corregimientos son 118, además en el sector rural existen seis (6) centros poblados, que son: Buenavista, Otaré, Pueblo Nuevo, La Ermita, Aguas Claras y La Floresta. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 24)

Hidrografía. “El suelo ocañero está rodeado por el Río Catatumbo que en este territorio, se denomina Río Algodonal, por el Río Tejo y por varias quebradas”. (Alcaldía Ocaña., 2016, p. 25)

El Río Tejo tiene una longitud aproximada de 20 km, recorre casi toda la ciudad, en la parte alta surte la planta de tratamiento de agua potable el llanito, este río es el tercer río del mundo cuyas aguas contienen flúor, aguas abajo donde surte el acueducto, recibe en todo su recorrido las aguas residuales de la ciudad, desemboca en el Río Algodonal. Las quebradas en épocas de verano pierden

mucho caudal, entre las más importantes se encuentran la de Venadillo con una extensión de 5 km, la de La Vaca con 3 km y la Quebrada Seca con 2 km.

(Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 25)

Aspecto poblacional. Ocaña, según el DANE al 31 de diciembre del 2015 cuenta con 98,229 habitantes, 88.908 en la cabecera Municipal y 9.321 en la zona rural, de los cuales 49.843 son hombres y 48.386 son mujeres, esta población es inferior a la que tiene actualmente Ocaña, según SISBEN a esa fecha hay en total 96.225, al sector urbano le corresponden 81.479 y al rural 14.746 cuando se hizo una encuesta en el 2008, solamente se aplicó a la población estrato 1 y 2, y en todo el sector rural, en los años siguientes a su aplicación, se ha venido actualizando por demanda de la población, si se compara la cifra del DANE con la del SISBEN la diferencia es tan solo de 2.004, si se tiene en cuenta que en el SISBEN no aparecen la mayoría de los estratos 3 y 4, se obtiene la primera conclusión de que la población DANE no es real.

Por otra parte, si se sitúan los habitantes con régimen subsidiado con los que tienen régimen contributivo, da 109.216; si se analiza una base más sólida como la de los usuarios del servicio de acueducto en el sector urbano que tiene una cobertura del 97.7% , las empresa ESPO reporta 25.581 usuarios residenciales, más cuatro invasiones que reciben el servicio de acueducto que no están en el sistema porque reciben agua en bloque, estas son aproximadamente 1.800 familias para un total de suscriptores de 27.381. Por otra parte, la empresa ADAMIUAIN

tiene 1118 usuarios para un total de 28.499, si cada usuario se considera compuesto de cuatro miembros, se tendría una población de 113.996, si se le suma la población en SISBEN del sector rural, da una población total de 128.742, esta cifra puede ser más real. La empresa ESPO confirma que en los últimos cinco años en promedio el incremento de usuarios residenciales es de 1.211 por año, esto es, el crecimiento en cinco años es de 6.055 usuarios que equivaldrían a 24.220 personas. Por otra parte el incremento de predios del IGAC durante el periodo 2010-2015 que fue de 4.186, reforzando aún más la cifra de población calculada. La diferencia entre la población DANE y la calculada es de 30.513 habitantes, es una cifra considerable, ya que está el 31% por encima de la población DANE, esto implica que las estadísticas basadas en la población estarían distorsionadas hacia abajo, haciendo más crítica la situación de Ocaña, especialmente en educación y salud, sin tener una base cierta de población. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 26)

Para el año 2017, se tenía una población de 99.700 habitantes, un 0.203% del total de la población colombiana. Si la tasa de crecimiento de la población sería igual que en el periodo 2015-2017 (+0.77%/año), la población para este año, 2019, sería de 101.276. (Carlos, 2015, p. 15)

Economía y desarrollo. Históricamente, el municipio ha sustentado su economía en el comercio de la producción de sus productos agrícolas y en los otros municipios de la provincia de Ocaña, estos productos son consumidos localmente

y comercializados en la Costa Atlántica y en el sur de Bolívar, también se comercializan todo tipo de bienes de consumo y de servicios. Otro renglón de la economía es el turismo, especialmente el religioso y en menor escala el ecoturismo. Así mismo, La avicultura es una parte importante de la economía de Ocaña, especialmente la producción de huevos para consumo en la provincia y otras regiones del país; existen microempresas que producen alimentos como las cebollitas encurtidas muy famosas a nivel nacional e internacional, dulces, chocolates, las arepas ocañeras, confecciones, artesanías, y muchas otras, que generan algunos empleos formales, pero requieren apoyo para mejorar administrativamente y posesionarse en el mercado regional y nacional.

En el sector rural sus actividades económicas están sustentadas en los cultivos de tomate, cebolla, frijol, maíz, frutales, café, yuca y plátano, en la cría de algunas especies menores, ganadería, porcicultura y piscicultura. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 27)

Sistema de acueducto. El sistema de acueducto de la ciudad está constituido por la infraestructura necesaria para el abastecimiento de agua cruda y tratamiento de agua potable y por las redes de distribución de la misma en todo el territorio. El sistema está conformado por uno principal o público y uno accesorio de carácter comunitario. La estructura del sistema se subdivide en Plantas de Captación y Tratamiento; y en Redes Maestras, Principales y Secundarias. La estructura de redes está organizada en distritos de control de presiones y el

abastecimiento en redes se hace por bombeo continuo desde una de las plantas de tratamiento y por gravedad, desde las demás plantas. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 28)

- El sistema se encuentra constituido por:
- Planta de Tratamiento El Llanito
- Planta de Tratamiento El Algodonal
- Planta de Tratamiento Adamiuain

Saneamiento básico y agua potable. Según el PBOT (2015), además de las anteriores estructuras “existen los tanques alternos de Cerro de los Muertos, Buenavista, Llanito, Simón Bolívar, Cristo Rey, ADAMIUAIN y el tanque del acueducto ASOUAIN”. (p. 22)

Los factores de riesgo ocasionados por problemas de saneamiento básico en el municipio de Ocaña, son muchos y estos a su vez son críticos, principalmente se deben a que la población en el sector rural consumen el agua sin tratar, en los centros poblados de La Ermita, Agua Claras, Pueblo Nuevo, Buena Vista y Otaré, tienen planta de tratamiento; en Otaré no potabilizan el agua, la planta es nueva pero la comunidad no se organiza para asumir la prestación del servicio de agua potable, las plantas de Aguas Claras y la Ermita requieren un estudio para determinar si se reponen o se les hacen algunas reparaciones, en algunas veredas tienen acueducto sin tratamiento del agua; consiste en un sistema de captación y un tanque que sirve para almacenamiento y distribución, los demás habitantes toman el agua de nacederos o de quebradas cercanas a las viviendas. Otro aspecto

es que no existen sistemas de tratamiento de aguas residuales ni letrinas en la mayoría de las viviendas del sector rural, causando focos de contaminación ambiental que producen enfermedades. Los residuos sólidos son arrojados en cualquier sitio, con excepción de los centros poblados de La Floresta, el Agua de la Virgen, La Ermita, Otaré, Aguas Claras, Buena Vista y Pueblo nuevo, la empresa ESPO S.A presta el servicio de recolección cada quince días, la forma como se presta este servicio en los centros poblados no resuelve el problema, por lo menos debe ser prestado con una frecuencia de un día por semana.

En la cabecera Municipal existen dos empresas que prestan el servicio de acueducto, alcantarillado y aseo, la empresa comunitaria ADAMIUAIN, que presta estos servicios a 1.117 usuarios del sector norte y ESPO S.A. con 27.949 usuarios, sin contar 500 familias que hay en dos invasiones, que están en el sistema como dos usuarios con dos macro medidores. Adicionalmente reciben agua tratada 900 familias ubicadas en barrios de invasión que están por fuera del sistema, esto aumentaría en 1.400 los usuarios para un total estimado de 29.349 usuarios, para un total general de 30.466 usuarios. El crecimiento en los últimos cinco años es de 1.200 usuarios por año, lo que da un aumento de población anual de aproximadamente 4.800 habitantes y en los últimos cinco año de 24.000, muy superior a la cifra del DANE que es de 1.200 habitantes anual. El agua que se consume en Ocaña es de buena calidad según lo certifica el Instituto Departamental de Salud, que hace mediciones mensuales del índice de calidad del agua.

El acueducto ASUAIN (Asociación de Usuarios del Acueducto Independiente) tiene una cobertura del 0.05% (45 hogares), mientras que la empresa ADAMIUAIN actualmente tiene una cobertura del 5.02% para la zona norte y la empresa ESPO S.A tiene un porcentaje de cobertura del 94.78% en el sector urbano de la ciudad.

La potabilización del agua en Ocaña se hace en tres plantas, una la maneja ADAMIUAIM, actualmente tiene dificultad por el bajo caudal de la quebrada en donde tienen el sistema de captación, a sus usuarios les llega el agua cada dos días. Este acueducto independiente ha sido ejemplo de conservación de la cuenca donde captan el agua, pero últimamente han tenido problemas con los habitantes del sector que captan agua para riego de sus cosechas, este problema hacia futuro lo podría resolver ESPO S.A vendiéndole agua en bloque a la empresa.

ESPO S.A potabiliza el agua en dos plantas tipo convencionales ubicadas en el algodonal y el barrio el Llanito, la del algodonal tiene una capacidad de 250 litros/seg y la del Llanito de 60 litros/seg, según funcionarios de ESPO, en un corto plazo las plantas serán insuficientes para suministrarle el agua a la población de Ocaña. Los problemas del sistema de acueducto están relacionados con la calidad de las redes de distribución, el 37% son de asbesto cemento que aparte de ser vieja, está en mal estado, el 1% es tubería de hierro con problemas por su deterioro por su antigüedad, el 62% es de PVC. Esto quiere decir que el 38% de las redes necesitan ser sustituidas en el menor tiempo posible a fin de disminuir

las situaciones críticas y los altos costos generados por los constantes daños de las redes. (Plan Básico de Ordenamiento Territorial, PBOT, 2015, p. 54)

Ambiental. “El municipio de Ocaña, tiene en extensión 627.72 Km², de los cuales 9.34 Km² (1.48%) corresponden al sector urbano y 618.38 Km² corresponde al sector rural”. (PBOT, 2015, p. 103)

Recurso Suelo. El suelo rural se conforma de ecosistemas naturales que se han ido transformando en agro ecosistemas dedicados a la producción agropecuaria y que en la mayoría de los casos generan conflictos de uso del territorio, por su ubicación en zonas frágiles o de conservación ambiental. (PBOT, 2015, p. 103)

Recurso Hídrico. Las fuentes hídricas, con que cuenta el municipio para abastecerse de agua son los ríos Algodonal y Tejo con sus respectivos afluentes, además de ser receptores de vertimientos de aguas residuales. Como estrategia de conservación se ha declarado un área de Reserva Forestal Protectora Nacional Cuenca Alta del Río Tejo con 2500 Ha, la cual se localiza en parte de los corregimientos de Buenavista, Agua de la Virgen y el Espíritu Santo (coordenadas planas: N=1´389.500 - 1´398.500, E= 1´078.000 - 1´084.000).

Como estrategia de conservación se han definido las áreas de reserva de recursos hídricos, constituidas por áreas boscosas de cabeceras de cuencas hidrográficas, los sectores periféricos a nacimientos, los cuerpos de agua tales

como humedales y reservorios artificiales. Siendo una categoría de manejo ambiental estratégico para la protección de ecosistemas de alta fragilidad físico natural y socio cultural, constituyéndose en las fuentes que surten de agua los acueductos municipales. (PBOT, 2015, p. 105)

En los últimos años, se han adquirido áreas de importancia estratégica para la conservación del recurso hídrico, que surten de agua los acueductos municipales. Hacen parte de esta categoría los predios adquiridos en cumplimiento al Artículo 111 de la Ley 99 de 1993. Se incluyen igualmente las áreas de reserva de la sociedad civil contemplados en los Artículos 109 y 110 de la misma Ley, con el fin de garantizar la oferta del recurso hídrico en los acueductos municipales y veredales. El Municipio cuenta a la fecha con 27 predios adquiridos en las veredas Miraflores, Sabaneta, Samagala, El Silencio, Petaquero, Pueblo Nuevo, Filo del Pajuil, Las Mercedes, San Cayetano, La Concepción, Buena Vista, Los Curos, Lagunitas, Espíritu Santo, Mata de Calabazo con un área total de reserva de 912.545 hectáreas, las cuales tienen el objetivo de conservación del área boscosa protectora del recurso hídrico. (PBOT, 2015, p. 105)

Sector salud. Ocaña hace parte del Sistema General de Seguridad Social en Salud, a nivel departamental la salud pública está a cargo del Instituto Departamental de Salud “IDS”. En Ocaña y la Provincia bajo la responsabilidad del Hospital Emiro Quintero Cañizares, con carácter de segundo nivel de complejidad, desde allí se presta la atención a los habitantes que requieren sus

servicios asistenciales en Ocaña y los 10 Municipios que conforman la región de Norte de Santander. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 43)

La responsabilidad del Municipio de Ocaña en materia de salud está centrada en la selección, depuración de bases de datos y aseguramiento al régimen subsidiado de aquellas personas que hagan parte del SISBEN con estratos 1 y 2, y supervisar el acceso a la prestación de los servicios. (PBOT, 2015, p. 110)

Vías de acceso. Ocaña posee dos vías de acceso importantes, la primera es tomando una desviación de la troncal del Magdalena hacia el oriente a la altura de Aguachica-Cesar, y la segunda, es desde la Capital del departamento, Cúcuta y la cual el recorrido puede durar alrededor de 4 horas y media. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 48)

4.1.2 Geología, geomorfología, suelos y geotecnia. Con respecto al modelo geológico, la geología regional Ocaña se encuentra ubicada conforme a la Carta Cronoestratigráfica de Colombia (CCC, Ingeominas 2005) en el terreno Santander. Existen dos formación geológicas que afloran en esta región, la primera y más representativa es de carácter sedimentario, y es conocida como la Formación Algodonal (Tpa), la cual está definida en la CCC, como de ambiente continental aluvio-fluvial, constituida por conglomerados con fragmentos de roca y cuarzo de color amarillo y gris, con intercalaciones de areniscas arcillosas de color verde y gris y arcillolitas gris verdosa y amarillenta. La edad de la formación es incierta, pero se estima del Cenozoico tardío, específicamente del Plioceno. La otra formación, de carácter ígneo es

conocida como el Complejo intrusivo – extrusivo (Jci), hace parte del complejo ígneo metamórfico denominado “Macizo Santander” e incluye rocas ígneas del juratriásico (entre 144 y 245 MA). Constituido por una fase intrusiva cuya composición predominante es cuarzo – monzonita, pórfidos riolíticos, diques básicos de diabasas y basalto; también incluye material piroclástico con presencia de toba, brechas y aglomerados. (Ingeniería del Terreno, INGETER, 2016, p. 56)

Depósitos Cuaternarios Recientes. “Corresponden a materiales de origen Aluvial y Diluvial, acumulados por los flujos torrenciales generados en temporadas de invierno, a lo largo de los ríos Tejo, Chiquito y drenajes menores. Estos materiales son susceptibles de remoción permanente”. (INGETER, 2016, p. 58)

Formación Algodonal. Rocas sedimentarias pocos consolidadas y altamente meteorizadas. Afloran en la mayor parte de la superficie del área urbana. Debido a su baja consolidación, son susceptibles a los procesos erosivos. Lo anterior es acelerado por la intervención del hombre al adecuar terrenos en alta pendiente para la construcción de sus viviendas. (INGETER, 2016, p. 64)

Geología Estructural y Neotectónica. Las estructuras geológicas más importantes en la región de Ocaña tienen una dirección de NNW (N10W a N30W) y forman parte del sistema de fallas de Bucaramanga, el cual tiene importancia regional en el contexto tectónico del nororiente colombiano. El sistema de fallas de Bucaramanga corre a lo largo del flanco occidental de la cordillera oriental. Al

norte de Bucaramanga, la falla se divide en dos trazas principales: la falla de Bucaramanga que va por el frente montañoso y la falla de El Carmen que penetra a la zona cordillerana y adicionalmente por otras fallas más cortas y subparalelas; el conjunto de fallas geológicas tiene un área de influencia y deformación sobre los macizos rocosos de varios kilómetros de ancho. Las fallas tienen expresión geomorfológica clara a través de tramos rectilíneos nítidos, control de drenajes y son también observables en imágenes de satélite; resalta en esa imagen la traza rectilínea y de expresión geomorfología fuerte de la falla de Bucaramanga-El Carmen, que pasa muy cerca y al occidente de la ciudad de Ocaña, la cual es de tipo inverso y buzando al occidente. La otra traza del sistema, en la región de Ocaña, corre por el frente montañoso y pone en contacto rocas del macizo Santander con sedimentos de cuaternario, presentes en el valle del Magdalena. (INGETER, 2016.p. 54)

Formaciones superficiales en Ocaña y Depósitos aluviales asociados al río Tejo. La morfología de la parte alta del río Tejo (zona de producción de agua y sedimentos) corresponde a la de una cuenca torrencial. Existe un cambio de inclinación en el gradiente del cauce del río en la zona de Ocaña, lo que determina que allí se presenta una zona de deposición aluvial, expresada en dos terrazas aluviales y la llanura de inundación que en algunos sitios alcanza hasta 100 m de ancho. Aguas abajo del matadero municipal el río nuevamente se encañona, cortando rocas del complejo ígneo para desembocar luego al río algodonal. La terraza aluvial baja situada 2-3 m por encima del cauce activo del río, es la que

tiene mayor continuidad y extensión y es una geoforma que el río inunda durante sus crecientes muy fuertes, agravado por el hecho de que en su mayoría tal terraza ha sido ocupada por ubicación. Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental CORPONOR 5 Depósitos cuaternarios sin diferenciar asociados a las afluentes del río Tejo. En general corresponden a la llanura de inundación, a pequeños depósitos de vertiente producto de la erosión de las laderas adyacentes en saprolitos del complejo ígneo y de la formación algodonal. (INGETER, 2016, p. 58)

Geomorfología. De acuerdo al plan básico de ordenamiento territorial (PBOT), para el caso de la zona en cuestión se determinó la siguiente unidad:

Unidad de origen denudacional. Corresponde a una unidad que ha sufrido fuertes procesos denudativos tanto a nivel erosivo, como a movimiento en masa. Se desarrolló sobre roca de origen sedimentario de la formación Algodonal, esta unidad ha modelado diferentes geoformas en ella, la baja erosión natural ha sido acelerada por la actividad humana. La naturaleza de las formaciones geológicas que afloran dentro de esta unidad, imprime una mayor impermeabilidad, facilitando la escorrentía superficial y dando un mayor aporte de sólidos a las corrientes superficiales.

En lo referente a la evaluación de susceptibilidad de amenaza, entendiéndose como la probabilidad de ocurrencia de un evento catastrófico de origen natural o

antrópico en el sitio determinado y con determinada magnitud, la microcuenca de la Quebrada Aguas Frías es de baja susceptibilidad a caída de bloques y erosión. El área donde pertenece la microcuenca de la Quebrada Aguas Frías posee un paisaje accidentado de altura media, constituido por colinas aisladas y continuas. El relieve es ligeramente a fuertemente ondulado, con sectores quebrados o escarpados muy disectados.

Los suelos de esta zona provienen de materiales como granito, arcilla, neis, granodioritas, lititas, limolitas y en algunos casos con calizas. Este tipo de suelo se determina a asociación bohío (Bh), presenta una altitud entre 1.200 - 1.600 m.s.n.m., de bosque seco premontuno, con pendiente que varía entre 12% y mayores al 50%. La vegetación ha sido erradicada casi completamente. (INGETER, 2016, p. 62)

En las colinas colindantes los suelos que la integran se caracterizan por ser muy superficiales a superficiales, en algunos sectores son moderadamente profundos, sus límites son granitos, granodioritas, gravilla y rocas, muy alteradas que se encuentran sobre la superficie y a través del perfil. (INGETER, 2016, p. 65)

Cuantificación de la demanda y/o necesidades. El Plan de Desarrollo de la Alcaldía Municipal de Ocaña, en cuanto al Área de Desarrollo Rural, manifiesta que se presenta una baja cobertura del servicio de agua a la población rural porque la mayoría de los acueductos existentes están ubicados en los centros suburbanos

y/o cabeceras corregimentales, además de que carecen de tratamiento de potabilización del agua que distribuyen. A 2011 el municipio contaba con nueve (9) acueductos rurales, a saber: Aguas Claras, La Rinconada, Buenavista, Quebrada Seca, Piedras Blancas, Otaré, Pueblo Nuevo, Cerro de las Flores, La Ermita.

Por otra parte, el municipio cuenta con diez (10) veredas con redes de conducción: Las Chircas, El Limón, Cerro de las Casas, Alto de la Trinidad, Portachuelo, Venadillo, Agua de la Virgen, Petaquero, Lagunitas, y Alto de San Jacinto; cinco (5) minidistritos de riego: El Puente, Quebrada la Esperanza, Otaré, Llano de los Trigos y Santa Rita; y tres (3) reservorios con conducción: Mata de Calabazo, El Salado y La Honda de las Chircas. Cuatro (4) más en Quebrada La Esperanza.

En gran parte de las veredas y/o corregimientos se encuentra que en sus propiedades los pobladores rurales carecen de sistemas agropecuarios para autoconsumo, igualmente es muy poco el campesino que le da un valor agregado a su producción, como sería un ejemplo los cultivos de producción limpia, aquellos que diferencian la producción por ser libre de agroquímicos como se encuentra en el corregimiento Las Liscas, ejercicio que ejecuta la asociación AGROVIDA, la cual se convierte en modelo para la implementación de este tipo de cultivos en la zona rural de nuestro municipio. (Alcaldía Ocaña. , 2016, p. 133)

4.1.3 Trabajo de campo y de oficina. Para la realización de la actualización de la propuesta de diseño del sistema de acueducto para la UFPSO, fue necesario realizar un estudio de la zona que involucra dicho sistema, comprendido desde las Liscas hasta la Universidad, determinando las condiciones iniciales del sistema de acueducto actual, construido artesanalmente. Con base en esto, determinar la condición de la zona, reconocimiento del afluente hídrico donde se captaría el caudal, realizar un estudio topográfico, estudiar la calidad del agua, ubicación de los elementos del sistema de acueducto, planteamiento y diseño de la planta de tratamiento y la red de distribución y demás requerimientos planteados en la marco del cronograma de este proyecto para poder plantear un diseño óptimo que esté conforme a la normatividad vigente y pueda en un futuro, abastecer a la UFPSO.

Teniendo en cuenta la zona involucrada que va desde la quebrada de las Liscas hasta la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña y la población general que se beneficiaría con el diseño, se procedió a realizar la topografía de toda la zona, bocatoma, línea de aducción, desarenador, línea de conducción y la zona donde quedaría ubicado el tanque de almacenamiento y la planta de tratamiento de agua potable, PTAP. Asimismo, fue necesaria la evaluación de las condiciones del agua para conocer sus características fisicoquímicas y microbiológicas, mediciones de caudal periódicas y ubicación de la fuente de captación. Igualmente, las condiciones del caudal presentes en la quebrada mediante por medio de aforos y la ubicación de cada uno de los elementos del sistema de acueducto.

Con la obtención de la información necesaria, se realizó un análisis general y con la cartera de campo del estudio topográfico se pudieron identificar las coordenadas del lugar para así poder

diseñar todo el sistema de acueducto. Además, la realización del diseño de todos los elementos del sistema, un presupuesto del costo del proyecto y un estudio de factibilidad que permitiría orientar la toma de decisiones al momento de querer o no implementar en un futuro, el diseño de acueducto propuesto en este proyecto, incluyendo además de todos sus elementos, planta de tratamiento y red de distribución.

4.2 Diagnóstico, evaluación y estudio de la zona que involucra el diseño del sistema de acueducto desde las Liscas hasta la UFPSO, así como la captación que existe actualmente por parte de la universidad desde dicho sector.

4.2.1 Condiciones preliminares correspondientes a la zona de estudio. Con respecto a la ubicación geográfica, la quebrada involucrada para el diseño de acueducto pertenece al “corregimiento de las Liscas que a su vez, hace parte de la división territorial rural del Municipio de Ocaña, como el corregimiento No. 15”. (PDM, 2018, p. 12)

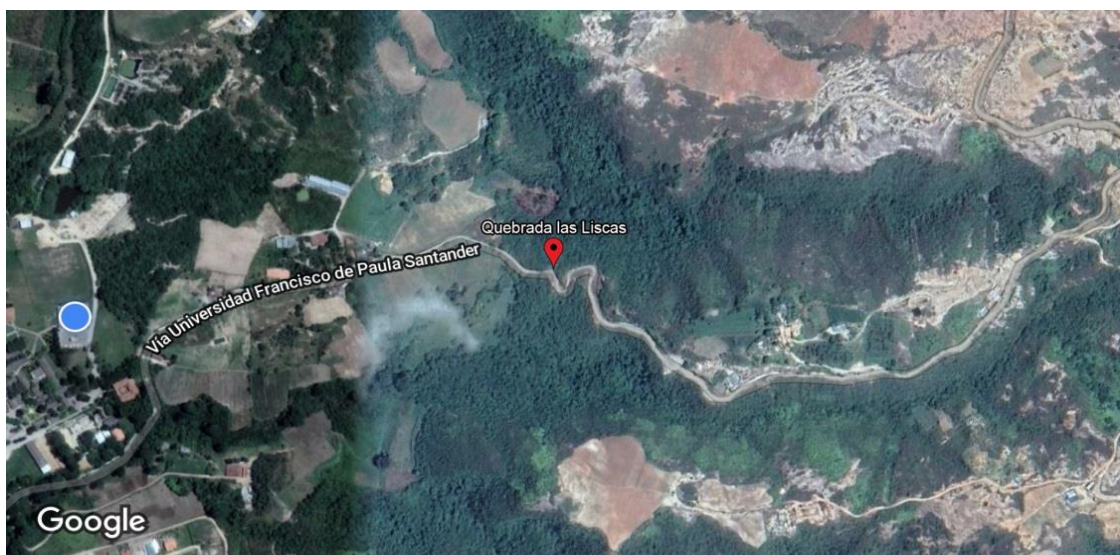


Figura 1. Ubicación geográfica de la zona de estudio. (2019). Google Earth

Diagnósticos sistema de acueducto diseñado. Es importante resaltar que según el proyecto “Diseño Sistema de Acueducto para la Universidad Francisco de Paula Santander Seccional Ocaña”, por Alver Picón Ovallos y Leonard Gómez Castillo, para el año 2004, la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, UFPSO, no contaba con el servicio de acueducto por parte de la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña, ESPO, lo cual obligaba a la institución a abastecerse directamente del Río Algodonal, lo que conllevaba a que la calidad del agua no cumpliera con las características fisicoquímicas y bacteriológicas, lo que la hacía inadecuada para el consumo humano. Gómez Castillo y Picón Ovallos, tomaron como fuente de captación la Quebrada Aguas Frías, sobre la cual se hicieron averiguaciones a cerca de las concesiones de agua superficiales otorgadas a partir de ahí y según la Corporación autónoma regional de la Frontera Nororiental CORPONOR Territorial Ocaña, no tienen ningún registro de tal quebrada y afirman no tener conocimiento sobre ella, basándose en el registro de concesiones actuales y en el mapa de Plan de Ordenación y Manejo Río Algodonal – POMCA.

Diagnóstico del sistema existente. Actualmente, la UFPSO cuenta con el servicio de agua potable, contratado a ESPO, que la abastece desde el tanque de Buenavista. Para sistema de riego, la UFPSO, se abastece mediante 2 mangueras; una manguera de 1 ½” y la otra de 2”, desde la quebrada las Liscas, llenando 2 tanques ubicados en el sector nororiental de la institución y desde donde el agua se distribuye sin ningún tipo de tratamiento mínimo. Estos tanques poseen un volumen de 45,5 m³ y 61,20 m³. Cabe resaltar que estos tanques no tienen ningún tipo de protección ante las inclemencias del clima y tampoco se les realiza el mantenimiento adecuado.

Dicho abastecimiento para riego, se hace mediante la captación de un sistema artesanal, contando con un tanque, el cual presenta problemas principalmente por sus dimensiones; no existe un sistema de acueducto como tal desde dicha quebrada, solo 2 mangueras conectadas de los diámetros anteriormente mencionados, que conducen el agua hasta los tanques construidos en la universidad.

La construcción artesanal de dicho tanque, como captación actual, presenta problemas sobre todo en épocas de altas precipitaciones, ya que este, se tapa de sedimentos y partículas como la arena, pues no cuenta con ningún tipo de rejilla ni control de desagüe, lo que hace que las mangueras se tapen y el sistema empleado para el abastecimiento de agua de riego en la universidad, colapse. Esto, obliga a personal encargado de la universidad, a hacer presencia en el lugar de forma periódica y realizar la limpieza necesaria.

Tal y como se plantea en la problemática de este proyecto, la línea de conducción, no cuenta con válvulas, ventosas o purgas que permitan drenar o disminuir la compresión en el interior de los conductos, sino que tiene puntos identificados donde se suelta y el aire sale por ahí, implicando realizar un trabajo manual periódicamente.

Según la Ing. Aura Suguey Pacheco, desde la oficina de Planeación de la UFPSO, ESPO, abastece a la Universidad mediante una tubería de 2", que no resulta ser eficiente para toda la comunidad. Así mismo, este sistema de acueducto con que cuenta, carece de presión debido a las conexiones fraudulentas de construcciones que se han venido realizando a sus alrededores y por ende a puntos de fuga generados, lo que vuelve más crítico el abastecimiento con esta tubería.



Figura 2. Tanque, captación artesanal Quebrada Las Liscas (2019). Autores.

Estudios básicos. Estos estudios se hacen con el fin de establecer implicaciones en el sistema o cualquiera de los componentes del proyecto, que tendrían para que su ejecución apunte a metas municipales y regionales del sector. (Resolución 0330, 2017, art. 10)

Respecto a la hidrología, se recolectó información de caudales para las corrientes naturales dentro del área de influencia del proyecto.

4.2.2 Aforos realizados en la fuente hídrica (Quebrada las Liscas). Para determinar el caudal del afluente hídrico, se realizaron mediciones directas en campo. Para esto, se utilizó el método de la velocidad superficial, debido a que el canal de la quebrada presenta secciones y tramos un poco rectos, de forma que se puede asumir un flujo uniforme.

Además, se tuvo en cuenta, consideraciones como ancho adecuado, longitud moderada, como se especifica en la Resolución 0330 de 2017. Los valores obtenidos a partir de este método son los siguientes:

Aforo 1 tomado en época de verano

Tabla 1
Sección transversal Corte A Aforo en época de verano

Corte A	
Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.175	0.13
0.35	0.26
0.525	0.265
0.7	0.24
0.875	0.22
1.05	0
Promedio	0.223

Fuente: Autores, 2019

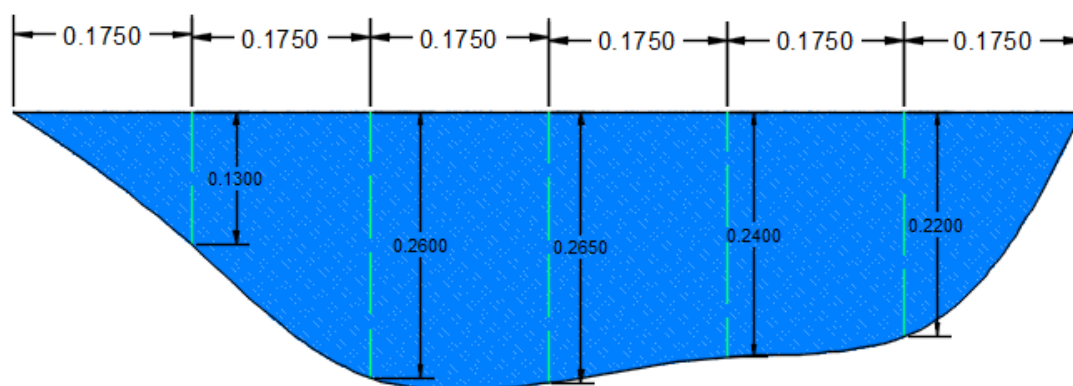


Figura 3. Sección transversal del cauce en época de verano. Corte A. (2019). Autores.

$$\text{Área Corte A: } 0.223 \text{ m} \cdot 1.05 \text{ m} = 0.23415 \text{ m}^2$$

Tabla 2
Sección transversal Corte B Aforo en época de verano

Corte B	
Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.175	0.14
0.35	0.25
0.525	0.24
0.7	0.17
0.875	0.1
1.05	0
Promedio	0.18

Fuente: Autores, 2019

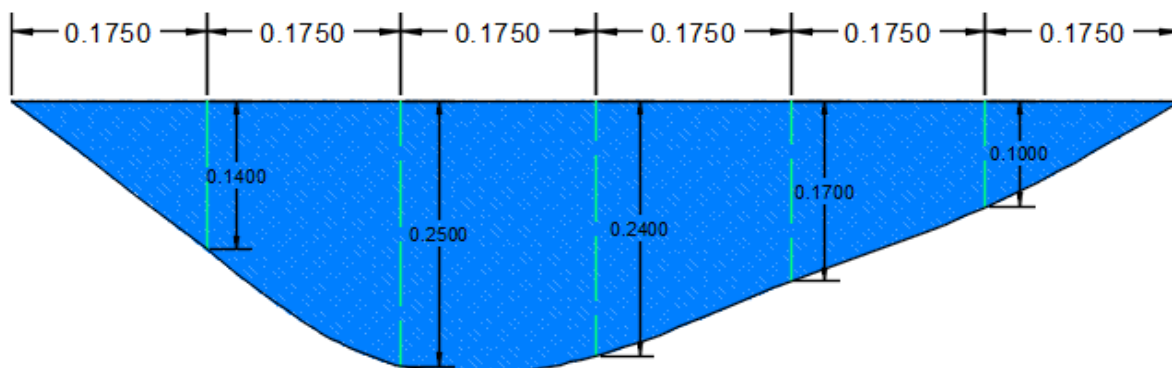


Figura 4. Sección transversal del cauce en época de verano. Corte B. (2019). Autores.

Área Corte B: $0.18 \text{ m} * 1.10 \text{ m} = 0.198 \text{ m}^2$

Área Promedio: 0.216075 m^2

Tabla 3
Tiempos de recorrido Aforo en época de verano

Distancia de recorrido (m)	Tiempo (s)
3	12.1
3	11.56
3	12.05
3	11.48
3	11.58
Promedio	11.754

Fuente: Autores, 2019.

$$v = d/t$$

$$v = 3m/11.754s$$

$$v = 0.25523 \text{ m/s}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 0.216075 \text{ m}^2 * 0.25523 \text{ m/s}$$

$$Q = 0.05514 \text{ m}^3/\text{s} = 55.149311 \text{ lts/s}$$



Figura 5. Aforo en la Quebrada las Liscas. (2019). Autores.

Aforo 2 tomado en época de invierno

Tabla 4
Sección transversal Corte A Aforo en época de invierno

Corte A	
Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.36	0.16
0.73	0.21
1.09	0.26
1.45	0.32
1.82	0.39
2.18	0.33
2.55	0.28
2.91	0.22
3.27	0.19
3.64	0.18
4.00	0
Promedio	0.254

Fuente: Autores, 2019

Área Corte A: $0.254 \text{ m} \times 4 \text{ m} = 1.016 \text{ m}^2$

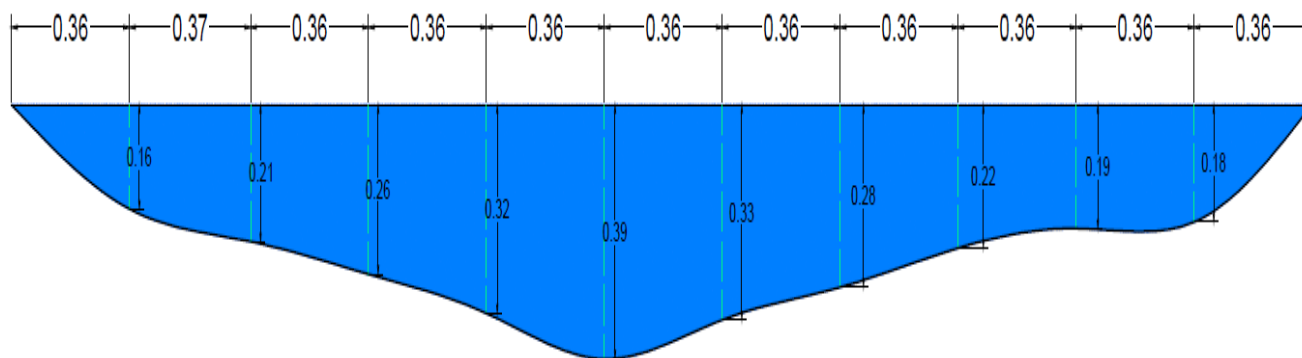


Figura 6. Sección transversal del cauce en época de invierno. Corte A. (2019). Autores.

Tabla 5
Sección transversal Corte B Aforo en época de invierno

Corte B	
Distancia (m)	Profundidad (m)
0	0
0.39	0.17
0.78	0.19
1.17	0.26
1.56	0.29
1.94	0.37
2.33	0.34
2.72	0.25
3.11	0.22
3.50	0
Promedio	0.26125

Nota: Se tomaron medidas de la zona considerando los niveles a los que ha llegado el agua, teniendo en cuenta que cuando el caudal es máximo en la Quebrada, no se puede tener acceso a ella por las condiciones naturales que presenta. Autores. (2019).

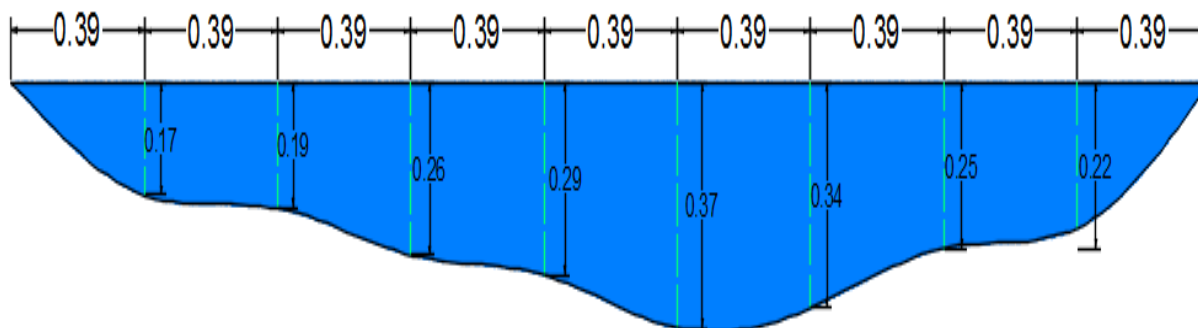


Figura 7. Sección transversal del cauce en época de invierno. Corte B. (2019). Autores.

Área Corte B: $0.26125 \text{ m} \times 3.5 \text{ m} = 0.9144 \text{ m}^2$

Área promedio: 0.96519 m^2

Tabla 6
Tiempos de recorrido Aforo en época de verano

Distancia de recorrido (m)	Tiempo (s)
3	8.7
3	8.9
3	9.1
3	9
3	8.8
Promedio	8.9

Fuente: Autores, 2019.

$$v = d/t$$

$$v = 3 \text{ m}/8.9 \text{ s}$$

$$v = 0.337079 \text{ m/s}$$

$$Q = A * V$$

$$Q = 0.96519 \text{ m}^2 * 0.337079 \text{ m/s}$$

$$Q = 0.325344 \text{ m}^3/\text{s} = 325.3441 \text{ lts/s}$$



Figura 8. Aforo “Quebrada Las Liscas”. (2019). Autores.

Caudal ecológico. Según el RAS2000, “el caudal mínimo, ecológico o caudal mínimo remanente es el caudal requerido para el sostenimiento del ecosistema, la flora y la fauna de una corriente de agua”. (p. 43)

Los estudios realizados tienen en cuenta la minimización de los impactos sobre el medio ambiente, el ecosistema y el hábitat natural de diferentes especies, que puedan producir las obras de la captación. En particular, se debe conocer el caudal ecológico en la fuente de agua definido por la Autoridad Ambiental competente para la estimación de la capacidad utilizable de la fuente.

En Colombia el Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible y el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales – IDEAM han adaptado la metodología de realizar la estimación de un caudal ecológico constante, que sea igual a un porcentaje de descuento del 25% del caudal mínimo o el más bajo registrado en la corriente objeto de estudio.

Con base en esto, y de acuerdo a los aforos realizados en la fuente, Quebrada las Liscas, se obtuvo un caudal mínimo de 55.149 L/s, como se detalló anteriormente, lo cual quiere decir que el caudal ecológico correspondiente para dicha fuente es de 13.855 L/s.

Para el presente proyecto, se trabajó con un caudal de diseño, Q_d , de 34.6486 L/s. Al sumarle el caudal ecológico daría como resultado 48.5036 L/s, siendo esta sumatoria, un caudal que está por debajo del caudal mínimo de la quebrada, lo cual quiere decir que además de cumplir con las estipulaciones del Ministerio de Ambiente dejando el caudal ecológico, se le

estarían devolviendo 6.6454 L/s a la fuente. A continuación se presenta un resumen de las consideraciones para los cálculos del caudal ecológico para la fuente Quebrada las Liscas.

Tabla 7
Consideraciones para el cálculo del caudal ecológico

Descripción	(L/s)
Caudal mínimo	55.149
Caudal ecológico (25% caudal mínimo)	13.78725
Caudal de diseño	34.6486
Caudal ecológico+Caudal de diseño	48.43585
Caudal devuelto a la fuente	6.71315

Fuente: Autores, 2019.

Con base en lo anterior, se tomó en consideración la existencia de un caudal mínimo aguas abajo, ya que en todos los casos la fuente debe tener un caudal tal que garantice un caudal mínimo remanente aguas abajo de las estructuras de toma, con el fin de no interferir con las concesiones de agua ya otorgadas por las autoridades ambientales respectivas para otros proyectos en la cuenca y manteniendo el caudal ecológico con el fin de preservar los ecosistemas aguas abajo. Por consiguiente, “se debe consultar y conocer los proyectos presentes y los posibles proyectos futuros que utilicen agua de la misma fuente del proyecto que está diseñando o construyendo”. (MinAmbiente, 2018, p. 18)

A partir de esto, se consultaron las posibles concesiones de aguas que podría haber sobre la Quebrada las Liscas, obteniendo los siguientes resultados:

Concesiones de aguas superficiales. Este permiso que otorga la autoridad ambiental para obtener el aprovechamiento de las aguas superficiales para fines de abastecimiento o cualquier otra actividad estipulada por la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales (ANLA), fue solicitado y consultado en Corporación autónoma regional de la Frontera Nororiental, CORPONOR Territorial Ocaña, con fines de conocer las concesiones de agua superficial otorgadas pertenecientes a la Quebrada Las Liscas.

A partir de esto, como resultado, se conoció en la base de datos suministrada, que no se han dado concesiones de dicha quebrada. En la vereda que lleva su mismo nombre, se han dado concesiones pero a partir de otras fuentes, como Quebrada La Herradura y Quebrada Los Ranpachos.

En relación a lo anterior, se cuenta con el caudal aforado en la Quebrada las Liscas para el diseño de los elementos del sistema de acueducto propuestos en el presente proyecto, pues no existen concesiones de agua superficial otorgadas desde dicha fuente.

4.2.3 Análisis de la calidad del agua (Quebrada las Liscas). Se extrajo una muestra de agua de la Quebrada las Liscas y fue analizada para conocer las condiciones iniciales del afluente hídrico como fuente de abastecimiento para la propuesta de diseño del sistema de acueducto.

Se tomó una muestra para analizarla en el laboratorio y determinar los diferentes parámetros fisicoquímicos y microbiológicos en relación al beneficio que esta pudiera brindar a la comunidad universitaria. Para esto, se presentan a continuación los resultados obtenidos como:

alcalinidad, dureza, conductividad, potencial de hidrógeno, nitritos, nitratos, turbiedad, color, sulfatos, hierro total, coliformes totales, coliformes fecales y aerobios mesófilos.



Figura 9. Toma de la muestra de agua para análisis en laboratorio. (2019). Autores.

El presente proyecto debe cumplir con las normas técnicas de calidad de agua potable destinado al abastecimiento de la universidad. Para su estudio se tuvo en cuenta la normatividad descrita en el marco legal de este proyecto, para poder definir los valores de referencia admisibles para algunas características presentes en el agua, que proporcionan una base para estimar su calidad.

A partir de los siguientes resultados, se procedió a hacer el correspondiente análisis.

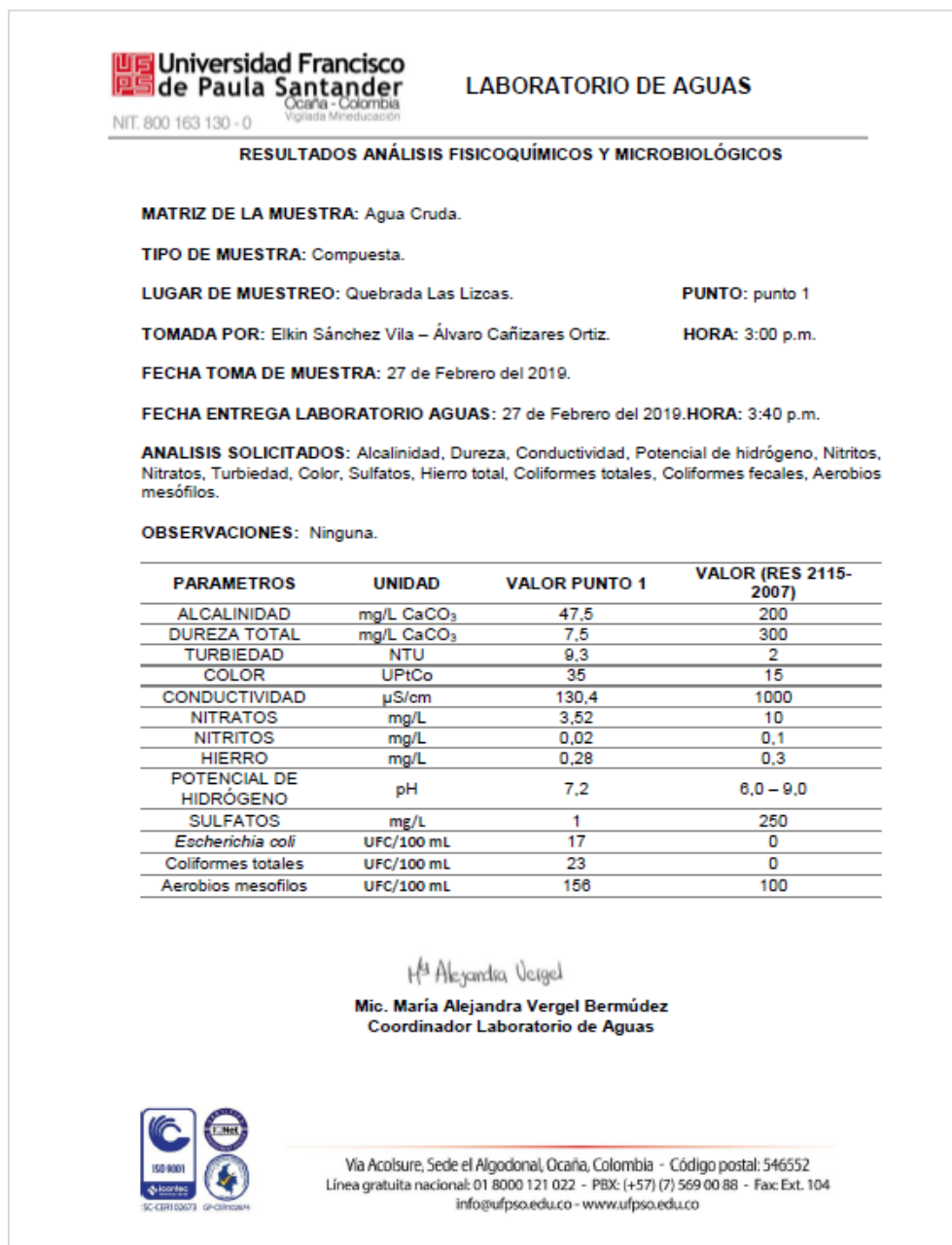


Figura 10. Resultados de Análisis Físicoquímicos y microbiológicos de muestra de agua Quebrada las Liscas. (2019). Laboratorio de Aguas de la UFPSO.

Para la evaluación y análisis de la calidad del agua, se consideraron los lineamientos del literal A.11.2.2 del título A del RAS 2000 “Procesos mínimos de tratamiento en función de la calidad de agua de la fuente”, en donde se muestran los valores en los cuales deben estar los

parámetros fisicoquímicos y microbiológicos y que caracteriza el afluyente por medio de cuatro grupos que corresponden a una fuente aceptable, regular, deficiente y muy deficiente. De igual manera, parámetros definidos en la Resolución 2115 de 2007 y el Decreto 1575 de 2007. Esto, se muestra en la Tabla 8.

Tabla 8
Procesos mínimos de tratamiento en función de la calidad de agua de la fuente

Parámetros	Unidades	Fuente aceptable	Fuente regular	Fuente deficiente	Fuente muy deficiente
DBO5 días Promedio mensual	mg/L	≤ 1,5	1,5 - 2,5	2,5 - 4	> 4
Máximo diario	mg/L	1 - 3	3 - 4	4 - 6	> 6
Coliformes totales Promedio mensual	(NMP/100mL)	0-50	50 - 500	500 - 5000	> 5000
Oxígeno disuelto	mg/L	≥ 4	≥ 4	≥ 4	< 4
PH promedio		6,0 - 8,5	5,0 - 9,0	3,8 - 10,5	3,8 - 10,5
Turbiedad	(UNT)	< 2	2 - 40	40 - 150	≥ 150
Color verdadero	(UPC)	< 10	10 - 20	20 - 40	≥ 40
Gusto y olor		Inofensivo	Inofensivo	Inofensivo	Inaceptable
Cloruros	(mg/L - Cl)	< 50	50 - 150	150 - 200	300
Fluoruros	(mg/L - F)	< 1,2	< 1,2	< 1,2	> 1,7

Nota: La tabla muestra parámetros definidos en función de la calidad del agua, según el RAS 2000, la Resolución 2115 de 2007 y el Decreto 1575 de 2007. Autores. (2019).

Los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos analizados en laboratorio, de la muestra de agua tomada y según los lineamientos del RAS 2000, el Decreto 1575 de 2007 y la Resolución 2115 de 2007, en las tablas anteriormente expuestas, se puede resaltar que los valores

de coliformes totales y pH corresponden a una fuente aceptable. Por su lado, la turbiedad hace parte de una fuente regular y el color a una fuente deficiente.

Así pues, el agua analizada de la fuente hídrica no está en óptimas condiciones para clasificar como una fuente totalmente aceptable que sirviera de abastecimiento para consumo humano, pero utilizando tratamientos mínimos, como la remoción del material flotante mediante cribado con rejillas o en su defecto, para el presente proyecto, la ejecución de un desarenador como proceso de pretratamiento y una planta de filtración lenta se puede llegar a mejorar las condiciones de potabilidad. De este modo, contar con una planta de tratamiento de agua potable, es una solución para que el agua de la quebrada pueda potabilizarse y abastecer a la comunidad universitaria.

Alcalinidad. La alcalinidad de un agua es debida al contenido de sales del ácido carbónico (bicarbonatos, carbonatos) e hidróxidos, es una medida o indicación de los componentes básicos del agua. La alcalinidad de las aguas naturales suele deberse a los carbonatos y bicarbonatos de calcio, magnesio, sodio y potasio y en algunos casos también se debe en pequeño grado a boratos, silicatos y fosfatos. Tiene un valor máximo aceptable de 200 mg/L según la Resolución 2115 de 2007 “calidad de agua potable”. (Avilla, 2017, p. 12)

En los resultados de laboratorio se obtuvo un valor de 47,5 mg/L por lo tanto esta en rango y considerada aceptable.

Dureza total. El término dureza se refiere al contenido total de iones alcalinotérreos que hay en el agua. Como la concentración de Ca^{2+} y Mg^{2+} es, normalmente, mucho mayor que la del resto de iones alcalinotérreos, la dureza es prácticamente igual a la suma de las concentraciones de estos dos iones.

(Manzano, 2015, p. 15)

El valor arrojando los resultados es de 7,5 mg/L CaCO_3 , lo que ratifica que es aceptable ya que su valor máximo aceptable de 300 mg/L CaCO_3 según la Resolución 2115 de 2007 calidad de agua potable.

Turbiedad. La turbidez es una medida del grado en el cual el agua pierde su transparencia debido a la presencia de partículas en suspensión; mide la claridad del agua. Medida de cuántos sólidos (arena, arcilla y otros materiales) hay en suspensión en el agua. Mientras más sucia parecerá que ésta, más alta será la turbidez. (Avilla, 2017, p. 13)

Los resultados arrojaron un valor de 9,3 NTU lo que está por encima de lo que acepta la Resolución 2115 de 2007 calidad de agua potable, que es 2 NTU.

Color. Esta característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella. Aún no es posible establecer las estructuras químicas fundamentales de las especies responsables del color. Esta característica del agua

se atribuye comúnmente a la presencia de taninos, lignina, ácidos húmicos, ácidos grasos, ácidos fúlvicos y etcétera. (Barrenechea A. , 2017, p. 17)

Se observa que los resultados están por encima de lo permitido por la Resolución arrojando un valor de 35 UptCo siendo el valor máximo aceptable 15 UptCo.

Conductividad. “Mide de forma general todas las sales que tiene disueltas el agua. Valores bajos de este parámetro indican un agua de buena calidad”. (López, 2016, p. 28)

El rango obtenido en el análisis es de 130,4 $\mu\text{S}/\text{m}$, considerando que su rango máximo aceptable es de 1000 $\mu\text{S}/\text{m}$.

Nitratos. “El nitrato es uno de los más frecuentes contaminantes de aguas subterráneas en áreas rurales. Se refiere solamente a la cantidad de nitrógeno presente, y el estándar normal, por lo tanto, es de 10 mg/l”. (Lenntech, 2019, p. 28)

Se obtiene un buen rango en los resultados de los análisis de 3,52 mg/l.

Nitritos. “Son iones que existen de manera natural y que forman parte del ciclo del nitrógeno”. (Lenntech, 2019, p. 31)

El valor máximo aceptable es de 0,1 mg/L y se obtuvo 0,02 mg/l en el análisis realizado.

Hierro. Por lo general, no produce trastornos en la salud en las proporciones en que se lo encuentra en las aguas naturales. La presencia de hierro puede afectar el sabor del agua. También puede formar depósitos en las redes de distribución y causar obstrucciones, así como alteraciones en la turbidez y el color del agua. Tiene gran influencia en el ciclo de los fosfatos, lo que hace que su importancia sea muy grande desde el punto de vista biológico. (Pradillo B. , 2017, p. 38)

El valor máximo permisibles es de 0,3 mg/L, arrojando el análisis un resultado de 0,28 mg/L cerca de los limites pero en el rango aceptado.

Potencial de Hidrógeno. El pH influye en algunos fenómenos que ocurren en el agua, como la corrosión y las incrustaciones en las redes de distribución. Aunque podría decirse que no tiene efectos directos sobre la salud, sí puede influir en los procesos de tratamiento del agua, como la coagulación y la desinfección. Por lo general, las aguas naturales (no contaminadas) exhiben un pH en el rango de 6 a 9. (Pradillo B. , 2017, p. 40)

En los análisis de laboratorio de observa está en un nivel aceptables de 7,2.

Sulfatos. Son un componente natural de las aguas superficiales y, en general, no se encuentran en concentraciones que puedan afectar a su calidad, pueden provenir de la oxidación de los sulfuros existentes en el agua. Los sulfatos de calcio y magnesio contribuyen a la dureza del agua. Un alto contenido de sulfatos

puede proporcionar sabor amargo al agua y podría tener un efecto laxante, sobre todo cuando se encuentra presente el magnesio. Cuando el sulfato se encuentra en concentraciones excesivas le confiere propiedades corrosivas. (Pradillo B. , 2016, p. 41)

El análisis tiene un valor óptimo de 1 mg/L siendo el valor máximo aceptable 250 mg/L según la Resolución 2115 del 2007 calidad de agua potable.

Escherichia Coli. “Son un tipo de bacterias coliformes fecales que se encuentran comúnmente en los intestinos de los animales La Calidad del Agua. E. coli puede causar infecciones del tracto urinario, diarrea de viajero y las infecciones nosocomiales”. (Rivera, 2014, p. 45)

La fuente analizada presenta contaminación fecal; se encontró un valor de 17 UFC/ml, para la cual se hace indispensable un sistema de tratamiento para lograr removerlas y reducirlas a los valores admisibles.

Coliformes totales. Los coliformes totales son las Enterobacteriaceae lactosa-positivas y constituyen un grupo de bacterias que se definen más por las pruebas usadas para su aislamiento que por criterios taxonómicos. Pertenecen a la familia Enterobacteriaceae y se caracterizan por su capacidad para fermentar la lactosa con producción de ácido y gas, más o menos rápidamente, en un periodo

de 48 horas y con una temperatura de incubación comprendida entre 30-37°C.
(Riviera, 2016, p. 45)

Su origen es principalmente fecal y por esos se consideran índices de contaminación fecal. Lo ideal y recomendable es tener un valor de 0 UFC/ml. El resultado analizado muestra una cantidad de 23 UFC/ml el cual se necesita una tratamiento para reducir este valor.

Aerobios Mesófilos. “Son todas aquellas bacterias aerobias, mesófilas capaces de crecer en agar nutritivo, afines a temperatura media (30-37°C) y la palabras aerobios que son dependientes de oxígeno”. (Rodríguez L., 2015, p. 51)

Los resultados microbiológicos de la fuente indican que las bacterias encontradas superan el valor máximo aceptable, arrojando un valor de 156 UFC/ml y siendo 100 UFC/ml el máximo aceptado, se tiene en cuenta que para el uso de este afluente se debe hacer un tratamiento para la reducción y remoción de estas bacterias.

Con los resultados de los parámetros del estudio anterior y comparados con los valores permitidos por la Resolución 2115 del 2007 calidad de agua potable, se considera que más del 50% de los parámetros cumplen con los valores admisibles y se puede determinar fuente segura, siempre y cuando se tenga en cuenta las recomendaciones y se realicen los procesos adecuados para los parámetros que sobresalen del rango permitido. Además, considerando el proceso de filtración lenta en una planta de tratamiento que contribuiría a lograr valores admisibles para cada parámetro de calidad de agua potable.

4.3 Determinación de la ubicación de la fuente de captación y de los elementos que hacen parte del sistema de acueducto de acuerdo a las características y topografía de la zona

Una vez identificada la zona involucrada para el desarrollo de este proyecto, se realizó la topografía correspondiente al lugar, determinando la ubicación de la fuente de captación, bocatoma, línea de aducción, línea de conducción, tanque de almacenamiento y planta de tratamiento en la UFPSO. De igual forma, se consideró la topografía correspondiente a la UFPSO para el planteamiento del diseño de la red de distribución para la misma universidad, la cual fue solicitada a la Oficina de Planeación.

Para realizar la topografía correspondiente desde el sector de las Liscas, se hizo con anterioridad un reconocimiento de la zona de estudio con el señor Álvaro León, Auxiliar de Servicios Generales de la UFPSO, y quien es el encargado de hacer los mantenimientos periódicos al tanque construido artesanalmente como captación actual para abastecer a la universidad de agua para riego desde dicho sector. También, se hizo reconocimiento a la línea de conducción de las mangueras que actualmente están conectadas desde el tanque de la quebrada de las Liscas hasta los tanques construidos en la universidad. Esto, se tuvo en cuenta para la realización de la topografía y el trazado de la red.

El levantamiento topográfico es primordial para la realización del proyecto y poder establecer las condiciones reales del terreno sobre el cual se va a hacer la propuesta de diseño del sistema de acueducto.

En primer lugar, se determinaron las curvas de nivel donde estarían ubicadas las estructuras, tales como la captación, desarenador y el tanque de almacenamiento. De manera continua, se realizó el trazado de la línea de aducción y conducción.



Figura 11. Realización de topografía zona involucrada en el diseño de acueducto. (2019). Autores.

Se hizo la topografía desde la zona donde quedaría ubicada la fuente de captación, la bocatoma y desde donde actualmente está el tanque que abastece de agua para riego a la universidad; esta zona es la más apropiada para su ubicación debido a la amplitud que posee, siendo otros sectores más pequeños y de difícil acceso.

Del mismo modo, se consideraron las ubicaciones de los demás elementos mencionados anteriormente.



Figura 12. Zona de ubicación de la bocatoma. (2019). Autores.

De acuerdo a la topografía realizada, se obtuvieron las siguientes alturas del terreno:

Tabla 9

Cotas del perfil de la topografía Quebrada las Liscas – UFPSO

Abscisa	Elevación
0	1300.98
20	1299.13
40	1297.09
60	1293.56
80	1292.19
100	1290.44
120	1285.92
140	1282.69
160	1265.17
180	1267.27

Nota: Para el trazado del presente perfil topográfico se tomaron en consideración abscisas cada 20 metros hasta la abscisa 0+860.00. Autores. (2019).

“Tabla 9” “Continuación”

200	1270.38
220	1270.46
240	1269.05
260	1270.73
280	1263.89
300	1267.13
320	1266.82
340	1265.67
360	1269.34
380	1263.44
400	1263.42
420	1264.05
440	1264.32
460	1265.32
480	1267.10
500	1267.87
520	1265.85
540	1264.75
560	1262.00
580	1258.24
600	1259.22
620	1260.57
640	1261.44
660	1262.76
680	1260.66
700	1258.47
720	1257.43
740	1253.77
760	1249.83
780	1247.18
800	1248.32
820	1250.02
840	1248.90
860	1247.31
868	1249.46

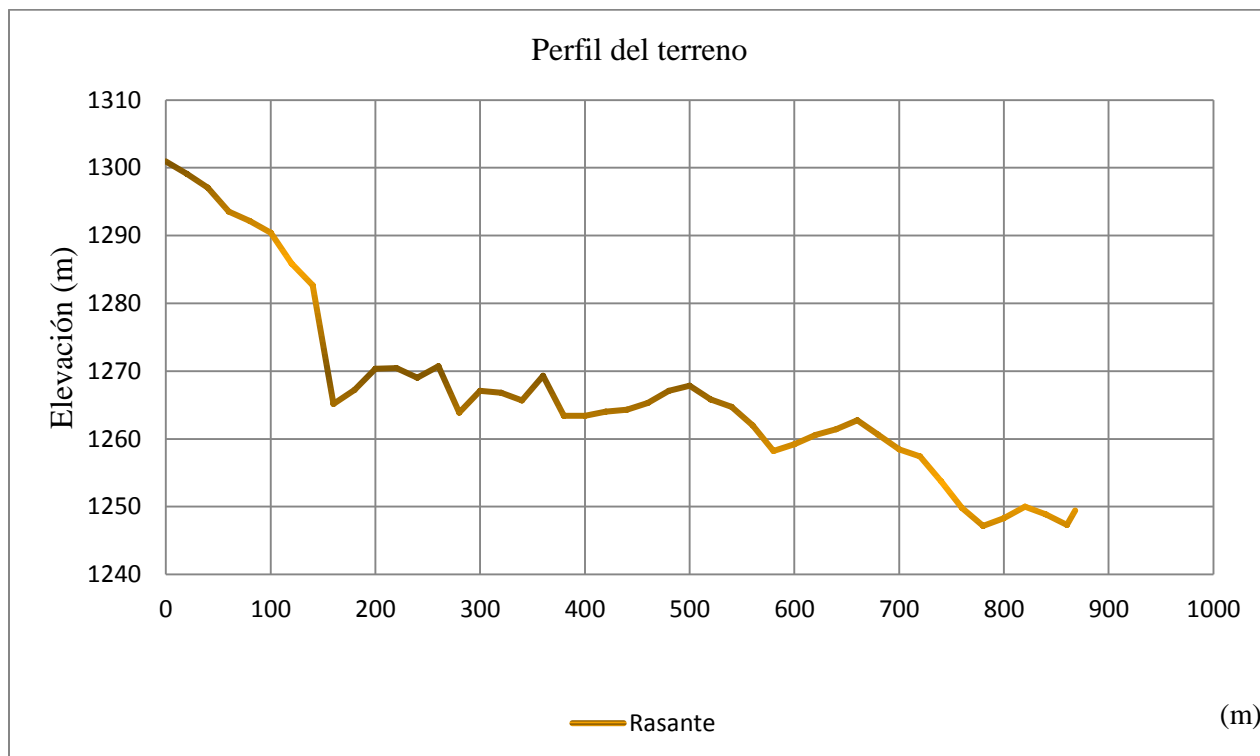


Figura 13. Perfil del terreno de la zona que involucra la zona de estudio Quebrada las Liscas-UFPSO. (2019). Autores.

De acuerdo al estudio topográfico presentado, se pudo determinar que se hará el diseño del acueducto por gravedad, presentado como un tipo de abastecimiento de agua en la que el agua cae por su propio peso desde su captación y es dirigido a la universidad por la línea de conducción.

La tubería de conducción iría situada sobre la rasante mostrada en el perfil topográfico, debido a las condiciones del terreno, pues este es rocoso y su topografía favorece la conducción del agua que abastecería a la universidad.

4.4 Diseño del sistema de acueducto propuesto

Según la Resolución 0330 de 2017, se utilizan métodos de cálculo ajustables para determinar el crecimiento de habitantes y así realizar las proyecciones de población. Esto, contando con información confiable registrada acerca de la demanda de agua, tal y como se muestra a continuación en la determinación de la población afectada.

Determinación de la población afectada. La población objeto o beneficiada con la ejecución del proyecto, corresponde a toda la comunidad que hace parte de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña e incluye a administrativos, docentes, docentes ocasionales, catedráticos y estudiantes. Esta información fue solicitada a las oficinas correspondientes. Admisiones, Registro y Control, fue la oficina encargada de proporcionar la información referente a la población estudiantil. Por su parte, la oficina de Personal, proporcionó la información referente a administrativos, docentes, docentes ocasionales y catedráticos. Finalmente, se obtuvo el total de personal que hace parte de la UFPSO, contando con información desde el año 2010 a 2018.

La información correspondiente al personal mencionado anteriormente fue filtrada con detalle, de modo que se tuviera en cuenta personal propio de la Sede el Algodonal, la cual sería beneficiada directamente con el sistema de acueducto. Para esto, se tomaron los datos necesarios, teniendo en cuenta el total de matriculados y egresados por año. A continuación se muestra un resumen de los datos obtenidos a partir de la información suministrada por la universidad.

Tabla 10
Registro histórico de estudiantes y egresados

Año	Estudiantes matriculados	Egresados	Total estudiantes
2010	3843	426	3417
2011	4464	403	4061
2012	4749	352	4397
2013	5408	577	4831
2014	5986	558	5428
2015	6295	572	5723
2016	6529	699	5830
2017	6465	651	5814
2018	6561	860	5701

Nota: Esta información fue filtrada con respecto a los registros obtenidos por la oficina de Admisiones, Registro y Control, ya que fue necesario obtener un registro basado solo en la población directamente relacionada con la Sede el Algodonal. Autores. (2019).

Tabla 11
Registro histórico de administrativos, docentes, docentes ocasionales y catedráticos

Año	Administrativos	Docentes	Docentes Ocasionales	Catedráticos	Total
2010	242	24	-	266	532
2011	272	28	-	306	606
2012	353	31	-	328	712
2013	407	30	-	355	792
2014	460	29	-	381	870
2015	519	29	-	397	945
2016	447	28	64	372	911
2017	392	32	86	316	826
2018	466	51	62	352	931

Nota: Esta información corresponde a la proporcionada por la Oficina de Personal de la UFPSO. Autores. (2019).

Tabla 12

Registro histórico población total de la UFPSO – Sede el Algodonal

Año	Población
2010	3949
2011	4667
2012	5109
2013	5623
2014	6298
2015	6668
2016	6741
2017	6640
2018	6632

Nota: Esta información corresponde a la población universitaria suministrada por la oficina Admisiones, Registro y Control y la oficina de Personal de la UFPSO. El total por años corresponde a un promedio de sus dos semestres. Autores. (2019).

4.4.1 Proyección de la población. Para determinar el periodo de seño, según

Cualla,(2010) “el período de diseño, en cualquier obra de la ingeniería civil, es el número de años durante los cuales una obra determinada ha de prestar con eficiencia el servicio para el que se diseñó”. (p. 39)

Para diseñar el sistema de acueducto, la población mostrada en la Tabla 12, se proyecta adoptando como periodo de diseño, 25 años, según lo establece la Resolución 0330 de 2017.

A continuación, se utilizan los métodos aritmético, geométrico y exponencial como métodos de cálculo para la proyección de la población.

Método aritmético

$$Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} \times (Tf - Tuc)$$

Donde:

Pf: Población futura

Puc: Población último censo

Pci: Población censo inicial

Tuc: Tiempo último censo

Tci: Tiempo censo inicial

Tf: Tiempo futuro

Luego,

$$Pf = 6632 + \frac{6632 - 3949}{2018 - 2010} \times (2019 - 2018)$$

$$Pf = 6967.38 = 6968 \text{ habitantes}$$

De esta manera, se hicieron los cálculos para los siguientes años, presentados en la siguiente tabla:

Tabla 13
Población proyectada calculada con el método aritmético

Año	Método aritmético
2019	6968
2020	7303
2021	7639
2022	7974
2023	8309
2024	8645
2025	8980
2026	9315
2027	9651
2028	9986
2029	10322
2030	10657
2031	10992
2032	11328
2033	11663
2034	11998
2035	12334
2036	12669
2037	13005
2038	13340
2039	13675
2040	14011
2041	14346
2042	14681
2043	15017
2044	15352

Fuente: Autores, 2019.

Método geométrico

$$Pf = Puc(1 + r)^{Tf - Tuc}$$

$$r = \left(\frac{Puc}{Pci} \right)^{\frac{1}{(Tuc-Tci)}} - 1$$

Donde:

Pf: Población futura

Puc: Población último censo

Pci: Población censo inicial

Tuc: Tiempo último censo

Tci: Tiempo censo inicial

Tf: Tiempo futuro

r: Tasa de crecimiento anual

Luego,

$$r = \left(\frac{6632}{3949} \right)^{\frac{1}{(2018-2010)}} - 1$$

$$r = 0.06695$$

$$Pf = 6632(1 + 0.06695)^{2019-2018}$$

$$Pf = 7076.01 = 7077 \text{ habitantes}$$

De esta manera, se hicieron los cálculos para los siguientes años, presentados en la siguiente tabla:

Tabla 14
Población proyectada calculada con el método geométrico

Año	Método geométrico
2019	7077
2020	7550
2021	8056
2022	8595
2023	9170
2024	9784
2025	10439
2026	11138
2027	11884
2028	12680
2029	13529
2030	14434
2031	15401
2032	16432
2033	17532
2034	18706
2035	19958
2036	21294
2037	22720
2038	24241
2039	25864
2040	27595
2041	29443
2042	31414
2043	33517
2044	35761

Fuente: Autores, 2019.

Método exponencial

$$Pf = Pci \times e^{kx(Tf - Tci)}$$

$$k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

Donde:

P_f : Población futura

P_{ci} : Población censo inicial

T_{ci} : Tiempo censo inicial

T_f : Tiempo futuro

k : Tasa de crecimiento de la población

P_{cp} : Población del censo posterior

P_{ca} : Población del censo anterior

T_{cp} : Año correspondiente al censo posterior

T_{ca} : Año correspondiente al censo anterior

\ln : Logaritmo natural o neperiano

Luego,

$$k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

$$k = \frac{\ln(4667) - \ln(3949)}{2011 - 2010}$$

$$k = 0.16705$$

De esta forma, se calcularon las tasas de crecimiento para finalmente obtener un ‘k promedio’, como se muestra a continuación:

Tabla 15
Tasa de crecimiento para población futura método exponencial

Año	Población	Tasa de crecimiento	
2010	3949	kx1	0.1670541
2011	4667	kx2	0.0904872
2012	5109	kx3	0.0958616
2013	5623	kx4	0.1133668
2014	6298	kx5	0.0570878
2015	6668	kx6	0.0108883
2016	6741	kx7	-0.015096
2017	6640	kx8	-0.001206
2018	6632	kpromedio	0.0648055

Fuente: Autores, 2019.

$$Pf = 3949 \times e^{0.0648055(2019-2010)}$$

$$Pf = 7076.02 = 7077 \text{ habitantes}$$

De esta manera, se hicieron los cálculos para los siguientes años considerados en el periodo de diseño tal y como se muestra a continuación:

Tabla 16
Población proyectada calculada con el método exponencial

Año	Método exponencial
2019	7077
2020	7550
2021	8056
2022	8595
2023	9170
2024	9784
2025	10439
2026	11138
2027	11884
2028	12680
2029	13529
2030	14434
2031	15401
2032	16432
2033	17532
2034	18706
2035	19958
2036	21294
2037	22720
2038	24241
2039	25864
2040	27595
2041	29443
2042	31414
2043	33517
2044	35761

Fuente: Autores, 2019.

Ahora, a continuación se muestran los tres métodos calculados para la población con el fin de hacer un comparativo y determinar finalmente el método que más se ajuste para la realización de este proyecto.

Tabla 17

Cálculo de población proyectada con los métodos aritmético, geométrico y exponencial

Año	Método aritmético	Método geométrico	Método exponencial
2019	6968	7077	7077
2020	7303	7550	7550
2021	7639	8056	8056
2022	7974	8595	8595
2023	8309	9170	9170
2024	8645	9784	9784
2025	8980	10439	10439
2026	9315	11138	11138
2027	9651	11884	11884
2028	9986	12680	12680
2029	10322	13529	13529
2030	10657	14434	14434
2031	10992	15401	15401
2032	11328	16432	16432
2033	11663	17532	17532
2034	11998	18706	18706
2035	12334	19958	19958
2036	12669	21294	21294
2037	13005	22720	22720
2038	13340	24241	24241
2039	13675	25864	25864
2040	14011	27595	27595
2041	14346	29443	29443
2042	14681	31414	31414
2043	15017	33517	33517
2044	15352	35761	35761

Nota: La cantidad mostrada para cada método de cálculo corresponde a la población proyectada. Autores. (2019).

Según el análisis que se hizo de las proyecciones de población con los tres métodos utilizados, se puede apreciar que el método aritmético da una buena aproximación, debido a que este considera un crecimiento lineal con tendencia a la estabilización de la tasa de crecimiento.

Por su parte, los dos métodos restantes, geométrico y exponencial, asumen un crecimiento rápido en los próximos años.

Por consiguiente, teniendo en cuenta los factores que podrían afectar el valor de la población futura, como tipo de población y dependiendo de sus características socio-económicas, se acepta el método aritmético, que arroja una población igual a 15352 habitantes, para el año 2044.

Dotación neta. La dotación neta, según la Resolución 0330 de 2017, debe determinarse haciendo uso de la información histórica de los consumos de agua potable. Para esto, se utiliza un valor de dotación que no supere los máximos establecidos en la siguiente la Tabla 18.

Tabla 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

Nota: La anterior tabla la especifica la Resolución 0330 de 2017. Autores. (2019).

Para la realización de este proyecto, se tiene en cuenta que la zona involucrada hace parte de un corregimiento de Ocaña, Norte de Santander. Este municipio, “está a una altura de 1202 m.s.n.m”. (Alcaldía, 2016, p. 12)

Dadas las condiciones anteriores, la dotación neta correspondiente es de 130 L/hab*día.

Dotación bruta. La dotación bruta, para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto se calcula mediante la siguiente ecuación:

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

Donde,

D_{bruta} = Dotación bruta

D_{neta} = Dotación neta

$\%p$ = Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para diseño

Este último porcentaje de pérdidas, según la Resolución 0330 de 2017, engloba el total de pérdidas esperadas en todos los componentes del sistema (como conducciones, aducciones y redes), así como las necesidades de la planta de tratamiento de agua potable, y no deberá superar el 25%. Para este caso, se adopta un porcentaje de pérdidas del 20%, considerando que la red no es tan extensa, es de fácil control y se puede atender rápidamente. Además, se plantea un seguimiento periódico a la red.

$$D_{bruta} = \frac{130 \text{ L/hab} * \text{ día}}{1 - 0.20}$$

$$D_{bruta} = 162.5 \text{ L/hab} * \text{ día}$$

Caudal de diseño. Los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueducto, según las variaciones diarias y horarias que pueden presentar, se establecen en la

Tabla 19.

Tabla 19
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

Nota: La anterior tabla hace parte de los lineamientos de la Resolución 0330 de 2017. Autores. (2019).

Ahora, con el fin de diseñar las estructuras de los elementos que conforman los sistemas de abastecimiento de agua, es necesario calcular el caudal apropiado, el cual debe tener en cuenta las necesidades de la población de diseño.

Caudal medio diario (Qmd). Según Cualla (2010), “este es un caudal promedio obtenido de un año de registros y es la base para la estimación de caudal máximo diario y del máximo horario”. (p. 45)

$$Qmd = \frac{P_f * D_{bruta}}{86400}$$

$$Qmd = \frac{15352 \text{ hab} * 162.5 \text{ L/hab} * \text{ día}}{86400}$$

$$Q_{md} = 28.8738 \text{ l/s}$$

Caudal máximo diario (QMD). Según Cualla (2010), “este caudal es la demanda máxima que se presenta en un día del año. Representa el día de mayor consumo en el año”. (p. 46)

“Para poblaciones mayores a 12500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor k_1 será superior a 1.2 ni el factor k_2 superior a 1.5”. (Resolución 0330, 2017, art. 46)

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

$$Q_{MD} = 1.2 * 28.8738 \text{ l/s}$$

$$Q_{MD} = 34.6486 \text{ l/s}$$

Caudal Máximo Horario (QMH). Según Cualla (2010), “corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo”. (p. 50)

$$Q_{MH} = k_2 * Q_{MD}$$

$$Q_{MH} = 1.5 * 34.6486 \text{ l/s}$$

$$Q_{MH} = 51.9729 \text{ l/s}$$

A continuación, se presenta una tabla resumen con la proyección de población con los respectivos caudales de consumo, teniendo en cuenta el periodo de diseño de 25 años, según los lineamientos de la Resolución 0330 de 2017.

Tabla 20
Proyección de población y demanda de consumos

Año	Método aritmético	Qmd(l/s)	QMD (l/s)	QMH (l/s)
2019	6968	13.1053	15.7264	23.5896
2020	7303	13.7354	16.4825	24.7237
2021	7639	14.3673	17.2408	25.8612
2022	7974	14.9974	17.9969	26.9953
2023	8309	15.6275	18.7530	28.1294
2024	8645	16.2594	19.5113	29.2669
2025	8980	16.8895	20.2674	30.4010
2026	9315	17.5195	21.0234	31.5352
2027	9651	18.1515	21.7818	32.6727
2028	9986	18.7815	22.5378	33.8068
2029	10322	19.4135	23.2962	34.9443
2030	10657	20.0435	24.0523	36.0784
2031	10992	20.6736	24.8083	37.2125
2032	11328	21.3056	25.5667	38.3500
2033	11663	21.9356	26.3227	39.4841
2034	11998	22.5657	27.0788	40.6182
2035	12334	23.1976	27.8372	41.7557
2036	12669	23.8277	28.5932	42.8898
2037	13005	24.4596	29.3516	44.0273
2038	13340	25.0897	30.1076	45.1615
2039	13675	25.7198	30.8637	46.2956
2040	14011	26.3517	31.6220	47.4331
2041	14346	26.9818	32.3781	48.5672
2042	14681	27.6118	33.1342	49.7013
2043	15017	28.2438	33.8925	50.8388
2044	15352	28.8738	34.6486	51.9729

Fuente: Autores, 2019.

Diseño de los elementos del sistema de acueducto propuesto. Para el diseño de la infraestructura, se plantean actividades que contribuyan al sistema de acueducto para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña. La fuente de captación, debe cumplir con los requisitos mínimos de cantidad, calidad y localización. De igual forma, se debe garantizar un caudal mínimo de aguas debajo de la captación superficial, que permita la realización de otros proyectos. Entre los factores de consumo, se tienen los siguientes:

Temperatura. “Debido a las condiciones propias de actividad del ser humano, mientras mayor sea la temperatura, mayor será el consumo de agua. En efecto, a mayores temperaturas, habrá más gasto de agua en aseo, riego y otras actividades que requieren el recurso hídrico”. (López C., 1995, p. 49)

Calidad de agua. “El consumo de agua será mayor en la medida en que las personas tengan la seguridad de una buena calidad de agua”. (López C., 1995, p. 49)

Características sociales y económicas. “El consumo de agua también depende del nivel de educación y nivel de ingresos de la población. En este sentido, se tiene en cuenta la proyección de la población, la cual va ligada a las características sociales, culturales y económicas”. (López C., 1995, p. 50)

Presión en la red de distribución de agua. “Cuando se tienen altas presiones en la red, habrá mayores desperdicios en el consumo al abrir llaves, regaderas otros elementos. Del mismo modo, se puede presentar un mayor número de rupturas en tubos o en la misma red de distribución”. (López C., 1995, p. 50)

4.4.2 Diseño de la bocatoma de fondo. Según la Resolución 0330 de 2017, esta “es una estructura hidráulica que capta el agua desde una fuente superficial y la conduce al sistema de acueducto. Las bocatomas, permiten tomar el agua, garantizando que la captación de agua será una cantidad constante, a la vez impide el ingreso de materiales sólidos y flotantes”. (p. 36)

Para la realización del presente proyecto y teniendo en cuenta que para la selección del tipo de bocatoma existen factores determinantes como la naturaleza del cauce y la topografía general del proyecto, se propondrá el diseño de una bocatoma de fondo, ya que es una quebrada donde la profundidad del cauce no es muy grande.

De esta forma, para el diseño de la bocatoma, se tuvo en cuenta el tipo de bocatoma de fondo debido a que la quebrada involucrada en el estudio es relativamente pequeña y la profundidad del cauce no es muy grande.

“La ubicación más apropiada para una bocatoma se presume en los tramos rectos y estables del río, dependiendo de la topografía, la geología, la capacidad de los suelos y, principalmente, de las variaciones hidrológicas del lugar que servirá para la instalación”. (Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, 2000, p. 63)

“En la bocatoma el agua se capta a través de una rejilla colocada en la parte superior de la presa y se ubica en sentido normal de la corriente. El ancho de esta presa puede ser igual o menor que el ancho del río”. (López C., 1995, p. 81)

La bocatoma de fondo consta de una presa, construida generalmente en concreto; muros laterales de contención que encauzan el agua de la quebrada hacia la rejilla y protegen los taludes de crecientes; una rejilla colocada sobre el canal colector que se encuentra dentro de la presa; una cámara de recolección de agua situada al

final de la canaleta; un vertedero de excesos dentro de la cámara de recolección.
(López C., 1995, p. 82)

Ahora, según la Resolución 0330 de 2017, el caudal de diseño para un componente como la captación de fuente superficial será hasta 2 veces el Caudal Máximo Diario (QMD). Teniendo en cuenta esto y considerando la evaluación con respecto al caudal aforado en la quebrada, se determinó adoptar 1.5QMD, ya que a partir del caudal mínimo de la fuente de captación, se puede utilizar el caudal de diseño, se consideró el caudal ecológico y además, son devueltos a la fuente 6.713 l/s.

Según, Cualla (2010), el agua se capta a través de una rejilla, que a su vez se dirige en sentido normal de la corriente. El ancho de la presa puede ser igual o menor que el ancho del río.
(p. 81)

Parámetros de diseño

Localización: Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, Sede El Algodonal.

Periodo de diseño: 25 años (QMD)

$Q_{fuente} = 55.149 \text{ l/s}$ (Caudal mínimo de la quebrada en el sitio de captación)

Población de diseño: 15352 habitantes

Ancho del río: 1.2 m

Diseño de la presa. En primer lugar se verificó que el caudal de diseño, Caudal Máximo Diario (QMD), fuera inferior al caudal mínimo del río en el sitio de captación. Para esto, se hicieron diferentes aforos en la quebrada las Liscas, mostrados con detalle anteriormente.

Tabla 21
Aforos realizados en el sitio de captación (Quebrada las Liscas)

Aforo de la Quebrada (fuente de captación)	
Descripción	Caudal (l/s)
Verano	55.149
Caudal máximo	325.344
Caudal medio	190.2465

Fuente: Autores, 2019.

$$QMD = 34.6486 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 1.5 \times QMD$$

$$Q_{\text{diseño}} = 1.5 \times 34.6486 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 48.508 \text{ L/s} = 0.048508 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ancho de la Presa. Según el RAS 2000, debe depender del ancho total de la estructura de captación. Por tanto, se asume un ancho L_p : 1,2 m Por lo tanto, la lámina de agua en las condiciones de diseño, es:

$$H = \left(\frac{Q}{1,84L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = \left(\frac{0.048508}{1,84 \times 1.2} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0.078 \text{ m}$$

Se hace la correspondiente corrección de longitud del vertimiento, teniendo en cuenta que no tiene contracciones debido a que se asumió el ancho de la presa igual al ancho del río. Por lo tanto, el ancho de la presa corregida es la misma.

$$L' = L - 0,1nH$$

n : Número de contracciones laterales = 0

$$L'_p = 1.2 - 0,1(0) \times 0.078$$

$$L'_p = 1.2 \text{ m}$$

Velocidad del río sobre la presa. “La velocidad del agua al pasar sobre la rejilla debe cumplir con la relación: $0,3 \text{ m/s} < Vr < 3 \text{ m/s}$ ”. (López C., 1995, p. 92)

$$Vr = \frac{Q_D}{L'_p \times H}$$

$$Vr = \frac{0.048508}{1.2 \times 0.078}$$

$$Vr = 0.518 \text{ m/s} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Diseño de la rejilla y canal de aducción. “El canal de aducción recoge el agua a través de la rejilla y la transporta a la cámara de derivación. Tiene una pendiente entre 1 y 4%, en este caso se utilizará una pendiente del 4%, con el fin de dar una velocidad mínima adecuada al flujo y que sea decisivo para realizar las labores de mantenimiento”. (López C., 1995, p. 92)

Ancho del canal de aducción

$$X_s = 0,36V_r^{\frac{2}{3}} + 0,60H^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,36 \times 0,518^{\frac{2}{3}} + 0,60 \times 0,078^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0.372 \text{ m}$$

$$X_i = 0,18V_r^{\frac{4}{7}} + 0,74H^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0,18 \times 0,518^{\frac{4}{7}} + 0,74 \times 0,078^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0.233 \text{ m}$$

$$B = X_s + 0,10 \text{ m}$$

$$B = 0.372 + 0,10 \text{ m}$$

$$B = 0.472 \text{ m}$$

Por tanto, el ancho del canal asumido es de 0.5 m → Cumple para mantenimiento

Dónde:

X_s : Alcance del chorro de agua sobre el filo superior del canal (m)

X_i : Alcance del chorro de agua sobre el filo inferior del canal (m)

V_r : Velocidad del río (m/s)

H : Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m)

B : Ancho del canal de aducción (m)

Diseño de la rejilla. “La captación de aguas superficiales a través de rejillas se utiliza especialmente en los ríos de zonas montañosas, los cuales están sujetos a grandes variaciones de caudal entre los periodos de estiaje y los periodos de crecientes máximas, con el fin de limitar la entrada de material flotante hacia las estructuras de captación”. (López C., 1995, p. 85)

Velocidad de flujo en la rejilla. Según la Resolución 0330 de 2017, “la velocidad efectiva de flujo a través de la rejilla debe ser inferior a 0,2 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes”. (p.38)

Dimensiones de la rejilla. “El ancho de la rejilla debe depender del ancho total de la estructura de captación. El ancho mínimo de la rejilla es de 0,40 m y la longitud mínima debe ser de 0,70 m. Las dimensiones son con el objeto de facilitar las labores de limpieza y mantenimiento de la estructura”. (López C., 1995, p. 85)

Separación entre barrotes. “La separación entre barrotes, para el caso de estructuras de captación en ríos con gravas gruesas, debe ser entre 75 mm y 150 mm. Para ríos caracterizados

por el transporte de gravas finas, la separación entre barrotes debe ser entre 20 mm y 50 mm”.

(RAS, Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000, p. 42)

Φ barras $\rightarrow b = 0,0127 \text{ m}$ (1/2”)

Número de barras: N

Se adopta el espacio entre barras en un rango de 0,05 m y 0,1 m. Para este caso se adopta 0.05 m.

Espacio entre barras (a): 0,05 m

Número de espacios: N + 1

Por otra parte, se asume la velocidad máxima permitida entre barrotes igual a 0,20 m/s, para condiciones críticas.

$$A_n = \frac{Q}{k \times V_b}$$

k=0,9

$$A_n = \frac{0.048508}{0,9 \times 0.20}$$

$$A_n = 0.269 \text{ m}^2$$

Longitud de la rejilla.

$$L_r = \frac{A_n \times (a + b)}{a \times B}$$

$$L_r = \frac{0.269 \times (0,05 + 0,0127)}{0,05 \times 0.50}$$

$$L_r = 0.675 \text{ m}$$

Como $L_r < 0,70 \text{ m}$ se asume:

$$L_r = 0.70 \text{ m}$$

Nuevo valor para A_n :

$$A_n = \frac{a}{(a + b)} \times B \times L_r$$

$$A_n = \frac{0,05}{(0,05 + 0,0127)} \times 0.50 \times 0.70$$

$$A_n = 0.279 \text{ m}^2$$

El número de espacios entre varillas es de:

$$N = \frac{A_n}{a \times B}$$

$$N = \frac{0.279}{0,05 \times 0.50}$$

$N = 11.16$ espacios entre varillas.

Se adoptan 12 espacios separados 5 cm entre sí, con lo cual se tienen las siguientes condiciones finales:

$$A_n = a \times B \times N$$

$$A_n = 0,05 \times 0,50 \times 12 = 0.3 \text{ m}^2$$

$$V_b = \frac{Q}{k \times A_n}$$

$$V_b = \frac{0.048508}{0,9 \times 0.3}$$

$$V_b = 0.18 \text{ m/s}$$

$$L_r = \frac{A_n \times (a + b)}{a \times B}$$

$$L_r = \frac{0.3 \times (0,05 + 0,0127)}{0,05 \times 0.5}$$

$$L_r = 0.75 \text{ m}$$

Verificación en porcentaje con el valor real:

$$\%E = \frac{0.7 - 0.75}{0.7}$$

$$\%E = 0.071 \text{ (valor absoluto)}$$

Canal de aducción. Se calculan los niveles de agua en el canal de aducción, aguas abajo y aguas arriba.

Aguas abajo

$$h_e = h_c = \left[\frac{Q_D^2}{g * B^2} \right]^{1/3}$$

$$h_e = h_c = \left[\frac{0.048508^2}{9.81 * 0.5^2} \right]^{1/3}$$

$$h_e = h_c = 0.099 \text{ m}$$

Aguas arriba

$$L_c = L_r + \text{Espesor del muro}$$

Según Cualla, (2010), “se tiene en cuenta un espesor de muro de 0.3 m”. (p. 93)

$$L_c = 0.75 + 0.3$$

$$L_c = 1.05 \text{ m}$$

$$h_0 = \left[2 * h_e^2 + \left(h_e - \frac{i * L_c}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2 * i}{3} * L_r$$

$$h_0 = \left[2 * 0.099^2 + \left(0.099 - \frac{i * 1.05}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2 * 0.004}{3} * 0.75$$

$$h_0 = 0.144 \text{ m}$$

Se determinó H_0 y H_e , según la Cualla (2010), “se toma un valor de Borde Libre de 0.15 m”. (p. 94)

$$H_0 = h_0 + BL$$

$$H_0 = 0.044 + 0.15$$

$$H_0 = 0.294 \text{ m}$$

$$H_e = h_0 + i * L_c + BL$$

$$H_e = 0.144 + 0.004 * 1.05 + 0.15$$

$$H_e = 0.336$$

Se calculó la velocidad del agua al final del canal de aducción

$$V_e = \frac{Q_D}{B * h_e}$$

$$V_e = \frac{0.048508}{0.5 * 0.099}$$

$$V_e = 0.98 \rightarrow 0,3 \frac{m}{s} < V_e < 3,0 \frac{m}{s} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Diseño de la cámara de recolección

Se halla X_s y X_i

$$X_s = 0,36 * V_e^{2/3} + 0,6 * h_e^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 * 0,98^{2/3} + 0,6 * 0,099^{4/7}$$

$$X_s = 0.515 \text{ m}$$

$$X_i = 0,18 * 0,98^{4/7} + 0,74 * 0,099^{3/4}$$

$$X_i = 0.309 \text{ m}$$

Ahora, se calcula la base de la cámara

$$B_c = 0.515 + 0,30 \text{ m}$$

$$B_c = 0.8 \text{ m}$$

Este valor no es recomendable para acceso a mantenimiento, por tanto se adopta un valor según la Cualla (2010) de:

$$B_c = 1.5 \text{ m}$$

Cálculo de la altura de los muros de contención. Para este cálculo, “se trabaja con el caudal máximo del río”. (López C., 1995, p. 95)

$$H_{m\acute{a}x} = \left[\frac{Q_{m\acute{a}x}}{1,84 * L} \right]^{2/3}$$

$$H_{m\acute{a}x} = \left[\frac{0.3253}{1,84 * 1.2} \right]^{2/3}$$

$$H_{m\acute{a}x} = 0.279 \text{ m}$$

Cálculo del caudal de excesos. “Para el cálculo de este caudal se trabaja con el caudal promedio correspondiente al caudal máximo y mínimo de la quebrada”. (López C., 1995, p. 96)

$$H_{prom} = \left[\frac{Q_{promedio}}{1,84 * L} \right]^{2/3}$$

$$H_{prom} = \left[\frac{0.1902}{1,84 * 1.2} \right]^{2/3}$$

$$H_{prom} = 0.195 \text{ m}$$

Ahora se halla el $Q_{captado}$:

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2 * g * H}$$

$$Q_{captado} = 0.3 * 0.3 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.195}$$

$$Q_{captado} = 0.176 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se determina el $Q_{excesos}$:

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{dise\tilde{n}o}$$

$$Q_{excesos} = 0.176 - 0.048508$$

$$Q_{excesos} = 0.127 \text{ m}^3/\text{s}$$

Se determina el Hexcesos:

$$H_{excesos} = \left[\frac{Q_{excesos}}{1,84 * L_{camara}} \right]^{2/3}$$

$$H_{excesos} = \left[\frac{0.127}{1,84 * 1.5} \right]^{2/3}$$

$$H_{excesos} = 0.128 \text{ m}$$

Vexcesos

$$V_{excesos} = \frac{Q_{excesos}}{H_{excesos} * B_{camara}}$$

$$V_{excesos} = \frac{0.127}{0.128 * 1.5}$$

$$V_{excesos} = 0.661 \text{ m/s}$$

Se determina X_s debido al Q excesos

$$X_s = 0,36 * 0.661^{2/3} + 0,6 * 0.128^{4/7}$$

$$X_s = 0.459 \text{ m}$$

Se calcula B excesos:

$$B_{excesos} = 0.459 + 0,10 \text{ m}$$

$$B_{excesos} = 0.55 \text{ m}$$

Tabla 22
Cálculo de cotas tubería de exceso

Cálculo de cotas		
Fondo del río en la captación =	1301.933	
Lámina sobre la presa		
Diseño = Fondo del río en la captación + H_D =	1301.933	
Máxima = Fondo del río en la captación + $H_{m\acute{a}x}$ =	1302.212	
Promedio = Fondo del río en la captación + H_{prom} =	1302.128	
Corona de los muros de contención = Fondo del río en la captación + $H_{m\acute{a}x}$ + BL =	1302.512	BL = 0,30 m
Canal de aducción		
Fondo aguas arriba = Fondo del río en la captación - H_0 =	1301.639	
Fondo aguas abajo = Fondo del río en la captación - H_e =	1301.597	
Lámina aguas arriba = Fondo aguas arriba + h_0 =	1301.783	
Lámina aguas abajo = Fondo aguas abajo + h_e =	1301.696	
Cámara de recolección		
Cresta del vertedero = Fondo aguas abajo - 0,15 m =	1301.447	
Fondo de la cámara = Cresta del vertedero - 0,40 m =	1301.047	Cota de entrada
Tubería de excesos		
Cota de entrada =	1301.047	Fondo de la cámara
Cota del río en la entrega =	1297.5215	Del plano topog.
Cota de salida = Cota del río en la entrega + 0,15 m =	1297.6715	Cota de entrada al río

Fuente: Autores, 2019.

Se la topografía del terreno, para la tubería de desagüe se toma un valor de $L=10$ m

(Tubería de excesos)

$$i_{tubería} = \frac{1301.047 - 1297.6715}{50}$$

$$i_{tubería} = j = 0.068$$

Aplicando la fórmula de Hazen - Williams y despejando D, se tiene:

$$C = 150$$

$$D = \left(\frac{Q_{excesos}}{0,2785 * C * j^{0,54}} \right)^{1/2,63}$$

$$D = \left(\frac{0.127}{0,2785 * 150 * 0.068^{0,54}} \right)^{1/2,63}$$

$$D = 0.191991 \text{ m}$$

$$D = 7.55869 \text{ pulgadas}$$

$$D = 8 \text{ pulgadas}$$

4.4.3 Línea de aducción. “El desarenador debe situarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar tramos largos de agua no tratada, ya que se pueden presentar problemas de obstrucción por material sedimentable. Generalmente esta línea puede estar comprendida en 50 y 300 metros”. (López C., 1995, p. 159)

Condiciones de diseño

Qdiseño → 0,0346486 m³/s

Tipo de tubería → PVC → n=0,009

Longitud de la línea de aducción → 6 m (según plano topográfico)

Cota del vertedero en la cámara de quietamiento de la bocatoma =1301,447 m.s.n.m.

Cota fondo cámara quietamiento bocatoma =1301,047 m.s.n.m.

Cota de entrada cámara de quietamiento al desarenador =1300,847 m.s.n.m.

Se calculan la pendiente (S) de la tubería entre la bocatoma y el desarenador y el diámetro correspondiente con la ecuación de Manning.

Pendiente.

$$S = \frac{\text{Cota fondo cámara quietamiento bocatoma} - \text{Cota de entrada cámara de quietamiento al desarenador}}{\text{Linea de conducción}}$$

$$S = \frac{1301,047 - 1300,847}{6}$$

$$S = 0,03333$$

Diámetro (D) de la tubería.

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q_D}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 * \left(\frac{0,009 * 0,0346486}{0,03333^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,1419 \text{ m}$$

$$D = 5,59''$$

Se recomienda que el diámetro de la línea de aducción debe estar por encima del diámetro calculado, donde se obtuvo el siguiente diámetro comercial.

$$D = 6''$$

$$D = 0,1524 \text{ m}$$

Se calcula las condiciones de flujo lleno de la tubería.

$$Q_0 = \frac{A * \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q_0 = \frac{\frac{\pi * 0,1524^2}{4} * \left(\frac{0,1524}{4}\right)^{2/3} * 0,03333^{1/2}}{0,009}$$

$$Q_0 = 0,042 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde:

A = área de la tubería

Q_0 = Caudal a flujo lleno

D = Diámetro comercial de la tubería

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad de Manning

La velocidad a flujo lleno debe ser mayor a 0,6 m/s

$$V_0 = \frac{Q_0}{A}$$

$$V_0 = \frac{0,042}{\frac{\pi * 0,1524^2}{4}}$$

$$V_0 = 2,302 \text{ m/s} \rightarrow \text{Cumple}$$

Donde:

$V_0 =$ *Velocidad de la tubería a flujo lleno*

$$R_0 = \frac{D}{4}$$

$$R_0 = \frac{0,1524}{4}$$

$$R_0 = 0,038$$

Donde:

$R_0 =$ *Radio hidráulico lleno*

Con el caudal de diseño y el caudal a flujo lleno de la tubería se hace una relación.

$$\frac{Q}{Q_0}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0,0346486}{0,042}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,82$$

Con el valor de la relación se obtuvieron los siguientes datos en la tabla 8,2 de Relaciones Hidráulicas para conductos circulares de la Cualla.

$$\frac{V}{V_0} = 0,990 \rightarrow V = 0,990 * 2,302$$

$$V = 2,279 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0,770 \rightarrow d = 0,770 * 0,1524$$

$$d = 0,117 \text{ m}$$

$$\frac{R}{R_0} = 1,208 \rightarrow R = 1,208 * 0,038$$

$$R = 0,046 \text{ m}$$

Se calculó el cortante, este permite el arrastre de los sedimentos en la tubería y debe ser mayor a 1,2 Pa.

$$\tau = \gamma * S * R$$

$$\tau = 9810 * 0,03333 * 0,046$$

$$\tau = 15,04 \text{ Pa}$$

Verificación de la cota de salida de la bocatoma. En el diseño de la cámara de recolección de la bocatoma se adoptó una profundidad de 0,4 desde la lámina de agua hasta el fondo de la cámara, donde se hace una corrección dando un valor:

$$d + 1,5 * \frac{V_r^2}{2 * g}$$

$$0.117 + 1.5 * \frac{2.279^2}{2 * 9.81} = 0.514$$

Ahora, calculado el valor de la verificación se adopta 0,5cm para hacer una corrección desde la lámina de agua hasta el fondo de la de la cámara de recolección de la bocatoma, la cual sería la cota de la lámina de agua menos el valor adoptado de la verificación; (1301,447 – 0,5= 1300,947 m.s.n.m). En la lámina de agua de la entrada al desarenador también se realiza una corrección que corresponde a la cota de entrada al desarenador menos el tirante hidráulico, (1300,847 – 0,117 = 1300, 73 m.s.n.m.).

Con las nuevas cotas reales corregidas se vuelve a calcular todos los parámetros anteriores, para volver a realizar una verificación.

Pendiente

$$S = \frac{\text{Cota fondo cámara quietamiento bocatoma} - \text{Cota de entrada cámara de quietamiento al desarenador}}{\text{Línea de conducción}}$$

$$S = \frac{1300,947 - 1300,73}{6}$$

$$S = 0,036167$$

Diámetro (D) de la tubería

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q_D}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 * \left(\frac{0,009 * 0,0346486}{0,036167^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,14 \text{ m}$$

$$D = 5,51''$$

Se recomienda que el diámetro de la línea de aducción debe estar por encima del diámetro calculado, donde se obtuvo el siguiente diámetro comercial.

$$D = 6''$$

$$D = 0,1524 \text{ m}$$

Se calcula las condiciones de flujo lleno de la tubería

$$Q_0 = \frac{A * \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q_0 = \frac{\frac{\pi * 0,1524^2}{4} * \left(\frac{0,1524}{4} \right)^{2/3} * 0,036167^{1/2}}{0,009}$$

$$Q_0 = 0,044 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde:

$$Q_0 = \text{Caudal a flujo lleno}$$

$D = \text{Diámetro comercial de la tubería}$

$S = \text{Pendiente}$

$n = \text{Coeficiente de rugosidad de Manning}$

La velocidad a flujo lleno de ser mayor a 0,6 m/s

$$V_0 = \frac{Q_0}{A}$$

$$V_0 = \frac{0,044}{\frac{\pi * 0,1524^2}{4}}$$

$$V_0 = 2,364 \text{ m/s} \rightarrow \text{Cumple}$$

Donde:

$V_0 = \text{Velocidad de la tubería a flujo lleno}$

$$R_0 = \frac{D}{4}$$

$$R_0 = \frac{0,1524}{4}$$

$$R_0 = 0,038$$

Donde:

$R_0 = \text{Radio hidraulico lleno}$

Con el caudal de diseño y el caudal a flujo lleno de la tubería se hace una relación.

$$\frac{Q}{Q_0}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0,0346486}{0,044}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,79$$

Con el valor de la relación se obtuvo los siguientes datos en la tabla 8,2 de relaciones hidráulicas para conductos circulares de la Cualla.

$$\frac{V}{V_0} = 0,980 \rightarrow V = 0,980 * 2,412$$

$$V = 2,364 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0,750 \rightarrow d = 0,750 * 0,1524$$

$$d = 0,114 \text{ m}$$

$$\frac{R}{R_0} = 1,200 \rightarrow R = 1,200 * 0,038$$

$$R = 0,046 \text{ m}$$

Se calcula el cortante. Este permite el arrastre de los sedimentos en la tubería y debe ser mayor a 1,2 Pa.

$$\tau = \gamma * S * R$$

$$\tau = 9810 * 0,036167 * 0,046$$

$$\tau = 16,321 \text{ Pa}$$

Se realiza de nuevo la verificación a la cota de salida de la bocatoma.

$$d + 1,5 * \frac{V_r^2}{2 * g}$$

$$0,114 + 1,5 * \frac{2,364^2}{2 * 9,81} = 0,541$$

Como la verificación da un valor por encima del adoptado en la iteración anterior se deben evaluar de nuevo los cálculos de los parámetros pero con un valor adoptado de 0,55cm, recalculando la lámina de agua hasta el fondo de la de la cámara de recolección de la bocatoma el cual sería la cota de la lámina de agua menos el valor adoptado de la verificación; (1301,447 – 0,55= 1300,897 m.s.n.m) en la lámina de agua de la entrada al desarenador también se realiza una corrección que corresponde a la cota de entrada al desarenador menos el tirante hidráulico, (1300,847 – 0,117 = 1300, 733 m.s.n.m.).

$$S = \frac{\text{Cota fondo cámara quietamiento bocatoma} - \text{Cota de entrada cámara de quietamiento al desarenador}}{\text{Línea de conducción}}$$

$$S = \frac{1300,897 - 1300,733}{6}$$

$$S = 0,027333$$

Diámetro (D) de la tubería.

$$D = 1,548 * \left(\frac{n * Q_D}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 * \left(\frac{0,009 * 0,0346486}{0,027333^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,147 \text{ m}$$

$$D = 5,79''$$

Se recomienda que el diámetro de la línea de aducción debe estar por encima del diámetro calculado, donde se obtuvo el siguiente diámetro comercial.

$$D = 6''$$

$$D = 0,1524 \text{ m}$$

Se calcula las condiciones de flujo lleno de la tubería.

$$Q_0 = \frac{A * \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} * S^{1/2}}{n}$$

$$Q_0 = \frac{\frac{\pi * 0,1524^2}{4} * \left(\frac{0,1524}{4} \right)^{2/3} * 0,027333^{1/2}}{0,009}$$

$$Q_0 = 0,038 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donde:

$Q_0 = \text{Caudal a flujo lleno}$

$D = \text{Diametro comercial de la tubería}$

$S = \text{Pendiente}$

$n = \text{Coeficiente de rugosidad de Manning}$

La velocidad a flujo lleno de ser mayor a 0,6 m/s

$$V_0 = \frac{Q_0}{A}$$

$$V_0 = \frac{0,038}{\frac{\pi * 0,1524^2}{4}}$$

$$V_0 = 2,083 \text{ m/s} \rightarrow \text{Cumple}$$

Donde:

$V_0 = \text{Velocidad de la tubería a flujo lleno}$

$$R_0 = \frac{D}{4}$$

$$R_0 = \frac{0,1524}{4}$$

$$R_0 = 0,038$$

Donde:

$R_0 = \text{Radio hidraulico lleno}$

Con el caudal de diseño y el caudal a flujo lleno de la tubería se hace una relación.

$$\frac{Q}{Q_0}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0,0346486}{0,038}$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,91$$

Con el valor de la relación se obtuvo los siguientes datos en la tabla 8,2 de Relaciones Hidráulicas para conductos circulares de la Cualla (2010).

$$\frac{V}{V_0} = 1,021 \rightarrow V = 1,021 * 2,083$$

$$V = 2,127 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0,835 \rightarrow d = 0,835 * 0,1524$$

$$d = 0,127 \text{ m}$$

$$\frac{R}{R_0} = 1,21 \rightarrow R = 1,21 * 0,038$$

$$R = 0,046 \text{ m}$$

Se calcula el cortante. Este permite el arrastre de los sedimentos en la tubería y debe ser mayor a 1,2 Pa.

$$\tau = \gamma * S * R$$

$$\tau = 9810 * 0,02733 * 0,046$$

$$\tau = 16,321 \text{ Pa}$$

Se realiza de nuevo la verificación a la cota de salida de la bocatoma.

$$d + 1,5 * \frac{V_r^2}{2 * g}$$

$$0,127 + 1,5 * \frac{2,127^2}{2 * 9,81} = 0,5$$

El valor calculado es aproximado y se encuentra por debajo de lo adoptado en la iteración anterior.

Se calcula el Qexcesos

$$Q_0 = Q_{lleno} - Q_{diseño}$$

$$Q_0 = 0,044 - 0,0346486$$

$$Q_0 = 0,0093$$

Calculo de cotas. Las cotas finales de la línea de aducción serán:

Cota batea a la salida de la bocatoma = Cota del vertedero en la cámara de quietamiento de la bocatoma - Altura lámina de agua = 1300,897 m.

Cota clave a la salida de la bocatoma = Cota batea a la salida de la bocatoma + Diámetro de la nueva pendiente = 1301,049 m.

Cota batea a la llegada al desarenador = 1300,733 m.

Cota clave a la llegada al desarenador = Cota batea a la llegada al desarenador + Diámetro de la nueva pendiente = 1300,885 m.

Cota de la lámina de agua a la llegada al desarenador = Cota batea a la llegada al desarenador + diámetro "tirante" = 1300,860 m.

4.4.4 Desarenador. Según Cualla (2010), un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario, pero en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas. El desarenador debe situarse lo más cerca

posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. (p. 153)

Condiciones de la tubería de entrada al desarenador

Diseño del desarenador. Condiciones de la tubería de entrada.

$Q_{\text{diseño}} \rightarrow 0,0346486 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{\text{lleno}} \rightarrow 0,038 \text{ m}^3/\text{s}$

$V_{\text{real}} \rightarrow 2,127 \text{ m/s}$

$V_{\text{lleno}} \rightarrow 2,083 \text{ m/s}$

Diámetro $\rightarrow 6'' \rightarrow 0,1524 \text{ m}$

Tirante (Y) $\rightarrow 0,127 \text{ m}$

Condiciones de diseño del desarenador

Periodo de diseño $\rightarrow 25 \text{ años}$

Remoción de partículas $\rightarrow \Phi_{\text{partículas}} = 0,1 \text{ mm.}$

Grado de remoción del desarenador $\rightarrow \% \text{Remo} = 80\%$

Temperatura $\rightarrow T^{\circ} = 21 \text{ }^{\circ}\text{C}$

Viscosidad cinemática $\rightarrow (\mu) = 0,009835 \text{ cm}^2/\text{s}$

Grado del desarenador $\rightarrow n = 1$

Relación longitud-ancho $\rightarrow \frac{L}{B} = \frac{4}{1}$

Tubería PVC $\rightarrow (C) = 150$

Peso específico de las partículas de arena $\rightarrow \rho_s = 2,65$

Peso específico dl agua $\rightarrow \rho_{H_2O} = 1$

Cota de la lámina de agua a la entrada = 1300,86 m.s.n.m.

Cálculo de los parámetros de sedimentación

Se calcula la velocidad de sedimentación de las partículas (V_s).

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_s - \rho)}{\mu} * d^2$$

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1)}{0,009835} * 0,01^2$$

$$V_s = 0,9143 \text{ cm/s}$$

$$V_s = 0,009143 \text{ m/s}$$

De la tabla 9.3, se obtiene el número de Hazen. Se ingresa el $n=1$ y el grado de remoción (%remocion)= 80%.

$$\frac{V_s}{V_0} = \frac{\theta}{t} = 4,0 ; \quad \theta = 4,0 * t$$

Se considera el valor de $H=2,75$ m que es la profundidad útil del desarenador, el cual debe estar en un rango de $1,5 \text{ m} \leq H \leq 4,5 \text{ m}$. Se calcula el tiempo (t) que tarda la partícula de Φ igual 0,1 mm, en llegar al fondo.

$$t = \frac{H}{V_s}$$

$$t = \frac{275}{0,9143}$$

$$t = 300,777 \text{ seg}$$

“El período de retención de la partícula (θ) debe ser mayor o igual a 0,333 horas”.

(Resolución 0330, 2017, art. 55)

$$\theta = 4,0 * t$$

$$\theta = 4,0 * 300,777$$

$$\theta = 1203,108 \text{ seg}$$

$$\theta = 0,3342 \text{ horas} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Se procede a calcular el volumen del tanque, con el cumplimiento del parámetro anterior.

$$V_{\text{tanque}} = \theta * Q_{\text{diseño}}$$

$$V_{\text{tanque}} = 1203,108 * 0,0346486$$

$$V_{\text{tanque}} = 41,686 \text{ m}^3$$

Se calcula el área superficial del tanque (A_s).

$$A_s = \frac{V_{\text{tanque}}}{H}$$

$$A_s = \frac{41,686}{2,75}$$

$$A_s = 15,159 \text{ m}^2$$

Con el área superficial y la relación de longitud-ancho, se calculan las medidas internas del tanque.

$$\frac{L}{B} = \frac{4}{1}$$

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{\left(\frac{L}{B}\right)}}$$

$$B = \sqrt{\frac{15,159}{\left(\frac{4}{1}\right)}}$$

$$B = 1,947 \text{ m}$$

Se asume una medida constructiva para la base y calcula la longitud, $B=1,95$.

$$L = 4 * B$$

$$L = 4 * 1,95$$

$$L = 7,8 \text{ m}$$

Con las medidas finales internas del tanque, re calcula de nuevo el área superficial.

$$A_s = B * L$$

$$A_s = 1,95 * 7,8$$

$$A_s = 15,21 \text{ m}^2$$

Se calcula la carga hidráulica superficial (q) para el tanque, en este caso sería.

$$q = \frac{Q_{diseño}}{A_s}$$

$$q = \frac{0,0346486}{15,21}$$

$$q = 0,002278 \text{ m/s}$$

$$q = 196,820 \text{ m/dia}$$

$$q = 0,2278 \text{ cm/s}$$

La carga hidráulica superficial es igual a la velocidad de sedimentación de las partículas crítica en condiciones teóricas V_0 , la cual debe corresponder a la de un diámetro menor. (López C., 2010, p. 156)

$$V_0 = q = 0,002278 \text{ m/s}$$

$$V_0 = q = 0,2278 \text{ cm/s}$$

Dado lo anterior se prosigue con la verificación del diámetro de la partícula (d_0).

$$d_0 = \sqrt{\frac{V_0 * 18 * \mu}{g * (\rho_s - \rho)}}$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{0,2278 * 18 * 0,009835}{981 * (2,65 - 1)}}$$

$$d_0 = 0,00499 \text{ cm}$$

$$d_0 = 0,0499 \text{ mm}$$

$$d_0 < d$$

$$0,0499 < 0,1 \rightarrow \text{Cumple.}$$

Se demuestra que la relación del tiempo es igual a la relación de las velocidades, es decir:

$$\frac{s}{V_0} = \frac{\theta}{t} = 4,0$$

$$\frac{0,9143}{0,2278} = 4,0$$

La velocidad horizontal (V_h) en el desarenador será:

$$V_h = \frac{V_0 * L}{H}$$

$$V_h = \frac{0,002278 * 7,8}{2,7}$$

$$V_h = 0,0065 \text{ m/s}$$

Donde:

L: longitud del tanque.

H: altura efectiva.

V_0 : Velocidad de sedimentación de la partícula crítica.

Se halla la velocidad horizontal máxima ($V_{h \text{ máx}}$).

$$V_{h \text{ máx}} = 20 * V_s$$

$$V_{h \text{ máx}} = 20 * 0,009143$$

$$V_{h \text{ máx}} = 0,1829 \text{ m/s}$$

Se hace una verificación entre la velocidad horizontal y la máxima:

$$V_h < V_{h \text{ máx}}$$

$$0,0065 \text{ m/s} < 0,1829 \text{ m/s} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Velocidad máxima de resuspensión (V_r):

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * K}{f} * g * (\rho_s - \rho) * d}$$

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * (2,65 - 1) * 0,01}$$

$$V_r = 13,14 \text{ cm/s}$$

Donde:

K : constante de valor 0,04

f : Constante de valor 0,03

Cálculos de los elementos del desarenador

Vertedero de salida. Inicialmente se calcula la altura de la lámina de agua (H_v) y la velocidad (V_v), para así aplicar la ecuación del alcance horizontal de la vena de la vertiente, para obtener la longitud del vertedero.

$$H_v = \left[\frac{Q_d}{1,84 * B} \right]^{2/3}$$

$$H_v = \left[\frac{0,00346486}{1,84 * 1,95} \right]^{2/3}$$

$$H_v = 0,045 \text{ m}$$

$$V_v = \frac{Q_{diseño}}{H_v * B}$$

$$V_V = \frac{0,00346486}{0,045 * 1,95}$$

$V_V = 0,395 \text{ m/s} \rightarrow$ debe ser $V_V \geq 0,3 \text{ m/s} \rightarrow$ Cumple.

Alcance horizontal de la vena de la vertiente.

$$X_s = 0,36 * V_V^{2/3} + 0,6 * H_V^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 * 0,395^{2/3} + 0,6 * 0,045^{4/7}$$

$$X_s = 0,296 \text{ m}$$

$$L_V = X_s + 0,10 \text{ m}$$

$$L_V = 0,296 + 0,10 \text{ m}$$

$$L_V = 0,396 \text{ m}$$

La longitud del vertedero debe aproximarse a valores constructivos por lo tanto se aproxima a:

$$L_V = 0,4 \text{ m.}$$

Pantalla de salida del desarenador

Profundidad $\rightarrow H/2 \rightarrow 2,75/2 \rightarrow 1,375 \text{ m}$

Distancia al vertedero de salida $\rightarrow 15 * H_V \rightarrow 15 * 0,045 \rightarrow 0,675 \text{ m.}$

Pantalla de entrada del desarenador

Profundidad $\rightarrow H/2 \rightarrow 2,75/2 \rightarrow 1,375 \text{ m}$

Distancia a la cámara de quietamiento $\rightarrow L/4 \rightarrow 7,8/4 \rightarrow 1,95 \text{ m}$. Se asume 2 m.

Almacenamiento de lodos

Profundidad máxima = 0,55 m

Distancia al punto de salida a la cámara de quietamiento $\rightarrow L/3 \rightarrow 7,8/3 \rightarrow 2,6 \text{ m}$.

$$Pendiente transversal = \frac{Profundidad\ máxima}{B} * 100 = \frac{0,55}{1,95} * 100 = 28,20 \%$$

$$Pendiente transversal\ en\ \frac{L}{3} = \frac{Profundidad\ máxima}{L/3} * 100 = \frac{0,55}{7,8/3} * 100 = 21,20\%$$

$$Pendiente transversal\ en\ \frac{2}{3} * L = \frac{Profundidad\ máxima}{\frac{2}{3} * L} * 100 = \frac{0,55}{\frac{2}{3} * 7,8} * 100 = 10,60\%$$

Se asume el valor de 0,55 m en la profundidad máxima del almacenamiento de lodos, ya que “las pendientes deben ser mayores o iguales al 10 %”. (Resolución 0330, 2017, art. 55)

Cámara de quietamiento

Se determinan las dimensiones de la cámara.

Profundidad $\rightarrow H/3 = 2,75/3 = 0,917m$.

Borde Libre $\rightarrow BL=0,30 m$.

Ancho de cámara $\rightarrow B/3 = 1,95/3 = 0,65m$.

Se adopta como mínimo Largo de la cámara = 1,00 m.

Rebose de la cámara de aquietamiento.

$$Q_{excesos} = Q_{lleno} - Q_{diseño}$$

$$Q_{excesos} = 0,038 - 0,0346486$$

$$Q_{excesos} = 0,003 m^3/s$$

Se determina la altura de exceso ($H_{excesos}$) de la lamina de agua.

$$H_{excesos} = \left[\frac{Q_{excesos}}{1,84 * B_{excesos}} \right]^{2/3}$$

$$H_{excesos} = \left[\frac{0,003}{1,84 * 1,00} \right]^{2/3}$$

$$H_{excesos} = 0,014 m.$$

$$V_{excesos} = \frac{Q_{excesos}}{H_{excesos} * B_{excesos}}$$

$$V_{excesos} = \frac{0,003}{0,014 * 1,00}$$

$$V_{excesos} = 0,214 m/s$$

Se calcula alcance horizontal de la vena vertiente y el longitud de exceso ($L_{excesos}$) de la cámara.

$$X_s = 0,36 * V_{excesos}^{2/3} + 0,6 * H_{excesos}^{4/7}$$

$$X_s = 0,36 * 0,214^{2/3} + 0,6 * 0,014^{4/7}$$

$$X_s = 0,181 \text{ m}$$

$$L_{excesos} = X_s + 0,10 \text{ m}$$

$$L_{excesos} = 0,181 + 0,10 \text{ m}$$

$$L_{excesos} = 0,281 \text{ m}$$

$$L_{excesos} = \frac{B - \text{Ancho de cámara}}{2}$$

$$L_{excesos} = \frac{1,95 - 0,65}{2}$$

$$L_{excesos} = 0,65 \text{ m}$$

De los dos ($L_{excesos}$) calculados, se escoge el mayor, en este caso, $L_{excesos} = 0,65 \text{ m}$.

Perfil hidráulico. “El perfil hidráulico establece las condiciones de funcionamientos con un módulo que trabaja con el caudal máximo diario más las necesidades de la planta de purificación. Se deben tener en cuenta las pérdidas por ampliación y de secciones y por el paso por debajo de las pantallas”. (López C., 2010, p. 164)

Pérdidas en la entrada de la cámara de quietamiento

$$h_{m1} = k * \left(\frac{V_1^2 + V_2^2}{2 * g} \right)$$

Donde V_1 es la velocidad real tomada de la línea de aducción diseñada, en este caso ($V_1 = 2,127 \text{ m/s}$) y V_2 se calcula con la siguiente fórmula.

$$V_2 = \frac{Q_{\text{diseño}}}{\text{Ancho adop. del rebose cámara de quietam.} * \text{Profundidad cámara de quietam.}}$$

$$V_2 = \frac{0,00346486}{0,65 * 0,917}$$

$$V_2 = 0,058 \text{ m/s}$$

Con los valores calculados de las velocidades, se determinan las pérdidas en la entrada de la cámara de quietamiento (h_{m1}).

$$h_1 = 0,1 * \left(\frac{2,127^2 + 0,058^2}{2 * 9,81} \right)$$

$$h_{m1} = 0,023 \text{ m}$$

Donde:

$k = 0,1$ constante.

Pérdidas a la entrada de la zona de sedimentación

$$h_{m2} = k * \left(\frac{V_1^2 + V_2^2}{2 * g} \right)$$

En este caso la V_1 es igual a V_2 del anterior cálculo ($V_2 = 0,058 \text{ m/s}$); V_2 es =
 V_h en m/s de los cálculos anteriores = $0,0065 \text{ m/s}$.

$$h_{m2} = 0,1 * \left(\frac{0,058^2 + 0,0065^2}{2 * 9,81} \right)$$

$$h_{m2} = 0,0000169 \text{ m}$$

Pérdidas por las pantallas inicial y final. Estas se calcularían como las pérdidas de un orificio sumergido de grandes dimensiones. Al hacer los cálculos da siempre un valor despreciable debido a la magnitud del caudal y del área.

Cálculo de los diámetros de tuberías de exceso y de lavado

Tubería de excesos $\geq 6'' \rightarrow 0,1524 \text{ m}$

Cota de entrega del desagüe de lavado = $1289,7 \text{ m.s.n.m.}$

*Cota lám. agua sobre la tubería = Cota de entrada al desarenador "Lámina de agua" –
 Pérdidas de la entrada al desarenador "Cámara de quietamiento"*

Cota de la lámina de agua sobre la tubería = $1300,86 - 0,023 = 1300,837$ m.s.n.m.

Pérdidas = $0,023$ m.

Diámetro asumido de la tubería de lavado = $6'' = 0,1524$ m.

Longitud de la tubería de desagüe = 90 m

Se asumió el valor de la tubería de desagüe, conforme el plano topográfico.

Altura disp. = Cota lám. agua sobre tubería – Cota de entrega de desagüe de lavado

Altura disponible = $1300,837 - 1289,7 = 11,137$ m.

Cálculo de las pérdidas en la conducción → Método (Longitudes equivalentes)

Entrada normal → $2,74$

Válvula → $1,07$

Codo de radio corto 90° → $4,88$

Tee de cambio de dirección → 10 Tee Normal.

Tubería → 90

Longitud equivalente sumatoria $\Sigma = 108,69$ m

Cálculo de pérdidas.

$$j = \frac{H = \text{Altura disponible}}{L: E. = \text{Longitud equivalente}}$$

$$j = \frac{11,137}{108,69}$$

$$j = 0,102$$

Se calculó el caudal inicial; se obtuvo:

$$Q_{inicial} = 0,2785 * C * D^{2,63} * j^{0,54}$$

$$Q_{inicial} = 0,2785 * 150 * 0,1524^{2,63} * 0,102^{0,54}$$

$$Q_{inicial} = 0,087 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = \frac{Q_{inicial}}{\frac{\pi}{4} * D^2}$$

$$V = \frac{0,087}{\frac{\pi}{4} * 0,1524^2}$$

$$V = 4,769 \text{ m/s} > 0,6 \text{ m/s} \rightarrow \text{Cumple.}$$

Se calcula el tiempo de vaciado del desarenador y se determina el coeficiente de descarga

(Cd).

$$C_d = \frac{Q_{inicial}}{A * \sqrt{2 * g * H}}$$

$$C_d = \frac{0,087}{0,018 * \sqrt{2 * 9,81 * 11,137}}$$

$$C_d = 0,323$$

Donde:

A: Área de la tubería de lavado.

H: Altura Disponible

Tiempo de vaciado.

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2 * A_s}{C_d * A * \sqrt{2 * g}} * H^{1/2}$$

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2 * 15,21}{0,323 * 0,018 * \sqrt{2 * 9,81}} * 11,137^{1/2}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 3894,11 \text{ seg}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 64,902 \text{ min}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 1,082 \text{ horas}$$

Cálculo de cotas

Cota de batea de la tubería de entrada = 1300,733 m.s.n.m.

Cota de la lámina de agua en tubería de entrada = 1300,86 m.s.n.m.

Cota de la lámina de agua en la cámara de quietamiento = 1300,837 m.s.n.m.

Cota de la cresta del vertedero cámara de quietamiento = 1300,823 m.s.n.m.

Cota del fondo de la cámara de quietamiento = 1299,92 m.s.n.m.

Cota de la lámina de agua en el sedimentador = 1300,837 m.s.n.m.

Cota de la corona de los muros del sedimentador = 1301,16 m.s.n.m.

Cota inferior de pantallas de entrada y salida = 1299,462 m.s.n.m.

Cota del fondo de profundidad útil de sedimentación = 1298,087 m.s.n.m.

Cota placa fondo a la entrada y salida del desarenador = 1297,937 m.s.n.m.

Cota placa fondo en punto de desagüe = 1297,387 m.s.n.m.

Cota batea de la tubería de lavado = 1297,387 m.s.n.m.

Cota clave de la tubería de lavado = 1297,5394 m.s.n.m.

Cota cresta del vertedero de salida = 1300,792 m.s.n.m.

Cota lámina de agua de la cámara de recolección = 1300,642 m.s.n.m.

Cota fondo de la cámara de recolección (supuesta) = 1300,342 m.s.n.m.

4.4.5 Diseño de la línea de conducción. Según Cualla (2010),” el diseño de la conducción (transporte de agua tratada) entre el desarenador y el tanque de almacenamiento, se hace debido a las condiciones topográficas con un flujo hidráulico a presión” (p. 141).

Según el perfil topográfico realizado, se presentan a continuación las cotas del perfil y la pendiente.

Tabla 23
Cotas del perfil y pendiente de la línea de conducción

Abscisa	Rasante	Clave	Longitud (m)	Pendiente	Δ o Σ
25.01	1300.98	1298.72	6.03	-0.1	0.012
30.92	1299.13	1298.128	6.01	-0.089	-0.045
36.842	1297.09	1297.603	6.08	-0.134	-0.167
42.713	1293.56	1296.819	10.39	-0.301	0.28
51.619	1292.19	1294.142	12.21	-0.02	-0.093
63.82	1290.44	1293.895	9.73	-0.113	0.078
73.313	1285.92	1292.824	5.3	-0.035	-0.069
78.598	1282.69	1292.638	23.41	-0.105	-0.055

“Tabla 23” “Continuación”

101.513	1265.17	1290.24	10.22	-0.16	-0.501
111.248	1267.27	1288.682	6.26	-0.661	0.612
115.023	1270.38	1286.188	5.07	-0.049	-0.068
120.066	1270.46	1285.941	11.02	-0.117	-0.069
130.797	1269.05	1284.684	7.83	-0.186	-0.116
138.135	1270.73	1283.319	2.62	-0.302	-0.196
140.374	1263.89	1282.642	16.54	-0.498	0.119
152.087	1267.13	1276.805	28.87	-0.379	0.499
175.083	1266.82	1268.078	21.27	0.12	-0.109
195.77	1265.67	1270.557	16.2	0.011	0.064
211.968	1269.34	1270.73	4.84	0.075	-0.25
216.753	1263.44	1271.089	7.16	-0.175	0.196
223.512	1263.42	1269.905	6.78	0.021	-0.035
230.283	1264.05	1270.05	5.9	-0.013	-0.074
236.176	1264.32	1269.971	7.52	-0.088	0.254
243.586	1265.32	1269.322	15.61	0.166	-0.491
258.398	1267.10	1271.784	14.63	-0.325	0.326
270.666	1267.87	1267.798	10.87	0.002	-0.034
281.534	1265.85	1267.815	19	-0.033	0.014
300.494	1264.75	1267.191	19.52	-0.019	0.992
320.00	1262.00	1266.816	5.54	0.973	-1.282
322.533	1258.24	1269.279	12.27	-0.31	0.303
332.962	1259.22	1266.05	5.85	-0.007	-0.003
338.814	1260.57	1266.008	13.95	-0.01	0.369
352.76	1261.44	1265.862	12.09	0.358	-0.727
362.588	1262.76	1269.386	19.69	-0.369	0.376
378.439	1260.66	1263.544	20.4	0.008	0.052
398.836	1258.47	1263.702	5.83	0.06	-0.055
404.625	1257.43	1264.05	22.44	0.005	-0.017
427.067	1253.77	1264.17	10.14	-0.012	0.196
437.208	1249.83	1264.05	5.2	0.185	-0.174
442.083	1247.18	1264.95	9.54	0.01	0.053
451.625	1248.32	1265.05	22.51	0.064	0.039
473.951	1250.02	1266.471	24.59	0.103	-0.65
498.031	1248.9	1268.95	6.74	-0.547	0.497
502.578	1247.31	1266.464	41.6	-0.05	-0.118
543.977	1249.46	1264.402	42.52	-0.168	0.235

“Tabla 23” “Continuación”

584.29	1253.70	1257.645	76.57	0.067	-0.154
660.178	1260.48	1262.756	63.71	-0.087	-0.118
722.943	1255.02	1257.303	46.84	-0.205	0.13
766.29	1245.34	1248.425	19.25	-0.075	0.151
785.325	1246.38	1247.00	42.45	0.076	-0.164
827.29	1248.21	1250.202	39.22	-0.088	0.997
865.915	1245.89	1246.797	6.08	0.909	-0.909
868.848	1242.34	1249.461	0	0	0

Fuente: Autores, 2019.

Con base en la topografía realizada en la zona de estudio, se realizó el trazado de la línea de conducción, teniendo en cuenta que “las alturas piezométricas no excedieran los 50 m.c.a.”.

(López C., 2010, p. 146)

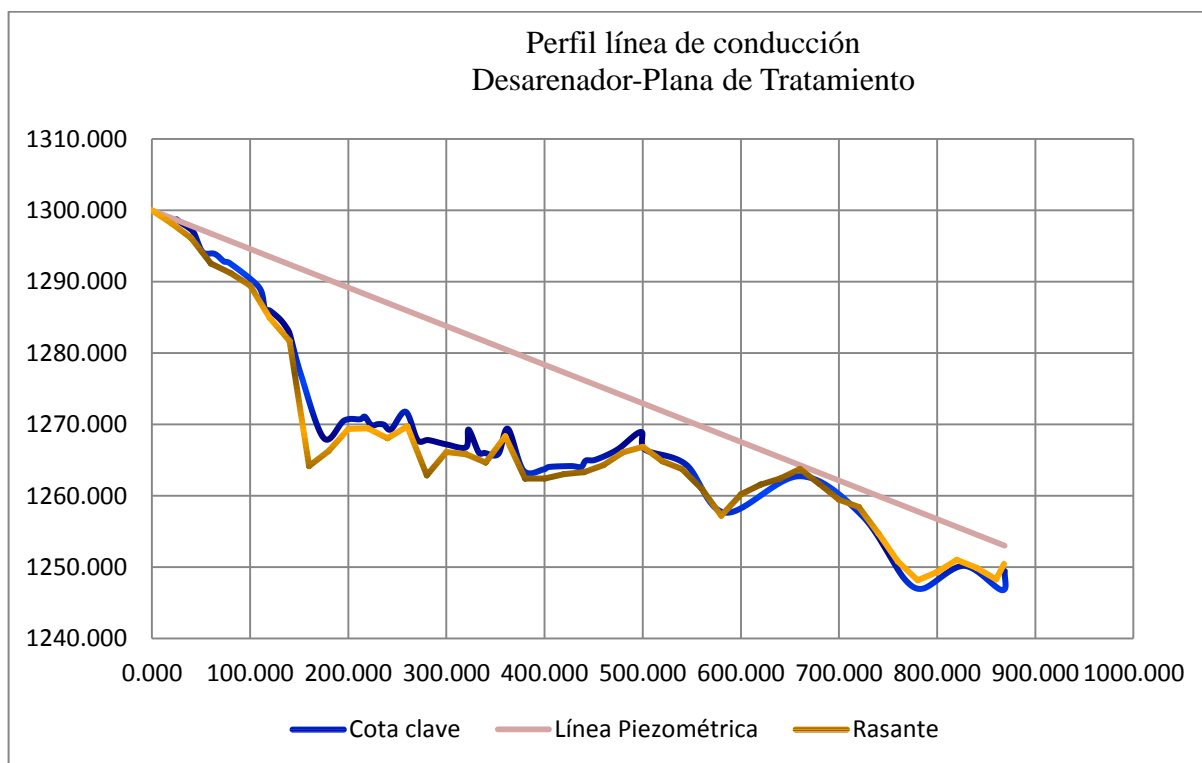


Figura 14. Perfil línea de conducción Desarenador-Planta de Tratamiento. (2019). Autores.

$$Q_{\text{diseño}} = 0,00346486 \text{ m}^3/\text{s}$$

Material de la tubería: PVC = C = 150

Cota salida del desarenador = 1300,642 m.s.n.m.

Cota de entrada a la caseta de cloración = 1250,46 m.s.n.m.

Longitud horizontal de la conducción = 893,15 m

Cálculo del diámetro. Se diseñó la tubería con la ecuación de Hazen-Williams.

$$D = \left(\frac{Q_{\text{diseño}}}{0,2785 * C * J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

Qd: caudal de diseño.

C: coeficientes de rugosidad de Hazen-Williams.

D: diámetro interno de la tubería.

J: pérdida de carga unitaria o pendiente de la línea de energía.

Se calcula la pérdida de carga unitaria.

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

$$J = \frac{1300,642 - 1250,46}{893,15}$$

$$J = 0,0562 \text{ m/m}$$

Donde:

H: carga hidráulica disponible (Diferencia de cotas)

L: longitud real de la tubería

Obtenidos los parámetros anteriores se continúa con el cálculo del diámetro interno de la tubería.

$$D = \left(\frac{0,00346486}{0,2785 * 150 * 0,0562^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = 0,1217 \text{ m}$$

$$D = 4,7913''$$

Luego de obtenido el valor, se escogen dos diámetros comerciales, uno por debajo del calcula y otro por encima, en este caso serían:

$$D_1 = 4'' \rightarrow 0,1016 \text{ m} \rightarrow \textit{Comienzo}$$

$$D_2 = 6'' \rightarrow 0,1524 \text{ m} \rightarrow \textit{Final}$$

Se calcula la longitud (L_1), (L_2), pérdida de carga unitaria (J_1), (J_2), y la velocidad (V_1), (V_2), correspondientes para cada tramo de tubería, para ello se hace lo siguiente:

$$H = J_1 * L_1 + J_2 * L_2 = 50.182 \text{ m}$$

$$L = L_1 + L_2 \therefore L_2 = L - L_1$$

$$J = \left(\frac{Q_{\text{diseño}}}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

Para $D_1 = 4'' \rightarrow 0,1016 \text{ m}$.

$$J_1 = \left(\frac{0,00346486}{0,2785 * 150 * 0,1016^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

$$J_1 = 0,1351 \text{ m/m}$$

$$V_1 = \frac{Qd}{A}$$

$$V_1 = \frac{0,0346486}{0,00811}$$

$$V_1 = 4,2737 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_1^2}{2 * g} = \frac{4,2737^2}{2 * 9,81} = 0,9309 \text{ m}$$

Para $D_2 = 6'' \rightarrow 0,1524 \text{ m}$.

$$J_2 = \left(\frac{0,00346486}{0,2785 * 150 * 0,1524^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

$$J_2 = 0,0188 \text{ m/m}$$

$$V_2 = \frac{Qd}{A}$$

$$V_2 = \frac{0,0346486}{0,0182}$$

$$V_2 = 1,8994 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_2^2}{2 * g} = \frac{1,8994^2}{2 * 9,81} = 0,1839 \text{ m}$$

Se reemplazaron los valores calculados, se ingresa en las siguientes ecuaciones, para obtener las longitudes (L_1), (L_2).

$$H = J_1 * L_1 + J_2 * L_2 = 50.182 \text{ m}$$

$$L = L_1 + L_2 \therefore L_2 = L - L_1$$

$$L_1 = 287,109 \text{ m}$$

$$L_2 = 606,041 \text{ m}$$

Cálculo de las pérdidas de energía puntuales

Pérdida por entrada normal al tubo 4''.

$$h_f = 0,5 * \frac{V_1^2}{2 * g}$$

$$h_f = 0,5 * \frac{4,2737^2}{2 * 9,81}$$

$$h_f = 0,092 \text{ m}$$

Pérdida por salida del tubo de 6''

$$h_f = 1,0 * \frac{V_2^2}{2 * g}$$

$$h_f = 1,0 * \frac{1,8994^2}{2 * 9,81}$$

$$h_f = 0,931 \text{ m}$$

Pérdidas por codos**Tubería de 4''****Cantidad de codos**

$$6 \rightarrow 11,25^\circ$$

$$4 \rightarrow 22,5^\circ$$

$$1 \rightarrow 90^\circ$$

$$1 \rightarrow 33,75^\circ$$

$$h_f = 0,25 * \frac{V^2}{2 * g} * \sum_n \sqrt{\frac{\Delta = \theta}{90}}$$

$$h_f = 0,25 * \frac{4,2737^2}{2 * 9,81} * \sum_n 6 * \sqrt{\frac{11,25^\circ}{90}} + 4 * \sqrt{\frac{22,5^\circ}{90}} + 1 * \sqrt{\frac{90^\circ}{90}} + 1 * \sqrt{\frac{33,75^\circ}{90}}$$

$$h_f = 1,334 \text{ m}$$

Tubería de 6''**Cantidad de codos**

$$7 \rightarrow 11,25^\circ$$

$$3 \rightarrow 22,5^\circ$$

$$2 \rightarrow 33,75^\circ$$

$$3 \rightarrow 45^\circ$$

$$1 \rightarrow 56,25^\circ$$

$$h_f = 0,25 * \frac{V^2}{2 * g} * \sum_n \sqrt{\frac{\Delta = \theta}{90}}$$

$$h_f = 0,25 * \frac{1,8994^2}{2 * 9,81} * \sum_n 7 * \sqrt{\frac{11,25^\circ}{90}} + 3 * \sqrt{\frac{22,5^\circ}{90}} + 2 * \sqrt{\frac{33,75^\circ}{90}} + 3 * \sqrt{\frac{45^\circ}{90}} + 1 * \sqrt{\frac{56,25^\circ}{90}}$$

$$h_f = 0,373 \text{ m}$$

Pérdidas por Tee

Tee lateral (salida del desarenador) = 1 → 4''

$$K=1,3$$

$$h_f = k * \frac{V^2}{2 * g} * \# Tee$$

$$h_f = k * \frac{4,2737^2}{2 * 9,81} * 1$$

$$h_f = 1,21 \text{ m}$$

Tee directa (purga) = 1 → 4''

$$K=0,6$$

$$h_f = k * \frac{V^2}{2 * g} * \# Tee$$

$$h_f = 0,6 * \frac{4,2737^2}{2 * 9,81} * 1$$

$$h_f = 0,11 \text{ m}$$

Tee directa (purga) = 1 → 6''

$$K=0,6$$

$$h_f = k * \frac{V^2}{2 * g} * \# Tee$$

$$h_f = 0,6 * \frac{1,8994^2}{2 * 9,81} * 1$$

$$h_f = 0,559 \text{ m}$$

Pérdidas por válvulas de control

Válvula de compuerta abierta $k = 0,2$

1 válvula en 4''

3 válvulas en 6''

$$h_f = 0,2 * \frac{V_1^2}{2 * g} + 0,2 * 3 * \frac{V_2^2}{2 * g}$$

$$h_f = 0,2 * \frac{4,2737^2}{2 * 9,81} + 0,2 * 3 * \frac{1,8994^2}{2 * 9,81}$$

$$h_f = 0,297 \text{ m}$$

Pérdida por ampliación gradual.

Relación entre los diámetros (D_1 y D_2)

$$D_1 = 4''$$

$$D_2 = 6''$$

$$\frac{D_1}{D_2} = \frac{4}{6} = 0,667$$

Con la relación se obtiene $k = 0,15$

$$h_f = k * \frac{(V_1 - V_2)^2}{2 * g}$$

$$h_f = 0,15 * \frac{(4,2737 - 1,8994)^2}{2 * 9,81}$$

$$h = 0,043 \text{ m}$$

Pérdidas totales por los accesorios.

$$\sum hf = 4,949 \text{ m}$$

Con este valor se verifican nuevamente las longitudes reales de tuberías en cada uno de los diámetros elegidos.

$$H = 50,182 - \sum hf$$

$$H = 50,182 - 4,949$$

$$H = 45,233 \text{ m}$$

Entonces se reemplaza el valor de (H) calculado y se ingresa en las siguientes ecuaciones, para obtener las longitudes (L_1), (L_2).

$$H = J_1 * L_1 + J_2 * L_2 = 45,233 \text{ m}$$

$$L = L_1 + L_2 \therefore L_2 = L - L_1$$

$$L_1 = 244,555 \text{ m} \rightarrow \text{Para } 4''$$

$L_2 = 648,595 \text{ m} \rightarrow \text{Para } 6''$

Golpe de ariete. Debido a la magnitud e importancia de la conducción, es importante tener en cuenta el efecto de este fenómeno en la tubería.

Según Cualla (2010), “se denomina golpe de ariete al efecto de choque violento o sobrepresión súbita producido sobre las paredes del conducto forzado, al modificarse de manera simultánea el movimiento del fluido como puede ocurrir en el caso del cierre repentino de una válvula”. (p.189)

Inicialmente la tubería conduce el agua en condiciones normales a una velocidad V . Idealizando el fluido como una serie de láminas en el momento del cierre de la válvula sucede lo siguiente:

La lámina contigua a la válvula se comprime y convierte su energía de velocidad en energía de presión, causando la dilatación de la tubería y una dilatación elástica de la lámina. Lo mismo sucede con las láminas aguas arriba y se produce una onda de sobrepresión en la dirección de aguas arriba.

Al llegar la onda de sobrepresión a la última lámina, ésta tiende a salir de la tubería con una velocidad igual en magnitud pero de sentido contrario a la que tenía el agua antes de irrumpirse el flujo ($-V$). Como la extremidad inferior está cerrada produce una depresión interna de las láminas y se genera una onda de

depresión de magnitud igual a la onda de sobrepresión, la cual se propaga en la dirección de aguas abajo. (López C., 2010, p. 193)

El tiempo en que la lámina 1, contigua a la válvula, ha permanecido en estado de sobrepresión es:

$$T = \frac{2L}{C}$$

Donde:

L: Longitud hasta el depósito (m)

C: Velocidad de propagación de la onda o celeridad (m/s)

T: Fase o periodo de la tubería (s)

Debido a la depresión de la lámina, el agua tiende a ocupar nuevamente la tubería con la misma velocidad inicial y regresa nuevamente a la condición original. La fricción a lo largo de la tubería y la elasticidad de la misma constituyen factores amortiguadores de estas ondas de sobrepresión y depresión, haciendo que el fenómeno disminuya en magnitud con el tiempo. (López C., 2010, p. 193)

El valor de celeridad o velocidad de propagación de la onda puede ser calculado mediante la fórmula de Allievi:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + k * \frac{D}{e}}}$$

Donde:

C : Celeridad de la onda (m/s)

D : Diámetro del tubo (m)

e : Espesor de la pared del tubo (m)

k : Relación entre el módulo de elasticidad del agua y el del material de la tubería

k : $10^{10}/E_{\text{tubería}}$

Tabla 24

Relación de módulos de elasticidad de agua y del material de la tubería

Material de la tubería	K
Acero	0.5
Hierro fundido	1.0
Concreto	5.0
Asbesto-cemento	4.4
Plástico	18.0

Nota: Esta tabla corresponde a la relación de módulos de elasticidad según López Cualla. Autores. (2019).

Para la línea de conducción, tal y como se presentó anteriormente, las tuberías tienen diámetros de 4 y 6 pulgadas. De acuerdo a esto, y teniendo en cuenta las consideraciones de la Cualla en cuanto a la relación diámetro-espesor (RDE) para tuberías PVC, pudo determinar:

Tabla 25

Relación diámetro-espesor (RDE) para tuberías PVC de la línea de conducción

Diámetro (mm)	Presión (m.c.a)	Presión (psi)	kg/cm2	RDE (Según Cualla)
101.60	22.10	31.43	2.21	RDE21
152.40	22.10	31.43	2.21	RDE21

Fuente: Autores, 2019.

Por consiguiente, para el presente proyecto, se hace la comprobación sobre el punto más crítico que corresponde a la llegada a la planta de tratamiento. Se procede a calcular el golpe de ariete. Con base al RDE de las tuberías, se puede conocer el espesor. Para la tubería RDE21 y un diámetro de 152.4 mm, se tiene:

Tabla 26

Cálculo espesor tubería RDE21 línea de conducción

RDE	Diámetro (mm)	espesor (mm)	espesor (m)
21	152.40	7.26	0.007257

Fuente: Autores, 2019.

Ahora,

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 18 * \frac{D}{e}}}$$

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 18 * 0.007257}}$$

$$C = 1422.5749 \text{ m/s}$$

$$T = \frac{2L}{C}$$

$$T = \frac{2(648,595m)}{1422.5749 \text{ m/s}}$$

$$T = 0.9119 \text{ s}$$

Con base en esto, se considera el tiempo de cierre.

Tiempo de cierre (tiempo de maniobra)=t. “Si la maniobra es rápida, la válvula quedará completamente cerrada antes de comenzar a actuar la onda de depresión”. (López C., 2010, p. 193)

$$T < \frac{2L}{C} \rightarrow \text{Sobrepresión máxima}$$

“Si el tiempo de cierre es lento, la onda de depresión llegará a la válvula antes que se halle está completamente cerrada”. (López C., 2010, p. 193)

$$T > \frac{2L}{C} \rightarrow \text{Maniobra lenta}$$

Cálculo de la sobrepresión. En el caso de una maniobra rápida ($T < 2L/C$), la sobrepresión máxima será:

$$h_a = \frac{CV}{g}$$

Donde:

h_a : Sobrepresión (m de agua)

V : Velocidad (m/s) = 1.8994 m/s

Puede ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), por lo cual, el valor de la sobrepresión se debe calcular con un tiempo de cierre igual a la fase de la tubería:

$$h = \frac{1422.5749 * 1.8994}{9.81}$$

$$h_a = 275.4372 \text{ m}$$

Esta presión excede por sí sola la presión de trabajo de la tubería (22.102 m.c.a.)

Se calcula entonces, el tiempo de maniobra para evita el golpe de ariete:

Cota salida del desarenador: 1300.642

Cota de entrada a la caseta de cloración: 1250.46 (Cota de la válvula)

$$\text{Carga estática sobre la válvula} = 1300.642 - 1250.46$$

$$\text{Carga estática sobre la válvula} = 50.182 \text{ m}$$

$$\text{Sobrepresión máxima permitida: } H_a = 100 - 50.182 = 49.818 \text{ m}$$

$$t = \frac{2LV}{gH_a}$$

$$t = \frac{2(648.595)(1.8994)}{9.81 * 49.818}$$

$$t = 5.04 \text{ s}$$

La válvula deberá ser cerrada en un tiempo superior a 5 segundos con el fin de evitar que la presión sobrepase la presión de trabajo de la tubería.

En el caso de una maniobra lenta ($T > 2L/C$), la sobrepresión será:

$$h = \frac{CV T}{g t} = \frac{CV}{g} \frac{2L}{t} = \frac{2LV}{gt}$$

Donde:

t : Tiempo de maniobra

$$h_a = \frac{2 * 648.595 * 1.8994}{9.81 * 5.04}$$

$$h_a = 49.833 \text{ m}$$

Esta ecuación, puede ser usada para determinar el tiempo de maniobra necesario para que la sobrepresión no supere el valor límite establecido según la clase de la tubería.

Medidas contra el golpe de ariete. Según Cualla (2010), pueden tomarse varios tipos de medidas, entre las cuales las más indicadas son las que no requieren de equipos especializados, ya que no es fácil la labor de mantenimiento de estos aparatos. (López C., 2010, p. 195)

Limitación de las velocidades (0.6 m/s a 3.0 m/s).

Cierre lento de las válvulas mediante la colocación de un volante de gran diámetro.

Empleo de válvulas especiales contra el golpe de ariete.

Aumentar el espesor de la pared del tubo.

Construcción de pozos de oscilación o cámaras de aire comprimido

4.4.6 Planta de Tratamiento de Filtración Lenta. Según el RAS (2000), “el proceso de filtración puede ser, filtración rápida o filtración lenta. La filtración rápida se divide en filtración ascendente y descendente. Puede filtrarse por gravedad o por presión, el lavado puede ser intermitente o continuo. También puede emplearse la filtración lenta sola o con diversas etapas de prefiltración”. (p. 72)

Para poder determinar el proceso a emplear, se tuvieron en cuenta los estudios previos realizados sobre la calidad del agua que va a filtrarse. De acuerdo con los resultados expuestos sobre los parámetros de calidad del agua, se siguieron los lineamientos del RAS 2000, en su numeral C.7.3.1 y se seleccionó el tipo de filtración a emplear: Filtración Lenta en Diversas Etapas (FLDE). “Por ser este un sistema aislado de posible contaminación industrial, se deben tener en cuenta básicamente los parámetros de turbiedad, color real y coliformes fecales” (p. 62).

Por tal razón, este tipo de filtración, se determinó teniendo en cuenta que se debe emplear para aguas que presenten un color menor a 30 UPC y una turbiedad inferior a 80 UNT, según los lineamientos del RAS 2000. Dichas condiciones se ajustan con los estudios realizados sobre la calidad de agua para el afluente hídrico de la Quebrada las Liscas.

Con la planta de tratamiento de Filtración Lenta, conforme circula el agua, las partículas más pequeñas son eliminadas, hasta llegar al filtro lento de arena, reconocido como una tecnología sencilla, confiable y eficiente, pues puede producir agua de baja turbiedad, libre de impurezas suspendidas y libres de entero-bacterias, entero-virus y quistes de protozoarios. La Filtración Lenta en múltiples etapas, se aplica en sistemas de tratamiento, cuya fuente de abastecimiento de agua se ajuste a las normas de calidad del agua cruda, requeridas para este tipo de filtración. El filtro lento consiste en un tanque con un lecho de arena fina colocado sobre un lecho de grava que constituye el medio de soporte. Sobre el fondo del filtro se encuentra instalada una tubería perforada, la cual es utilizada como sistema de drenaje y recolección de agua filtrada tratada. (Centro Inter-regional de Abastecimiento y Remoción de Agua, CINARA, 2017, p. 3)

Según el RAS (2000), la Filtración Lenta, es un proceso de filtración y tratamiento a baja velocidad para mantener los parámetros de calidad del agua. El número mínimo de unidades de filtración lenta que debe tener la planta es dos. Esto, con el fin de permitir la operación segura y continua y así poder realizar su limpieza

alternadamente. La tasa de filtración de la unidad debe estar entre $2.4 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$ a $7.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$. (p. 65)

Esencialmente el proceso de filtración lenta en arena es el siguiente: el agua pasa lentamente a través de un lecho en arena fina a razón de $0.1 - 0.3 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, mejorando considerablemente su calidad al eliminarse la turbiedad y reducirse considerablemente el número de microorganismos (bacterias, virus, quistes). Poco después de iniciarse el proceso de filtración, en la superficie del lecho se forma una película filtrante. Esta película consiste en material orgánico e inorgánico retenido y en una amplia variedad de microorganismos activos biológicamente, los cuales descomponen la materia orgánica. Esta actividad biológica y otros mecanismos de tratamiento se extienden a través de la capa superior del lecho de arena, quizás hasta unos 0.4 m de profundidad. Debido al movimiento lento del agua y al alto tiempo de retención, la filtración lenta en arena se asemeja a la percolación del agua a través del subsuelo y el proceso efectivamente produce agua de calidad comparable al agua subterránea. La fuente de abastecimiento, se ajusta a las normas de calidad de agua cruda requeridas para el tratamiento de Filtración Lenta.

La filtración en diversas o múltiples etapas, es la combinación de unidades de pretratamiento con filtración en grava y unidades de tratamiento con filtración lenta en arena con la finalidad de obtener un efluente de calidad sin la necesidad de la utilización de reactivos químicos durante el proceso. Este tipo de filtración,

combina dos etapas de pretratamiento en medios gruesos (filtro grueso dinámico y filtro grueso ascendente) y un tratamiento en filtros de arena. Las etapas de pretratamiento permiten enfrentar las concentraciones de sólidos suspendidos y microorganismos presentes en el agua cruda, mientras que la filtración lenta en arena es una etapa de pulido o tratamiento final antes de la desinfección como barrera de seguridad. (Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS, 2000, p. 64)

Como etapas de pretratamiento y alternativas de filtración en múltiples etapas se pueden adoptar: Filtración Gruesa Dinámica y Filtración Lenta en Arena; Filtración Gruesa Dinámica, Filtración Gruesa Ascendente en Capas y Filtración Lenta en Arena; Filtración Gruesa Dinámica, Filtración Gruesa Ascendente en Serie y Filtración Lenta en Arena. Estas alternativas, van conforme los parámetros de la calidad del agua, resaltando el color, la turbiedad y los coliformes fecales. (CINARA, 2017, p. 16)

No obstante, según CINARA (2017), “existen otras posibilidades de pretratamiento o acondicionamiento del agua de la fuente que pueden ser utilizadas en combinación con la filtración en múltiples etapas, tales como pozos o galerías de infiltración, sedimentadores y desarenadores” (p. 10). Por consiguiente, para el presente proyecto, teniendo en cuenta que se hizo el diseño del sistema de acueducto, se diseñó un desarenador, el cual tiene por objeto separar del agua cruda, arena y partículas en suspensión gruesa, se utilizará esta, como alternativa de pretratamiento y la Filtración Lenta como tratamiento del agua cruda.

El desarenador a su vez, reducirá los extremos picos de turbiedad y protegerá la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente; será esta, la etapa de pretratamiento del agua cruda, antes de llegar a la planta de Filtración Lenta.

Teniendo en cuenta que el sistema de filtración lenta tiene un alto grado de eficiencia para tratamiento de agua cruda, representa bajos costos de construcción, mantenimiento y operación, y también representa una alternativa eficiente para la UFPSO que se beneficiaría con el sistema de acueducto.

Consideraciones generales

Estudio de campo. Se tuvieron en cuenta las características topográficas de la zona de estudio. Además, se consideró la calidad del agua de la fuente, como se muestra en el desarrollo de este proyecto, ya que a través de la evaluación de sus parámetros como turbiedad, color y coliformes fecales, como se mencionó anteriormente, se pudo determinar el empleo de este tipo de planta para tratamiento de agua cruda.

Por otro lado, se contempló la posibilidad de proponer la implementación de una planta de tratamiento compacta, para lo cual se hicieron visitas y se solicitó información a la Asociación de Amigos Usuarios del Acueducto Independiente de Ocaña (ADAMIUAIN), pues cuentan con una. Dentro de esta información se puede resaltar que es una planta de tratamiento tipo compacta que abastece a 4864 habitantes, con un caudal de $9.3 \text{ m}^3/\text{s}$ y el costo por tratamiento del agua es \$1.071.68 por m^3 . Al mismo tiempo, no fue posible conocer el costo de la planta de tratamiento

compacta mediante el suministro de dicha información, ni a través de su proveedor “Olaya & Compañía Ltda. Ingeniería y Tratamiento de Aguas”, de modo que permitiera tener una visión y establecer un comparativo en costos para finalmente determinar qué tipo de planta sería mejor para su implementación en la universidad.

Por consiguiente, luego de analizar la información suministrada por dicha empresa y mediante entrevistas directas a través de cada visita, no se optó por proponer la implementación de una planta de tratamiento compacta, principalmente por desconocer sus costos. Por su lado, se conoció que la planta de tratamiento de Filtración Lenta, es una buena opción en cuanto a costos, operación y mantenimiento, resaltando que no requiere de ningún tipo de químico para tratar el agua y de igual forma el agua suministrada por la planta puede ser usada para las diferentes actividades que demanden este recurso hídrico y abastecimiento en toda la universidad. Los costos favorables en cuanto a la planta de filtración lenta van en relación a que “su mantenimiento se hace por periodos de cinco años y el material del lecho filtrante (grava, arena fina y arena gruesa), es lavado y reutilizado, removiendo solamente 20 cm de arena fina de la superficie” (CINARA, 2017, p. 55). Además de esto, se podría usar como etapa de pretratamiento para la Filtración lenta, el desarenador diseñado dentro de los elementos propuestos en el marco del presente proyecto.

La fuente. El agua que ingresa al sistema es de tipo superficial, proviene de una quebrada (Quebrada Las Liscas). Por lo tanto, se dispuso de información como caudales, análisis fisicoquímico y microbiológico, calidad de agua cruda.

Calidad de agua cruda. Por ser un sistema aislado de contaminación industrial, se tuvieron en cuenta los parámetros de turbiedad, color real y coliformes fecales, bajo los lineamientos del RAS 2000 y tal y como se mostraron los valores anteriormente para determinar este tipo de tratamiento.

Filtración en múltiples etapas. Según CINARA (2017), “Es la combinación de pretratamiento con filtración en grava y unidades de tratamiento con filtración lenta en arena con la finalidad de obtener un efluente de calidad sin necesidad de la utilización de reactivos químicos durante el proceso” (p. 6). Tal y como se expuso anteriormente, se pudo determinar que el desarenador será la etapa y alternativa de pretratamiento del agua cruda, antes de que esta llegue a la planta de Filtración Lenta.

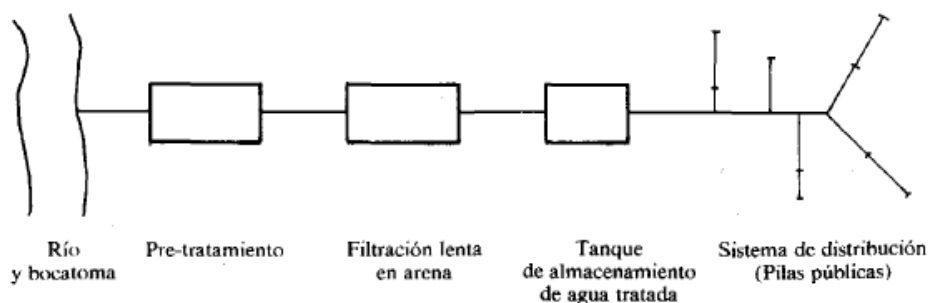


Figura 15. Componentes y procesos que integran la Filtración Lenta en Múltiples Etapas. (2016). CINARA.

Filtración Lenta en Arena (FLA). “El tratamiento del agua en una unidad de FLA es el producto de un conjunto de mecanismos de naturaleza biológica y física, los cuales interactúan de manera compleja para mejorar la calidad microbiológica del agua”. (CINARA, 2017, p. 8)

La Filtración Lenta en Arena, consiste en un tanque con un lecho de arena fina, colocado sobre una capa de grava que constituye el soporte de la arena la cual, a su vez, se encuentra sobre un sistema de tuberías perforadas que recolectan el agua filtrada. El flujo es descendente, con una velocidad de filtración muy baja que puede ser controlada preferiblemente al ingreso del tanque. (CINARA, 2017, p. 8)

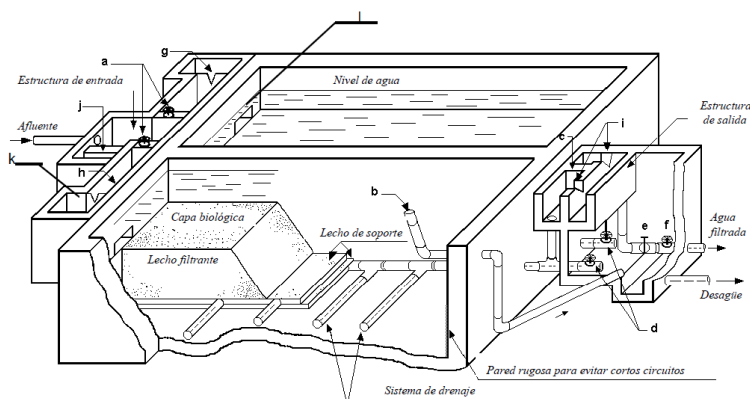


Figura 16. Planta de Tratamiento Filtro Lento. (2016). CINARA.

Criterio de diseño de los componentes

Consideraciones específicas

Periodo de diseño. Las instalaciones se diseñan para un periodo de diseño de 25 años, de manera que guarde armonía con la dinámica de crecimiento y demanda de la población.

Periodo de operación. Las unidades de tratamiento se diseñan para periodos de operación de 24 horas, con 2 unidades en paralelo y así alternarlas cada vez que se

requiera realizar mantenimiento. La continuidad en la prestación del servicio evita riesgos de contaminación en la distribución, en almacenamientos inadecuados o en la operación de la planta. (CINARA, 2017, p. 11)

Caudal de diseño. “Las unidades de la planta de tratamiento serán diseñadas para el Caudal Máximo Diario, (QMD)”. (RAS, 2000, p. 16)

Dimensionamiento

Parámetros de diseño

Caudal de filtración (Q_f)

“El número mínimo de unidades de filtración lenta que debe tener la planta e dos” (RAS, 2000, p. 69); con base en esto, se adopta el valor de 2 unidades.

$$Q_f = \frac{Q_d}{2 \text{ und}}$$

Q_f : Caudal a filtrarse

Q_d : Caudal de diseño

Al reemplazar, se tiene:

$$Q_f = \frac{0.0346486 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \text{ und}}$$

$$Q_f = 0.0173243 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_f = 17.3243 \text{ l/s}$$

Área superficial (As)

$$As = \frac{Q_f}{V_f} = b \times L$$

Donde:

As: Área superficial

$Q_f = 0.0173243 \text{ m}^3/\text{s}$ Caudal a filtrarse.

V_f : Velocidad de filtración. (Caudal de filtración por unidad de área)

b : Ancho de la unidad (m)

L : Longitud de la unidad (m)

Según el RAS (2000), “la tasa de filtración de la unidad debe estar entre $2.4 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$ a $7.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$. Este valor depende de la contaminación del afluente; a mayor contaminación, menor velocidad de filtración” (p. 69). Con base en la evaluación de los parámetros de la calidad del agua del afluente hídrico y teniendo en cuenta lo anterior, se adopta el valor de $7.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día})$.

$$7.2 \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{día}) = 8.3333 \times 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})$$

Reemplazando en la ecuación, se tiene:

$$As = \frac{0.0173243 \text{ m}^3/\text{s}}{8.3333 \times 10^{-5} \text{ m}^3/(\text{m}^2 \cdot \text{s})}$$

$$As = 207.8924 \text{ m}^2$$

Por consiguiente, para 2 unidades de filtros lentos, el área unitaria por filtro es:

$$207.8924/2 = 103.9462 \text{ m}^2.$$

Para determinar las dimensiones de cada filtro se determina un coeficiente (K) de la siguiente manera:

$$K = \frac{(2 \times N)}{(N + 1)}$$

$$K = 1.3333$$

Longitud de la unidad (L)

$$L = (A_s \times K)^{1/2}$$

$$L = (207.8924 \times 1.3333)^{1/2}$$

$$L = 16.6489 \text{ m}$$

Ancho de la unidad (b)

$$b = \left(\frac{A_s}{K}\right)^{1/2}$$

$$b = \left(\frac{207.8924}{1.3333}\right)^{1/2}$$

$$b = 12.4867 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta lo anterior, se adoptarán medidas para el Filtro Lento, $17 \text{ m} \times 12.5 \text{ m} = 212.5 \text{ m}^2$. Por consiguiente, el área neta de trabajo de cada filtro será 212.5 m^2 .

Canal de distribución. “El canal de distribución se diseña para que se presente flujo subcrítico. Esto, con el fin que la llegada del agua al filtro no produzca desestratificación del lecho. Adicionalmente, se toma como ancho adoptado 0.15 m ”. (CINARA, 2017, p. 56)

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \times b^2}}$$

Donde:

Y_c : tirante crítico

Q : Caudal a filtrarse

b : Ancho del canal

g : Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s .

Reemplazando, se tiene:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{(0.0183243)^2}{9.81 \times 0.15^2}}$$

$$Y_c = 0.11078 \text{ m}$$

Ahora, para evaluar las características hidráulicas se halla Y_n .

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

Donde:

$$R = \frac{Am}{Pm}$$

$$Am = b \times Y_n$$

$$Pm = b + 2 \times Y_n$$

$$S = 0.001$$

$$n = 0.013$$

Donde:

Am : Área mojada

Pm : Perímetro mojado

R : Radio Hidráulico

b : 0.10 m (Ancho del canal)

Y_n : Tirante

Reemplazando, se tiene:

$$Q = \frac{b \times Y_n \times \left(\frac{b \times Y_n}{b + 2 \times Y_n} \right)^{2/3}}{n} \times S^{1/2}$$

$$Y_n = 1.04382 \text{ m}$$

Se halla la velocidad que se presenta en el canal:

$$V = \frac{R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$R = \frac{Am}{Pm} = \frac{b \times Y_n}{b + 2 \times Y_n}$$

$$R = 0.047714 \text{ m}$$

$$S = 0.001$$

$$n = 0.013$$

$$b: 0.10 \text{ m}$$

Reemplazando, se tiene:

$$V = 0.32 \text{ m/s}$$

Ahora, se verifica el número de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \times D}}$$

D : Profundidad hidráulica (Yn)

$$F = \frac{0.32}{\sqrt{9.81 \times 1.04382}}$$

$$F = 0.1$$

Como $F < 1$, se considera flujo subcrítico.

Vertedero triangular. “Es un dique o pared que presenta una escotadura de forma regular, a través de la cual fluye una corriente líquida. El vertedero intercepta la corriente, causando una elevación, aguas arriba”. (López C., 2010, p. 67)

Se dimensiona un canal de distribución con un vertedero triangular de 90°. El vertedero, sirve para control y medición de caudal de acceso a los filtros. En el canal se dispondrá una regla de aforo para determinar el caudal de entrada a los filtros a partir del nivel de agua en el canal.

De igual forma, teniendo en cuenta recomendaciones del RAS (2010), “se diseña el vertedero como dispositivo de control de la velocidad de filtración a la entrada, el cual deja pasar un caudal constante, además, por facilidades en su operación” (p. 69).

$$Q = 1.434 \times h^{2.5}$$

Donde:

h :Carga de agua en el vertedero

Despejando, se tiene:

$$h = \left(\frac{Q}{1.434} \right)^{\frac{1}{2.5}}$$

Q : Caudal a filtrar

$$Q = 0.0173243 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h = \left(\frac{0.0173243}{1.434} \right)^{\frac{1}{2.5}}$$

$$h = 0.170939 \text{ m} \approx 0.2 \text{ m} \quad (\text{Carga del agua en el vertedero})$$

Tabla 27

Regla de aforo para vertedero triangular de 90° en el canal de distribución

Altura	h (m)	0.1	0.15	0.16	0.1748	0.17	0.18	0.19	0.2
Caudal	Q (m ³ /s)	0.00453	0.0125	0.01468	0.01832	0.017324	0.01971	0.02256	0.02565

Nota: La altura $h= 0.1709$ m, corresponde al nivel óptimo de operación de cada uno de las dos unidades del Filtro Lento. $Q=0.0173243$ m³/s, es el caudal de filtración. Autores. (2019).

Diseño del sistema de drenaje. “Es una tubería perforada que cumple la función de recolección de agua filtrada y regulado por válvulas. El agua filtrada es recogida a través de un

sistema de tuberías en forma de peineta construido en tubería PVC sanitaria perforada que se ubicará en el fondo del filtro” (p. 13).

Tabla 28

Especificaciones para el diseño del sistema de distribución y drenaje

Criterio	Unidad	Valor recomendado
Área de orificios / Área filtrante (Ro)	%	0.2 - 0.33 (CINARA)
Diámetro de orificios	mm	6.5 - 15.8 (CINARA)
Distancia entre orificios	m	0.10 - 0.30
Distancia entre laterales	m	(1/16)L - 2.0 (máx.)
Distancia respecto a la pared	m	(1/32)L - 1.0 (máx.)
Velocidad máxima en los drenes	m/s	0.5

Nota: Los valores de la tabla corresponden a especificaciones del Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico R.A.S. Autores. (2019).

Sistema de recolección de agua filtrada

Diámetro, número de orificios y de laterales. Según la tabla anterior, se adopta una distancia entre laterales de 0.78125 m centro a centro, que corresponde a 1/16L (Longitud lateral) con orificios de 15.8 mm de diámetro y una separación de cada uno de ellos, 0.30 m.

Longitud lateral: 12.5 m

Distancia entre laterales: $1/16(12.5 \text{ m}) = 0.78125 \text{ m}$

Diámetro de orificios: 15.8 mm

Área de orificio: 0.000196067 m^2

Distancia entre orificio: 0.30 m (RAS, C.7.5.2.11)

Distancia respecto a la pared: $1/32(12.5 \text{ m}) = 0.390625$, se toma 0.5 m

Número de laterales

$$\text{No. laterales} = \frac{b}{d}$$

Donde:

b : Longitud del colector principal

d : Distancia entre laterales

Luego,

$$\text{No. laterales} = \frac{12.5}{0.78125}$$

$$\text{No. laterales} = 16 \text{ laterales}$$

$$\text{Caudal de filtración por lateral} = \frac{0.0173243 \text{ m}^3/\text{s}}{16} = 0.0010827 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$R_o = \frac{N \times A. \text{orificio}}{A \text{ lecho}}$$

R_o : Relación que existe entre la superficie total de los orificios y la del área filtrante (Instituto CINARA)

De donde:

N : Número total de orificios

$$A. Orificios = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times (0.0158m)^2}{4}$$

$$A. Orificios = 0.000196067 m^2$$

$$A. Lecho = 212.5 m^2$$

Asumiendo una relación, según la tabla anterior $Ro=0.33\%=0.0033$ y despejando N, se tiene:

$$N = \frac{Ro \times A. lecho}{A. Orificios}$$

$$N = \frac{0.0033 \times 212.5}{0.000196067}$$

$$N = 3576.587 \text{ Orificios}$$

Se asumen 3577 orificios.

Número de orificios por lateral

$$N1 = \frac{N}{No. laterales}$$

$$N1 = \frac{3577}{16} = 223.56 \approx 224 \text{ orificios por lateral}$$

Área y diámetro del colector lateral. Para establecer el diámetro de cada colector se utilizan las ecuaciones sugeridas por el Instituto CINARA. Además, según el RAS (2000), “la velocidad máxima en los drenes es 0.5 m/s” (p. 70).

$$R1 = N \times \frac{\phi^2}{D^2} = 0.4$$

De donde:

$R1$: Relación entre el área de los orificios y el área lateral (Arboleda Valencia)

ϕ : 0.0158 m Diámetro del orificio recolector

$N = 16$ Número de orificios en el colector

D : Diámetro del colector

Ahora, despejando D , se tiene:

$$D = \sqrt{N \times \frac{\phi^2}{0.4}} = \sqrt{16 \times \frac{0.0158^2}{0.4}}$$

$$D = 0.099 \text{ m} = 3.9''$$

Se adopta un diámetro mínimo de 4".

El sistema de recolección por tuberías laterales estarán conectadas a una tubería principal de PVC Sanitaria de 4", "teniendo en cuenta que la velocidad durante la recolección no debe exceder 0.5 m/s". (CINARA, 2017, p. 13)

Chequeo velocidad del caudal de filtración en la tubería

$$V = \frac{Q_l}{A_l}$$

$$Q_l = 0.00108207 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_l = 4" = 0.1016 \text{ m (Área del lateral)} \Rightarrow \pi \times r^2 = \pi \times 0.0508^2 = 8.1073 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Reemplazando de la ecuación, se tiene:

$$V = \frac{0.0010827 \text{ m}^3/\text{s}}{8.1073 \times 10^{-3} \text{ m}^2}$$

$$V = 0.1335 \text{ m/s}$$

Diámetro del colector principal. Siguiendo los lineamientos del RAS (2000) "la velocidad máxima en los drenes es 0.5 m/s" (p. 70); con base en esto, se adopta una velocidad de drenaje de 0.5 m/s, como velocidad máxima.

Se asume un diámetro de entrada de 4".

$$A_c = \frac{\pi \times \phi^2}{4}$$

$$A_c = \frac{\pi \times (0.1016)^2}{4}$$

$$A_c = 0.0081073 m^2$$

$$V_c = \frac{Q_{lat}}{A_c}$$

Donde:

V_c : Velocidad en el colector

Q_l : Caudal por lateral

Reemplazando, se tiene:

$$V_c = \frac{Q_{lat}}{A_c}$$

$$V_c = \frac{0.0010827 m^3/s}{0.0081073 m^2}$$

$V_c = 0.1335 m/s < 0.5 m/s \Rightarrow$ Cumple, según especificaciones del RAS.

Por tanto, el diámetro de diseño es de 4”.

Lecho filtrante y de soporte. Según el RAS (2000), “el medio filtrante debe estar compuesto por un material granular, inerte, durable y limpio. Normalmente se usa arena exenta de arcilla y preferiblemente libre de materia orgánica. Por su lado, el medio o capa de soporte debe estar constituido por grava”. (p. 68)

A continuación se presentan los criterios estipulados por el RAS (2000), para el diseño del lecho filtrante y de soporte, la colocación de dicho material deberá ser acompañado con personal entendido en la materia.

Tabla 29
Parámetros de diseño del medio filtrante

Criterio de diseño	Valores recomendados
Espesor lecho filtrante en arena (m)	0.8 – 1.0
Coefficiente de uniformidad	2 - 4
Diámetro efectivo (mm)	0.35 - 0.55
Altura de grava de soporte (m)	
1ra. Capa	0.10 - 0.15
2da. Capa	0.05
3ra. Capa	0.05
Tamaño de la grava (mm)	
1ra. Capa	09 - 10
2da. Capa	2 - 9
3ra. Capa	1 – 1.5(arena)

Nota: Los valores presentados en la tabla corresponden a especificaciones del Reglamento de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS. (C.7.5.2.1). Autores. (2019).

El lecho filtrante de los filtros lentos está conformado de la siguiente manera: una base de grava y arena gruesa en el fondo, de espesor 0.15 m, sobre el cual descansa un lecho de arena, de espesor 1.0 m, de los cuales 0.20 son para raspar, estos, se extraen con la limpieza periódica. Se

tiene entonces, una longitud total de lecho filtrante de 1.2 m. En la Tabla 30, se muestra la composición del lecho filtrante.

Tabla 30
Características del lecho filtrante de los Filtros Lentos en Arena

Tipo de material	Especificaciones	Espesor (m)	Posición en el lecho
Grava de soporte	9 - 10 mm	0.15	Inferior
Arena gruesa	1 - 1.5 mm	0.05	Intermedia
Arena fina	Cu = 2.0 - 4.0 D = 0.35 - 0.55 mm	1	Superior

Nota: Los valores presentados en la tabla corresponden los espesores de las capas del lecho filtrante de la Planta de Tratamiento de Filtración Lenta. Autores. (2019).

Según el RAS (2000), “la altura del agua sobre el lecho o altura de agua sobredrenante puede ser variable o constante, según el tipo de control que se use pero no puede ser inferior a 0.5 m” (p. 66). Así mismo, “la altura del agua sobre el lecho filtrante puede variar entre 1.0 y 1.50 m y el borde libre entre los 0.2 y 0.3 m” (CINARA, 2017, p. 19)

De acuerdo a lo anterior, se toma una altura del agua sobre el lecho de 1.3 m como promedio entre las alturas permitidas y un borde libre de 0.3 m. Por consiguiente, la altura total de la planta de tratamiento correspondiente a las alturas de las capas del lecho filtrante, altura del agua sobredrenante sobre el lecho de soporte y borde libre, es de 2.8 m.

Pérdida en el lateral

$$hl = \frac{1}{3} f \times \frac{L \times V l^2}{D \times 2g}$$

$$Vl = \frac{Q}{Nl \times Al}$$

Donde:

Vl : Velocidad de lavado

L : Longitud del lateral (15 m)

D : Diámetro (4")

Vl : Velocidad en el lateral

f : Factor de fricción

Q : Caudal

Nl : Número de laterales (16 laterales)

Al : Área del lateral

Reemplazando en la ecuación de velocidad de lavado, se tiene:

$$Vl = \frac{0.0010827 \text{ m}^3/\text{s}}{16 \times 0.0010732 \text{ m}^2}$$

$$Vl = 0.008347 \text{ m/s}$$

Ahora, se calcula el valor del factor fricción.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right)$$

$$Re = \frac{V \times D}{\vartheta} = 842.160$$

$$K_s = 1.5 \times 10^{-6}$$

$$\vartheta = 1.007 \times 10^{-6}$$

Reemplazando, se tiene:

$$f = 0.0666085$$

Ahora, reemplazando en la ecuación de pérdidas, se tiene:

$$hl = \frac{1}{3} (0.0666085) \times \frac{12.5 \times 0.008347^2}{0.1016 \times 2 \times 9.81}$$

$$hl = 1.29205 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Pérdida de carga en la tubería principal

$$hl = \frac{1}{3} f \times \frac{L \times V_{cp}^2}{D \times 2g}$$

$$V_{cp} = \frac{Q}{A_{cp}}$$

Donde:

L : Longitud del lateral, 15 m

D : Diámetro, 4"

V_{cp} : Velocidad en el colector principal

f : Factor de fricción

Q : Caudal

A_{cp} : Área del colector principal

Reemplazando en la ecuación de velocidad de lavado, se tiene:

$$V_{cp} = \frac{0.0010827}{0.00810732}$$

$$V_{cp} = 0.13355 \text{ m/s}$$

Ahora, se calcula el valor del factor fricción.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{Re \cdot \sqrt{f}} \right)$$

$$Re = \frac{V \times D}{\vartheta} = 13474.359$$

$$K_s = 1.5 \times 10^{-6}$$

$$\vartheta = 1.007 \times 10^{-6}$$

Reemplazando, se tiene:

$$f = 0.0286019$$

Se obtiene de la ecuación de pérdidas:

$$hl = \frac{1}{3} f \times \frac{L \times Vcp^2}{D \times 2g}$$

$$hl = \frac{1}{3} (0.0286019) \times \frac{12.5 \times 0.13355^2}{0.1016 \times 2 \times 9.81}$$

$$hl = 0.00106629 \text{ m}$$

Pérdidas por accesorios en el lavado. La configuración del múltiple recolector es en forma de peineta, los terminales se sellarían con adaptadores de limpieza y los acoples de los laterales al tubo principal se realizarían a través de tees. Las pérdidas que generan dichos accesorios, se calculan en función de las velocidades en el conducto principal. (CINARA, 2017, p. 15)

En la Tabla 31, se muestran los cálculos realizados para determinar las pérdidas por accesorios.

Las velocidades se determinan a partir de la ecuación: $V = \frac{Q}{A_c}$

Donde:

Q : Caudal del lateral

A_c : Área del colector lateral

Ecuación para determinar pérdidas: $h_f = K \times \frac{V^2}{2g}$

Tabla 31
Pérdidas por accesorios (Filtro Lento)

Punto	Tipo de accesorio	Cantidad	k (m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	h accesorio
Lateral 1	Tee	1	0.6	0.00115	0.14126	0.00061
Lateral 2	Tee	1	0.6	0.00229	0.28253	0.00244
Lateral 3	Tee	1	0.6	0.00344	0.42379	0.00549
Lateral 4	Tee	1	0.6	0.00458	0.56505	0.00976
Lateral 5	Tee	1	0.6	0.00573	0.70632	0.01526
Lateral 6	Tee	1	0.6	0.00687	0.84758	0.02197
Lateral 7	Tee	1	0.6	0.00802	0.98885	0.0299
Lateral 8	Tee	1	0.6	0.00916	1.13011	0.03906
Lateral 9	Tee	1	0.6	0.01031	1.27137	0.04943
Lateral 10	Tee	1	0.6	0.01145	1.41264	0.06103
Lateral 11	Tee	1	0.6	0.0126	1.5539	0.07384
Lateral 12	Tee	1	0.6	0.01374	1.69516	0.08788
Lateral 13	Tee	1	0.6	0.01489	1.83643	0.10313
Lateral 14	Tee	1	0.6	0.01603	1.97769	0.11961
Lateral 15	Tee	1	0.6	0.01718	2.11895	0.13731
Lateral 16	Tee	1	0.6	0.01832	2.26022	0.15623
Total pérdidas caja de filtro						0.91294
	Codo 90°	2	0.25	0.01832	2.26022	0.13019
	Válvulas	2	0.7	0.01832	2.26022	0.36453

Nota: La sumatoria de las pérdidas de la caja de filtro corresponde a 0.91294 m y está dentro del rango permitido por el RAS (0.10 a 1.0 m). Autores. (2019).

Operación y mantenimiento de sistema de filtración en múltiples etapas. Para lograr su adecuado funcionamiento es muy importante que la puesta en marcha del filtro se realice lentamente, con el fin de alcanzar la formación y maduración de la capa biológica en un tiempo más corto.

Tabla 32

Actividades para poner en marcha un nuevo filtro lento en arena

Actividad	Acciones claves
Llenar el filtro lentamente y en forma ascendente	Abastecer la unidad hasta que el agua aparezca sobre la superficie de arena
Nivelar la superficie del lecho de arena	<p>Abrir la válvula de vaciado para descender el nivel de agua hasta 0.1 m debajo de la superficie de arena.</p> <p>Nivelar las irregularidades en la superficie de arena.</p>
Poner en marcha el filtro	<p>Realizar nuevamente el llenado ascendente hasta que el nivel del agua alcance 0.2 m sobre la superficie de arena.</p> <p>Abrir la válvula de entrada de regulación del filtro y mantener la velocidad de filtración en 0.02 m/h.</p> <p>Abrir la válvula de desagüe de la cámara de agua filtrada.</p> <p>Aumentar la velocidad de filtración 0.02 m/h cada semana hasta alcanzar la velocidad de diseño (generalmente 0.10 o 0.15 m/h). Si al alcanzar la velocidad de diseño, la turbiedad es superior a 5 UNT, se debe continuar con la misma velocidad hasta que la turbiedad sea inferior a 5 UNT.</p>
Retirar material flotante	Retirar material desprendido del lecho filtrante.
Revisar calidad del agua	Durante el periodo de maduración del filtro, medir a diario si el agua filtrada reúne los criterios de calidad acordada para suministros.
Pasar el agua filtrada al sistema de abastecimiento	Cuando la calidad del agua filtrada sea aceptable, cerrar la válvula de desagüe del agua filtrada y abrir la válvula de distribución.

Fuente: CINARA

Tabla 33

Actividades de operación normal de un filtro lento en arena con control a la entrada

Actividad	Acciones claves
Remover el material flotante	Retirar material desprendido del lecho filtrante.
Medir la velocidad de filtración	Verificar en la regla de aforo o vertedero.
Regular la velocidad de filtración	Manipular la válvula de entrada para mantener la velocidad de filtración constante.
Decidir la limpieza del lecho	Cuando la altura del agua alcance el nivel de la tubería de rebose, se debe suspender el funcionamiento del filtro en servicio e iniciar su limpieza. Programar la limpieza de manera que solo una unidad salga de operación, mientras el otro funciona.

Fuente: CINARA

El área superficial del lecho de arena, es donde se acumula la mayor parte del material inorgánico, orgánico y la biomasa; es por ello que en esta biomembrana sucede la mayor parte de la pérdida de energía hidráulica, su raspado permite recuperar la conductividad hidráulica del filtro. (CINARA, 2017, p. 7)

Operaciones especiales

Parada. Esta operación puede darse en el caso de interrumpir el servicio para efectuar reparaciones o para suspender el ingreso de agua por deterioro del afluente; en lo posible debe evitarse pues al parar la filtración, el metabolismo de los organismos que se encuentran en el medio filtrante se altera, creando

compuestos que afectan la calidad del agua. Cuando se para el filtro por periodos muy largos, los organismos muertos se descomponen y entonces es necesario efectuar el mantenimiento de todo el lecho de arena y someterlo a un nuevo periodo de maduración. (CINARA, 2017, p. 7)

Operación para aguas con alto contenido de turbiedad o color. Esta posibilidad solo se admite como emergencia. Cuando altas concentraciones se producen por periodos cortos, la práctica normal es cerrar el ingreso a la planta hasta que el agua aclare. Cuando el problema se prolonga y pelagra la continuidad del servicio se puede optar por aceptar el agua turbia tal cual llega pero se tendrán graves problemas de mantenimiento, al acortarse considerablemente las carreras del filtro. (CINARA, 2017, p. 8)

“En los filtros lentos de arena, las actividades rutinarias de mantenimiento incluyen el raspado, la manipulación de la arena y el monitoreo de la unidad”. (CINARA, 2017, p. 13)

Los raspados periódicos continúan progresivamente hasta alcanzar una profundidad mínima del lecho de arena del orden de 0.50 m; una vez alcanzado este nivel se debe proceder al rearenamiento. Para el rearenamiento es importante conocer previamente la cantidad de arena disponible en la caseta de almacenamiento, la cual debe ser suficiente para restablecer la altura inicial del lecho filtrante; debe tenerse en cuenta que cerca del 20% de la arena instalada

inicialmente en el filtro se pierde en el lavado y transporte entre el filtro, la cámara de lavado y la caseta de almacenamiento. (CINARA, 2017, p. 14)

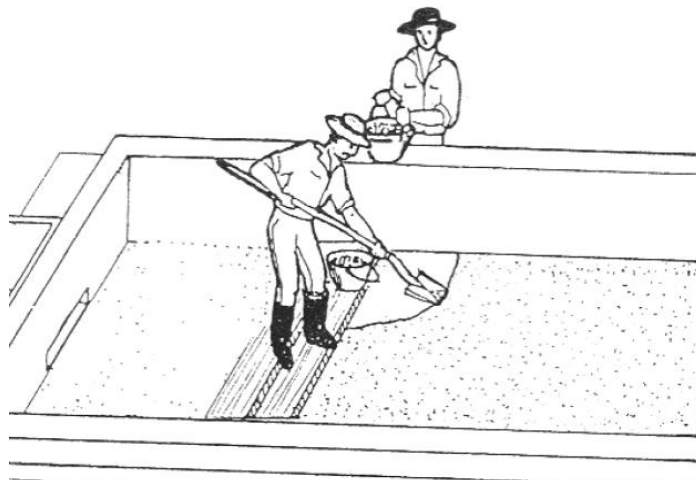


Figura 17. Raspado de la capa superior de arena. (2015). CINARA.

Tabla 34

Procedimiento para limpiar un lecho filtrante de arena

Actividad	Acciones claves
Extraer el material flotante	Retirar el material flotante con una nasa.
Drenar el agua sobredrenante	Cerrar la válvula de entrada. Abrir la válvula de vaciado. Limpiar las paredes del filtro con un cepillo largo. Cerrar la válvula de vaciado cuando el agua llegue a 0.20 mm por debajo de la superficie del lecho filtrante.
Mantener la producción de agua de la planta	Ajustar la velocidad de filtración en los otros filtros; la velocidad no debe exceder de 0.30 m/h.
Proteger el lecho filtrante	Raspar una pequeña área, cubrirla con tablas y colocar el equipo sobre ella.

“Tabla 34” “Continuación”

Raspar la capa superior	Marcar áreas (3x3 m ²) raspando en franjas estrechas. Raspar de 1 a 3 cm de la parte superior de cada área.
Retirar el material raspado	Trasladar el material raspado a la plataforma de lavado.
Retirar el equipo	Retirar el equipo de la zona de trabajo.
Nivelar la superficie de arena	Utilizar una tabla o un rastrillo de dientes finos para nivelar la superficie.
Comprobar la profundidad del lecho de arena	Medir la altura desde el borde superior del muro hasta el lecho filtrante.
Dar tiempo para la maduración biológica	La maduración generalmente toma de 1 a 2 días en zonas tropicales (siempre y cuando la limpieza no dure más de 1 día)
Ajustar la velocidad de filtración	Aumentar lentamente la velocidad de filtración en la unidad raspada, simultáneamente reducir la velocidad de filtración en los otros filtros sobrecargados, hasta alcanzar la velocidad de operación normal en todas las unidades.
Pasar el agua al sistema de suministro	Si al segundo día la calidad del agua efluente del filtro recién raspado es aceptable, abrir la válvula de suministro.

Fuente: Instituto CINARA

Consideraciones complementarias para limpieza del medio filtrante. La tarea de limpieza programada por anticipado, puede evitar el desperdicio de agua durante la eliminación de la capa sobrenadante. La noche anterior al día de la limpieza, se cierra el ingreso de agua cruda a la caja del filtro y se deja filtrar con tasa declinante durante la noche. A la mañana siguiente, apenas aclara el día, el personal encargado de esta tarea debe estar listo para iniciar el raspado, tratando

de concluir la antes de la salida del sol, para proteger de su efecto lesivo a la formación biológica del lecho filtrante. (CINARA, 2017, p. 15)

Tabla 35
Procedimiento para rearenar un filtro lento de arena

Actividad	Acciones claves
Raspar la capa superior	Seguir los procedimientos indicados para limpiar el lecho filtrante.
Drenar el agua del lecho filtrante	Abrir la válvula de vaciado.
Extraer la arena	Dependiendo del tamaño del filtro dividir la superficie en varias partes y rearenar una por una. Tener en cuenta que se ha retirado 0.50 m y la altura del lecho remanente en el filtro es 0.50 m. Retirar la arena de una zona del filtro y colocar a un lado, no sacar la arena gruesa ni la grava de soporte.
Rellenar el lecho de arena	Rellenar con arena limpia el filtro, utilizando la almacenada en la caseta, hasta alcanzar una altura de 0.50 m, colocar sobre esta la que previamente se ha amontonado, hasta alcanzar la altura máxima de arena. Continuar el raspado con las otras zonas del filtro, utilizando el mismo procedimiento.
Nivelar la superficie de arena	Nivelar la superficie de la arena, de la misma manera que se hace después del raspado.
Poner en servicio nuevamente el filtro	Seguir el procedimiento indicados en la tabla anterior.
Dejar madurar el lecho filtrante	En condiciones tropicales, la maduración después de reponer la arena tomará de 3 a 15 días, dependiendo de la calidad de agua afluyente.

Fuente: Instituto CINARA

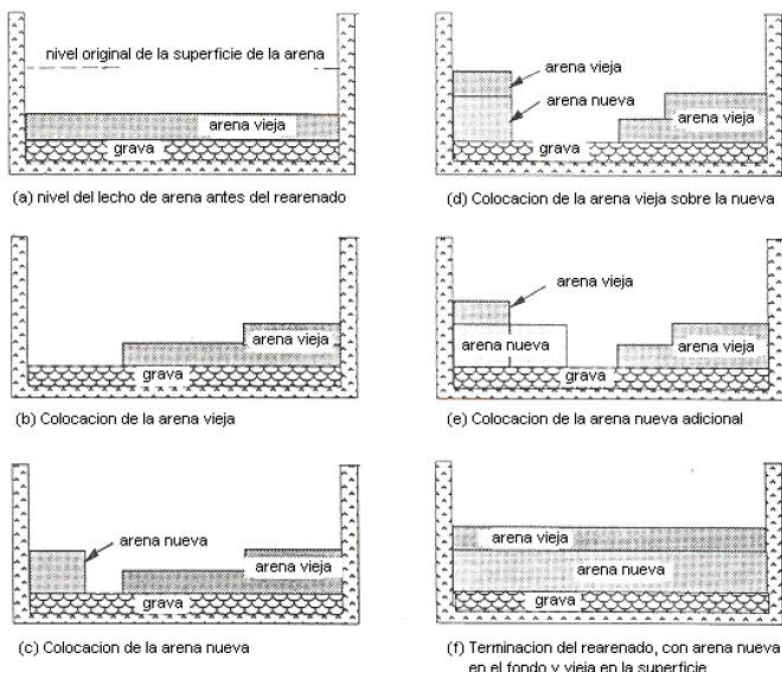


Figura 18. Etapas de la operación de rearenado del lecho filtrante. (2015). CINARA.

Consideraciones para el lavado de la arena

Cuando la arena es muy costosa o difícil de obtener, se recomienda lavar y almacenar la arena proveniente de los raspados para ser usada en el rearenamiento del filtro. La arena raspada debe lavarse tan pronto como se extrae del filtro, porque tiene materia orgánica adherida y este material al descomponerse produce sustancias con olores y sabores muy difíciles de remover. De igual forma, para lavar la arena sucia en una planta pequeña, se puede emplear un simple canal. El flujo de agua mantiene la arena y los residuos en suspensión. La arena sedimentara dentro de una caja y los residuos serán removidos por la corriente de agua. (CINARA, 2017, p. 16)



Figura 19. Lavado de arena manual. (2015). CINARA.

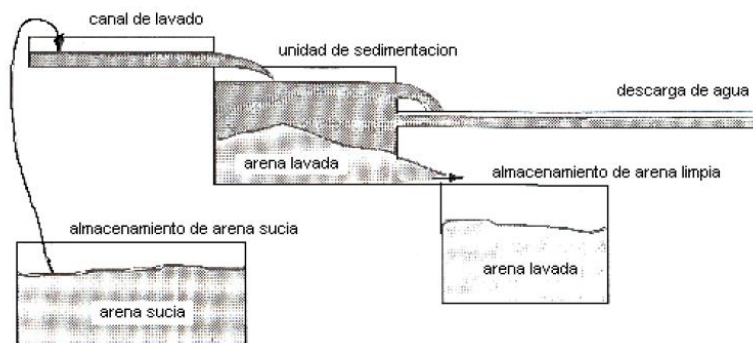


Figura 20. Esquema conceptual de un sistema de lavado de arena. (2015). CINARA.



Figura 21. Otras alternativas de lavado manuales. (2015). CINARA.

Consideraciones para lavado completo del filtro. “Esta operación se debe realizar cada cinco años y consiste en la limpieza del fondo del filtro, del sistema de drenaje, de la caja del filtro y el lavado de la grava y de la arena”. (CINARA, 2017, p. 18)

Control de los procesos y operación.

A través de la válvula de carga de fondo debe introducirse agua limpia, de manera que el agua ascienda lentamente a través del sistema de drenaje, la grava y el lecho de arena hasta que alcance un nivel por encima de la superficie de arena, lo cual asegura que el aire acumulado en el sistema es expulsado, el nivel del agua debe estar mínimo 20 cm sobre la superficie de la arena para prevenir daños cuando se inicie la etapa de llenado con agua de proceso. Deben tenerse en cuenta las siguientes condiciones de operación. (RAS, 2000, p. 72)

1. Es necesario que el filtro se use continuamente, día y noche, con una velocidad de filtración constante para obtener los mejores resultados.
2. Toda espuma y material flotante debe removerse continuamente.
3. Realizar continuamente la medición de la velocidad de filtración.
4. Cuando la altura del agua sobrenadante suba rápidamente, o su nivel alcance el del vertedero de excesos, se debe sacar el filtro de servicio para su limpieza.
5. Cuando la arena ha llegado a tener 50 cm de espesor, es necesario reponer la arena removida. La decisión de rearenar debe tomarse con la debida anticipación teniendo en cuenta que pasará un largo tiempo antes de que el lecho pueda ser puesto nuevamente en servicio. La arena que servirá de material filtrante debe estar bien limpia y lavada antes de ser colocada en el filtro. La caja del filtro se debe llenar con arena hasta el nivel de diseño. La superficie de la arena debe quedar a un nivel uniforme.

Debe planearse la realización del trabajo en un periodo de baja demanda de agua, este plan debe cumplir los siguientes requisitos mínimos:

- Raspado de la capa superior de la arena en el filtro.
 - Ajuste del nivel del agua hasta la grava.
 - Remoción de la arena restante.
 - Colocación del lecho de arena.
 - Reposición de la arena removida.
 - Nivelación de la superficie de la arena.
 - Ajuste de la caja de entrada al nivel de la arena.
 - Puesta en marcha del filtro.
 - Período de maduración, el cual varía de 3 a 7 días en condiciones tropicales y hasta dos semanas o más en áreas más frías.
6. Las limpiezas deben programarse de modo tal, que nunca se saque más de 1 filtro de la operación.

4.4.7 Tanque de almacenamiento. Según Cualla (2010), debido a que el consumo de agua de la población no es constante sino que, por el contrario, varía según la hora del día, y dado que el suministro es un caudal teóricamente constante (caudal máximo diario), es necesaria la construcción de un tanque regular que amortigüe las demandas horarias.

La función básica del tanque es almacenar agua en los periodos en los cuales la demanda es menor que el suministro, de tal manera que en los periodos en los que

la demanda sea mayor que el suministro se complete el déficit con el agua almacenada inicialmente. (p.211)

Se mostrará el diseño de un tanque de almacenamiento de tres compartimientos. En relación con esto, no será necesario destinar un tanque para riego porque se puede disponer del agua del tanque de almacenamiento diseñado. Esto, contando con que se diseñó una Planta de Tratamiento de Filtración Lenta, la cual tiene como finalidad obtener un efluente de calidad sin la necesidad de la utilización de reactivos químicos durante el proceso.

A partir de lo anteriormente mencionado, se podría disponer del agua del tanque para tal fin, y para demás actividades que demanden agua en la UFPSO, pues además de no contar con procesos químicos para su tratamiento, no tendrá costos de potabilización que puedan afectar el presupuesto de la universidad y de alguna manera afectar las plantaciones por químicos que esta pudiera tener, como por ejemplo el cloro.

Determinación del volumen para regulación de la demanda: método de la integral.

Según Cualla (2010),” la determinación gráfica del volumen del tanque por el método de la curva integral se observa en la figura”. (p. 218)

A continuación, se presenta la tabla con los valores de suministro por gravedad continua por 24 horas:

Tabla 36
Suministros por gravedad continua por 24 horas

<u>HORA</u>	<u>C (%)</u>	<u>ΣC (%)</u>	<u>S (%)</u>	<u>ΣS (%)</u>	<u>$\Delta (S-C)$</u>	<u>$\Sigma \Delta (S-C)$</u>	<u>V (%)</u>
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]
0 - 1	1.0	1.0	4.17	4.17	3.17	3.17	10.67
1 - 2	1.0	2.0	4.17	8.33	3.17	6.33	13.83
2 - 3	1.0	3.0	4.17	12.50	3.17	9.50	17.00
3 - 4	1.0	4.0	4.17	16.67	3.17	12.67	20.17
4 - 5	1.0	5.0	4.17	20.83	3.17	15.83	23.33
5 - 6	1.0	6.0	4.17	25.00	3.17	19.00	26.50
6 - 7	3.0	9.0	4.17	29.17	1.17	20.17	27.67
7 - 8	7.0	16.0	4.17	33.33	-2.83	17.33	24.83
8 - 9	7.0	23.0	4.17	37.50	-2.83	14.50	22.00
9 - 10	7.0	30.0	4.17	41.67	-2.83	11.67	19.17
10 - 11	7.0	37.0	4.17	45.83	-2.83	8.83	16.33
11 - 12	8.0	45.0	4.17	50.00	-3.83	5.00	12.50
12 - 13	8.5	53.5	4.17	54.17	-4.33	0.67	8.17
13 - 14	6.0	59.5	4.17	58.33	-1.83	-1.17	6.33
14 - 15	5.0	64.5	4.17	62.50	-0.83	-2.00	5.50
15 - 16	5.0	69.5	4.17	66.67	-0.83	-2.83	4.67
16 - 17	5.5	75.0	4.17	70.83	-1.33	-4.17	3.33
17 - 18	4.0	79.0	4.17	75.00	0.17	-4.00	3.50
18 - 19	5.0	84.0	4.17	79.17	-0.83	-4.83	2.67
19 - 20	6.0	90.0	4.17	83.33	-1.83	-6.67	0.83
20 - 21	5.0	95.0	4.17	87.50	-0.83	-7.50	0.00
21 - 22	3.0	98.0	4.17	91.67	1.17	-6.33	1.17
22 - 23	1.0	99.0	4.17	95.83	3.17	-3.17	4.33
23 - 24	1.0	100.0	4.17	100.00	3.17	0.00	7.50

Nota: Las columnas de la 1 a 8 corresponden en orden consecutivo a; Intervalos de tiempo, consumo horario, curva integral del consumo, suministro horario continuo, curva integral del suministro, déficit, déficit acumulado, volumen horario del agua en el tanque. Autores. (2019).

A continuación se presenta la curva de consumo horario y el gráfico del volumen del tanque superficial.

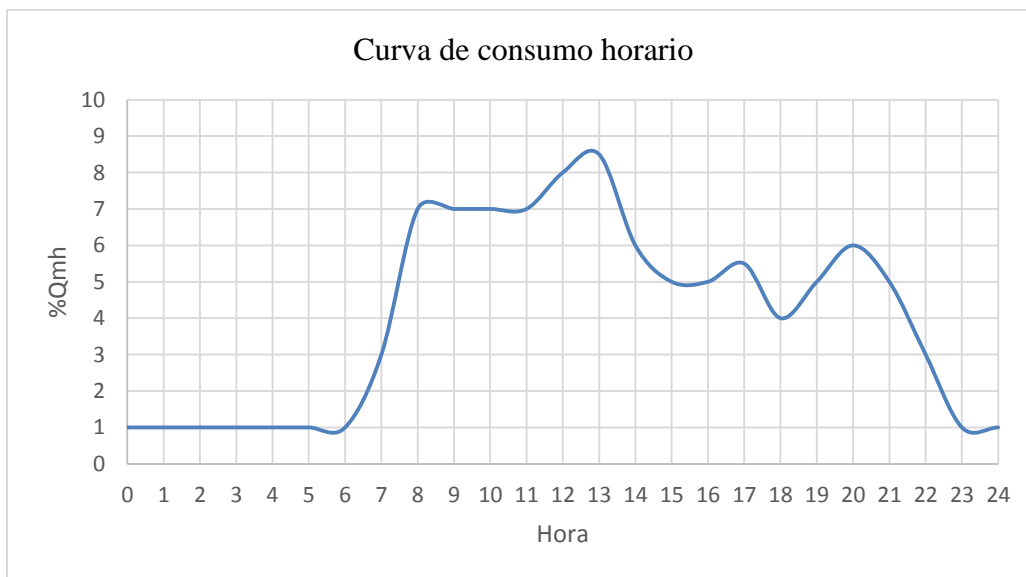


Figura 22. Curva de consumo horario. (2019). Autores.

De acuerdo a la curva de consumo horario, se puede apreciar que el consumo más alto se presenta entre 8:00 a.m y 1:00 p.m., en este horario se tuvo en consideración el alto flujo de estudiantes y las labores que demandan mayor consumo de agua como por ejemplo el restaurante universitario.

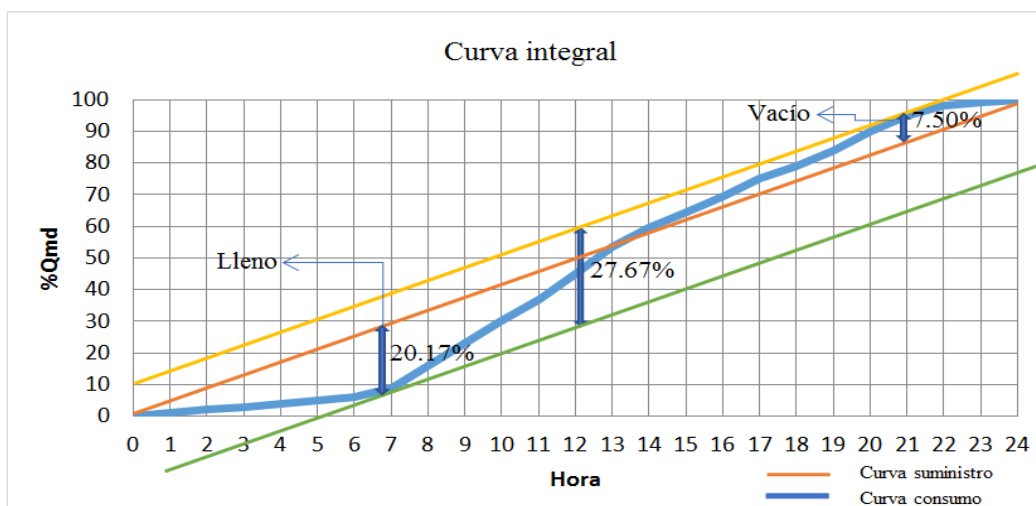


Figura 23. Curva integral. (2019). Autores.

Volumen del tanque

Volumen por consumo doméstico

$$QMD = 0,0346486 \text{ m}^3/s$$

$$\text{Consumo diario} = QMD * 86400$$

$$\text{Consumo diario} = 0,0346486 * 86400$$

$$\text{Consumo diario} = 2993,639$$

$$\% \text{ Consumo medio diario} = 27,67 \% \rightarrow 0,2767$$

Con los datos calculados anteriormente se obtiene el volumen del tanque (\forall tanque).

$$\forall \text{tanque} = \text{Consumo diario} * \% \text{ Consumo medio diario}$$

$$\forall \text{tanque} = 2993,639 * 0,2767$$

$$\forall \text{tanque} = 828,34 \text{ m}^3$$

Volumen para incendios.” En este caso se aplican las condiciones mínimas, es decir, dos hidrantes de 5 l/s cada uno durante dos horas consecutivas”. (López C., 2010, p. 282)

$$\text{Hidrantes} = 2$$

$$Q_{\text{hidrante}} = 5 \text{ l/s} \rightarrow 0.005 \text{ m}^3/s$$

$$\text{Tiempo} = 2 \text{ horas} \rightarrow 7200 \text{ seg}$$

$$V_{\text{incendios}} = \text{hidrantes} * Q_{\text{hidrante}} * \text{Tiempo}$$

$$V_{\text{incendios}} = 2 * 0,005 * 7200$$

$$V_{\text{incendios}} = 72 \text{ m}^3$$

Volumen de emergencias: “se puede tomar un 25% a 30% de la suma de los volúmenes determinados” (López C., 2010, p. 223)

Con base en lo anterior, para este caso se adoptó el porcentaje mínimo (25%) → 0,25.

$$V_{\text{emergencia}} = 0,25 * (V_{\text{incendios}} + V_{\text{tanque}})$$

$$V_{\text{emergencia}} = 0,25 * (72 + 828,34)$$

$$V_{\text{emergencia}} = 225,085 \text{ m}^3$$

Volumen total del tanque

$$V_{\text{total}} = V_{\text{emergencia}} + V_{\text{incendios}} + V_{\text{tanque}}$$

$$V_{\text{total}} = 225,085 + 72 + 828,34$$

$$V_{\text{total}} = 1125,425 \text{ m}^3$$

Pre dimensionamiento del tanque. Para este caso se hará un tanque de almacenamiento con 3 compartimientos para facilitar el mantenimiento, para esto se dividió el volumen del tanque entre los tres compartimientos.

$$\forall \text{compartimiento tanque} = \frac{\forall \text{total}}{3}$$

$$\forall \text{compartimiento tanque} = \frac{1125,425}{3} = 375,142 \text{ m}^3$$

Se prosiguió calculando el volumen en cientos de m^3 , para así poder obtener la altura de la lámina de agua en cada compartimento.

$$\forall \text{cientos de m}^3 = \frac{\forall \text{total}}{100}$$

$$\forall \text{cientos de m}^3 = \frac{375,142}{100} = 3.751 \text{ m}^3$$

De acuerdo con el valor anterior y la tabla 12,2 “Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento” de la Cualla (2010), se obtiene la constante de la capacidad de almacenamiento del taque (k).

Tabla 37
Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V (cientos de m ³)	K
< 3	2
4 – 6	1.8
7 – 9	1.5
10 - 13	1.3
14 - 16	1
> 17	0.7

Nota: De la relación anterior, se deduce que la profundidad mínima de un tanque de almacenamiento es de 2 m. López C. (2010)

$$k = 2$$

H = altura de la lámina de agua en el tanque

$$H = \frac{\sqrt[3]{\text{volumen de } m^3}}{3} + k$$

$$H = \frac{3,751}{3} + 2$$

$$H = 3,25 \text{ m}$$

Con la profundidad del tanque se prosigue con el dimensionamiento de las medidas internas del tanque que será de una sección cuadrada.

$$B = L = \sqrt{\frac{\sqrt[3]{\text{volumen compartimiento tanque}}}{H}}$$

$$B = L = \sqrt{\frac{375,142}{3,25}}$$

$$B = L = 10,744 \text{ m}$$

Se determinó una tubería de desagüe para el tanque de almacenamiento de 25 m ya que existe una cañuela a dicha distancia. Los otros 25 m hacen parte del recorrido de la recolección del agua de cada tanque.

4.4.8 Red de distribución. Para el diseño de la red de distribución, se tienen en cuenta las siguientes consideraciones generales:

Caudal de diseño. “El caudal de diseño de la Red de Distribución como componente del sistema de acueducto según las variaciones diarias y horarias que puedan presentar, corresponde al Caudal Máximo Horario (QHM)”. (Resolución, 0330, 2017, art. 47)

Sectorización e identificación de la red de distribución. Se identificó la zona a servir y la expansión de la población. Para este caso, se tuvo en cuenta la red de distribución actual con que cuenta la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña (UFPSO), partiendo de ahí, se hicieron los ajustes necesarios para crear la nueva red, expandiéndola a las nuevas obras que se encuentran en ejecución y a aquellas que están contempladas para su construcción, dentro de las cuales se pueden resaltar, el edificio de Agrarias, Proyecto Caprino, Proyecto Porcino, Edificio de Anexos Administrativos. Además, se tuvo en cuenta el levantamiento topográfico de la UFPSO, para el trazado y distribución de la nueva red.

La sectorización de la red, se basó en la red actual contemplando los ajustes mencionados anteriormente, con el fin de lograr la racionalización del servicio.

Para el cálculo hidráulico de las tuberías, se utilizaron fórmulas racionales. En este caso, se aplicó la fórmula de Hazen Williams con coeficiente de fricción para el PVC de 150. Del mismo modo, el sistema de red de distribución se hizo contando con un modelo hidráulico, a través del cual se pudo predecir el comportamiento frente a diferentes condiciones operativas. Por

consiguiente, se utilizó el software EPANET 2.0, el cual “simula en periodo extendido el comportamiento hidráulico del agua en redes de distribución a presión”. (Solórzano, 2017, p. 12)

Entre los elementos que puede simular se encuentran fundamentalmente tubos, nodos, depósitos y embalses y permite utilizar elementos más complejos como bombas y válvulas. La metodología utilizada por el software calcula los caudales en las tuberías y alturas piezométricas en los nudos. En dicho software, se hace uso del método del gradiente para su solución, tal y como lo estipula la Resolución 0330 de 2017. Por su lado, EPANET es considerado una herramienta usado para multitud de análisis, diseño de programas de muestreo, calibración de modelos hidráulicos, análisis de características fisicoquímicas del agua. El método de EPANET, corresponde a Darcy Weisbach dado que es el más generalizado para conducto a presión y recomendado por el RAS 2000. (Solórzano, 2017, p. 23)

Modelación de redes de distribución de agua. “El diseño de la red de distribución cuenta con un modelo hidráulico, a través del cual se puede predecir el comportamiento frente a diferentes condiciones operativas, de mantenimiento o de expansión”. (Resolución 0330, 2017, art. 57)

Con base en lo anterior, se consideró una modelación con periodo extendido, con frecuencia horaria, incorporando en los nodos patrones de consumo; de modo que, para los cálculos se tuvo en cuenta la población de diseño y el Caudal Máximo Horario (QMH). Además,

se implementó un diseño en el cual se contempló la operación de red de distribución bajo la premisa de contingencia por incendio.

“EPANET 2.0, incorpora el método del gradiente para sus cálculos. Igualmente, cuenta con un modelo hidráulico que valida y calibra con base en series disponibles de presión, caudal y niveles de tanques” (Solórzano, 2017, p. 21).

Teniendo en cuenta para este proyecto, que por contar con una población de diseño menor a 60000 habitantes, este modelo puede ser validado por 5 años o cada que se realice un cambio que afecte sustancialmente las condiciones operativas del sistema”. (Resolución 0330, 2017, art. 57)

Localización de la red de acueducto. “Para la localización de la red de distribución de agua potable, las tuberías irán ubicadas en los costados norte y oriente de las calles”. (Resolución, 0330, 2017, art. 59)

Profundidades máximas y mínimas para la instalación de tuberías enterradas en las redes de distribución. “La profundidad de instalación de las tuberías que conforman la red de distribución no debe exceder de 1.50 m, medidos desde la clave de la tubería hasta la superficie del terreno”. (Resolución 0330, 2017, art. 60)

Teniendo en cuenta lo anterior y con el fin de cumplir con presiones especificadas por la misma Resolución, se ajustaron las cotas en los nodos 12, 17 y 18, de la manera en que se muestra a continuación:

Tabla 38

Profundidades máximas en la red de distribución para la UFPSO

Nodo	Cota	Profundidad tubería (m)	Nueva cota
12	1201.02	1.5	1199.52
17	1200.00	1.5	1198.50
18	1206.00	1.5	1204.50

Nota: Las cotas presentadas, fueron ajustadas de acuerdo a la red de distribución actual de la UFPSO para lograr condiciones óptimas de presión según rangos estipulados en la Resolución 0330 de 2017. (Autores). (2019).

Las profundidades de instalación de las demás tuberías de la red actual, se dejaron de la misma forma, teniendo en cuenta que cumplen con lo estipulado en la Resolución 0330 de 2017. Estas profundidades van entre 0.60 m y 1 m y no exceden la profundidad máxima (1.50 m).

Tabla 39

Profundidades mínimas a cota clave de la tubería

Servidumbre	Profundidad a la clave de la tubería (m)	
	Zona urbana	Zona rural
Vías peatonales o zonas verdes o agrícolas	0.6	1
Vías vehiculares	1	1

Nota: Las profundidades de las tuberías correspondientes al ajuste y expansión de la red, se ubicaron de acuerdo a esta tabla, teniendo en cuenta la Resolución 0330 de 2017. (Autores). (2019).

Tabla 40

Profundidades de instalación de las tuberías en la Red de Distribución de la UFPSO

Nodo	Cota rasante	Cota clave	Profundidad tubería (m)
2	1199.00	1198.38	0.62
3	1201.00	1200.20	0.80
4	1200.00	1199.15	0.85
5	1196.00	1195.21	0.79
6	1196.50	1195.52	0.98
7	1197.00	1196.21	0.79
8	1196.00	1195.40	0.60
9	1198.50	1197.80	0.70
10	1196.00	1195.20	0.80
11	1198.50	1197.90	0.60
12	1201.02	1199.52	1.50
13	1193.00	1192.03	0.97
14	1208.50	1207.70	0.80
15	1195.00	1194.40	0.60
16	1207.00	1206.40	0.60
17	1200.00	1198.50	1.50
18	1206.00	1204.50	1.50
19	1205.00	1204.40	0.60
20	1202.00	1201.40	0.60

Fuente: Autores, 2019.

Presiones de servicio mínimas en la red de distribución. “Para poblaciones de diseño mayor a 12500 habitantes, la presión dinámica mínima debe ser de 15 m.c.a”. (Resolución 0330, 2017, art. 61)

Con base en lo anterior, se tuvo en cuenta dicho valor de presión para la modelación mediante EPANET, contando con que la población para este proyecto es mayor a 12500 habitantes.

Presiones de servicio máximas en la red de distribución. “La presión estática máxima debe ser de 50 m.c.a.” (Resolución 0330, 2017, art. 62)

A continuación, se presentan los valores de las presiones calculadas mediante el software EPANET 2.0, las cuales son superiores a la presión mínima expresada anteriormente y menores a la presión máxima en la red de distribución bajo la Resolución 0330 de 2017 y correspondiente a 50 m.c.a.

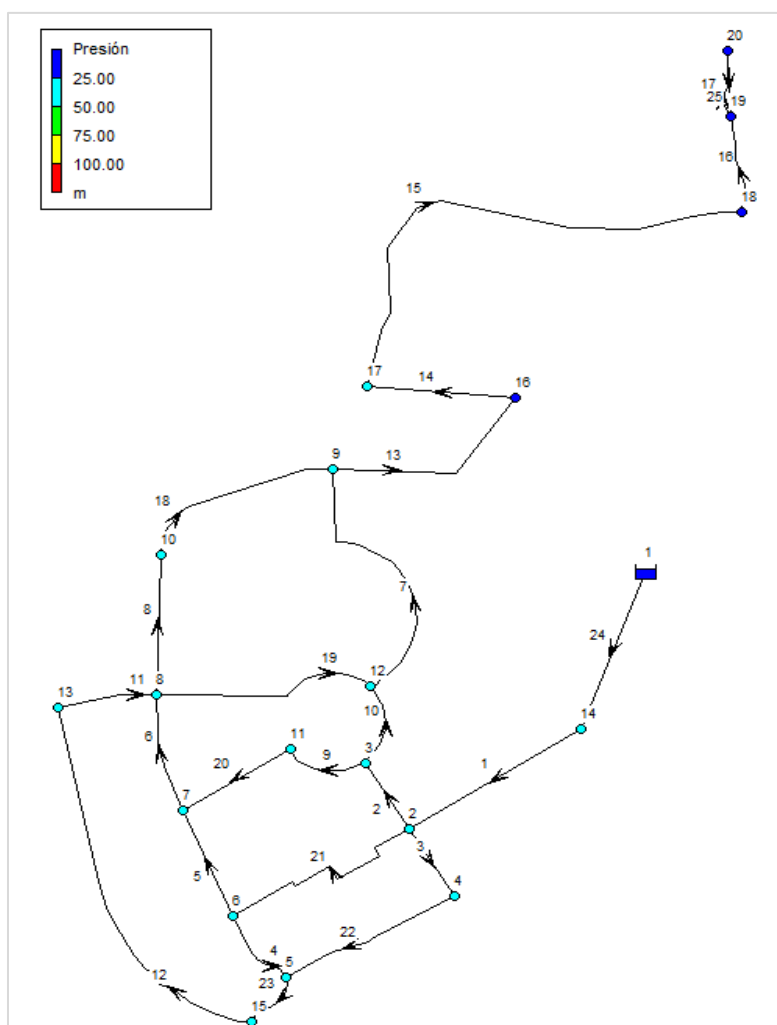


Figura 24. Rango de presiones de servicio en la red de distribución para la UFPSO calculadas mediante el software EPANET 2.0. (2019). Autores.

ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	0.86	1236.07	37.63
Conexión 3	10.55	1227.17	26.97
Conexión 4	1.59	1231.91	32.76
Conexión 5	10.81	1230.19	34.98
Conexión 6	0.99	1230.23	34.71
Conexión 7	0.21	1226.60	30.39
Conexión 8	1.35	1226.46	31.06
Conexión 9	0.36	1223.96	26.16
Conexión 10	10.62	1224.16	28.96
Conexión 11	1.55	1226.96	29.06
Conexión 12	1.68	1226.05	26.53
Conexión 13	2.25	1227.60	35.57
Conexión 14	1.17	1240.44	32.74
Conexión 15	0.39	1229.80	35.40
Conexión 16	4.17	1222.84	16.44
Conexión 17	0.24	1222.25	23.75
Conexión 18	0.09	1221.53	17.03
Conexión 19	2.81	1221.33	16.93
Conexión 20	0.28	1221.27	19.87
Embalse 1	-51.97	1244.46	0.00

Figura 25. Valores de presiones de servicio calculados mediante el software EPANET 2.0. (2019). Autores.

Para la modelación actual, fue necesario ajustar la cota del tanque de almacenamiento, de modo que se obtuvieran las presiones óptimas. Para este ajuste se tuvo en cuenta la cota de entrada a la caseta de cloración. Con base en esta cota, se hizo una diferencia de cotas con la altura de la planta de tratamiento y se pudieron establecer las condiciones presiones permitidas por la Resolución 0330 de 2017.

Procedimiento de cálculo. El diseño hidráulico se realizó para una red cerrada. Los cálculos se realizaron tomando en cuenta los diámetros internos de las tuberías.

En la red cerrada, “el flujo de agua a través de ella estará controlado porque el flujo total que llega a un nudo, es igual al que sale y la pérdida de carga entre dos puntos a lo largo de cualquier camino, es siempre la misma”. (CINARA, 2017, p. 7)

Así mismo se hicieron los cálculos necesarios que permitieron garantizar que con el diámetro interno real de la tubería seleccionada, se cumplan las condiciones mínimas establecidas como presiones de servicio y velocidad. En primer lugar, se hicieron los cálculos manuales de la información requerida para luego hacer la modelación hidráulica de la red de distribución mediante el software EPANET 2.0. Estos cálculos, corresponden a:

Cálculos para los nodos

Cotas: Esta información se tomó de la topografía correspondiente a la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña para las cuales se tuvieron en cuenta las profundidades mínimas y máximas de las tuberías establecidas por la Resolución 0330 de 2017 mencionadas anteriormente. Además, se tomó información de la red de distribución actual del sistema de acueducto de la UFPSO, haciendo los ajustes y expansión correspondiente a la nueva red de distribución. (Ver tabla 40).

Caudales en los nodos. Por ser una red cerrada, se tienen en cuenta métodos para el cálculo del caudal en los nodos, como Método de la Densidad Poblacional, Método de la Longitud Unitaria, Método de la Repartición Media, Método del Número de Familias, Método de Hunter y el Método de las Áreas. De acuerdo a la descripción y requerimientos para el empleo de

cada método, se ajusta al presente proyecto el método de las áreas, pues los demás métodos mencionados, requieren información como habitantes por área, repartición de caudales, número de familias y caudales demandados en las baterías sanitarias; aspectos a los cuales no se puede tener un valor definido debido a que la población de diseño es una universidad en la cual toda su comunidad demanda el agua potable en sus diferentes instalaciones sin número específico de habitantes en cada zona que suministra el agua. Es decir, no se conoce el número de habitantes por área pero sí el área en la cual se demanda el agua.

Así mismo, como objeto principal de todos los métodos de “determinar el caudal máximo probable que se puede presentar en una instalación, es complicado establecer dicho valor debido a que los muebles sanitarios son utilizados de forma intermitente, con frecuencia muy variadas y en diferentes tipos de edificaciones”. (Pessoa, 2016, p. 3)

Por consiguiente el Método de las Áreas, es un método que se ajusta a este proyecto, pues se cuenta con información necesaria para la definición de las áreas de influencia de cada nodo, perteneciente a la red diseñada.

El Método de las Áreas “consiste en la determinación del caudal en cada nudo considerando su área de influencia”. (CINARA, 2017, p. 8)

Este método se consideró, debido a que es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto, lo que lo hace un método propicio para el presente proyecto debido a que la zona de estudio es una universidad y la comunidad

universitaria se desplaza por todas las áreas de las diferentes instalaciones demandando el agua que proporcionaría la red de distribución.

Del mismo modo, según RAS (2000), recomienda el método de las áreas como método para la determinación de caudales de consumo para cada uno de los nudos. (p. 146)

En relación a lo anterior, se efectuaron los cálculos mediante dicho método basados en el plano general de la UFPSO para determinar las áreas de influencia correspondientes a cada uno de los nodos de la red.

El caudal del nodo estará determinado por:

$$Q_i = A_i \times Q_e$$

Donde:

Q_i : Caudal de consumo en el nodo

A_i : Área de influencia o área abastecida por el nodo

Q_e : Caudal específico por unidad de superficie

De donde, “ Q_e , se calcula teniendo en cuenta el Caudal Máximo Horario (QMH) y el total de área de influencia abastecida y expresada en (L/s/ha)”. (RAS, 2000, p. 146)

ha: hectárea

$$Q_e = Q_t/A_t$$

Luego,

$$Q_e = \frac{51.9729 \text{ L/s}}{3.152443 \text{ ha}}$$

$$Q_e = 16.4865471 \text{ L/s/ha}$$

Para disponer de la información requerida para los cálculos correspondientes, se determinaron las áreas de influencia para el diseño de la red de distribución mediante el plano general de la UFPSO. A continuación se presentan con detalle, dichas áreas:

Tabla 41
Descripción áreas de influencia de los nodos

Nodo	Descripción Área de Influencia del nodo	Largo	Ancho	Área		Área por nodo (ha)
				m2	ha	
2	Bodega de reactivos, GYDMA, Laboratorio de Química	16.5	6.9	113.85	0.01139	0.0518793
	Laboratorio Ictiología, GITYD	22.2	7.3	162.06	0.01621	
	Laboratorio de Física, Laboratorio de Reactivos	17.2	6.85	117.82	0.01178	
3	SINETRAUFPS, FACEPRUO, Baño Damas	17.25	7.25	125.0625	0.01251	0.63969
	C. de Est. Admon. Comercial y Financiera, Aulas, C. de Estudios de Derecho, Aud. Catatumbo, baños	46	7.2	331.2	0.03312	
	Hidrante 1			6065.7	0.60657	

"Tabla 41" "Continuación"

	Laboratorio lado Bienestar Universitario 1	12.5	7.5	93.75	0.00938	
	Laboratorio lado Bienestar Universitario 2	12.2	6.4	78.08	0.00781	
	Bloque Bienestar Universitario	25.5	9	229.5	0.02295	
4	Edificio Administrativos (Llegando a Bienestar Universitario)	20	20	400	0.04	0.096683
	Estudios Ambientales, Alta Acreditación	16.55	10	165.5	0.01655	
5	Herbario Universitario, Lab. Topografía y Fotogrametría, Aula, Laboratorio Calidad Ambiental, Laboratorio Aguas	46.1	10.7	493.27	0.04933	0.655897
	Hidrante 2			6065.7	0.60657	
6	Servicios Administrativos: Archivo y ventanilla única, Atención al Usuario, baño caballeros, baño damas, local fotocopidora, Mant. Computadores	15.3	15.5	237.15	0.02372	0.059789
	Cafetería 1	5	3	15	0.0015	
	Cafetería 2	5	3	15	0.0015	
	Restaurante Universitario	25.3	10.25	259.325	0.02593	
	Bodega, oficina y baños (Restaurante)	10.35	6.9	71.415	0.00714	
7	ALMACÉN, Consejo Superior, Almacén, baño caballeros	17.25	7.25	125.0625	0.01251	0.0125063
8	Biblioteca, Salón Barbatusco, Aula A16, A17, A18, A20, Sala Simitarigua, baño caballeros, baño damas, depósito aseo, poceta.	66	12.4	818.4	0.08184	0.08184
9	Lácteos y cárnicos	16.8	8.75	147	0.0147	0.02191
	Oficinas granja	10.3	7	72.1	0.00721	

“Tabla 41” “Continuación”

	Laboratorio Inseminación Artificial	22.3	14	312.2	0.03122	0.6442835
10	Baños lado aulas Bloque 23	6.6	6.6	43.56	0.00436	
	Bloque 09: Batería sanitaria, vestier	7.5	2.85	21.375	0.00214	
	Hidrante 3			6065.7	0.60657	
11	Edificio Bloque B, zona ascensor Bloque de Aulas	54.5	17.25	940.125	0.09401	0.0940125
12	Anexos Administrativos	39.4	25.9	1020.46	0.10205	0.102046
13	Edificio Ingenierías	66	20.7	1366.2	0.13662	0.13662
14	Casona	28.7	24.7	708.89	0.07089	0.070889
15	KZ vivero	12.7	5.4	68.58	0.00686	0.023658
	Gimnasio	21	8	168	0.0168	
16	Edificio Ciencias Agrarias	70.25	36	2529	0.2529	0.2529
17	Laboratorio de Morfología (laboratorio de anatomía, Aula A22, Baños caballeros, baño damas)	22.95	6.3	144.585	0.01446	0.0144585
	Bloque 38. Proyecto caprino Oficinas	10	5.6	56	0.0056	0.0056
19	Vestier y ducha Bloque 46 (Caseta y arco de desinfección)	6	4	24	0.0024	0.170512
	Bloque 34: Galpones proyecto avícola	55.3	30.4	1681.12	0.16811	
20	Bloque 24: Proyecto porcino, nueva granja	21.7	3.7	80.29	0.00803	0.017269
	Casa galponeros	14	6.6	92.4	0.00924	
Σ				31524.43	3.15244	3.152443

Fuente: Autores, 2019.

Ahora, contando con el caudal específico por unidad de superficie (Q_e), se calcularon los caudales de consumo por nodo. Para el nudo 2:

$$Q_i = A_i \times Q_e$$

$$Q_i = 0.05188 \text{ ha} \times 16.487 \text{ L/s/ha}$$

$$Q_i = 0.8553 \text{ L/s}$$

De esta manera, se realizaron los cálculos para todos los nudos correspondientes a la red de distribución. A continuación se presentan los valores obtenidos mediante los cálculos efectuados con las fórmulas anteriores:

Tabla 42
Caudales por nudo de acuerdo al área de influencia

Altura (m)	Nodo	Áreas (ha)	Qi (L/s)
1198.38	2	0.0518793	0.8553097
1200.2	3	0.63969	10.546279
1199.15	4	0.096683	1.5939688
1195.21	5	0.655897	10.813477
1195.52	6	0.059789	0.9857142
1196.21	7	0.0125063	0.2061849
1195.4	8	0.08184	1.349259
1197.8	9	0.02191	0.3612202
1195.2	10	0.6442835	10.62201
1197.9	11	0.0940125	1.5499415
1199.52	12	0.102046	1.6823862
1192.03	13	0.13662	2.2523921
1207.7	14	0.070889	1.1687148
1194.4	15	0.023658	0.3900387
1206.4	16	0.2529	4.1694478
1198.5	17	0.0144585	0.2383707
1204.5	18	0.0056	0.0923247
1204.4	19	0.170512	2.8111541
1201.4	20	0.017269	0.2847062
$\Sigma Q_i = \text{QMH}$			51.9729

Nota: La sumatoria de los caudales en los nudos corresponde al Caudal Máximo Horario (QMH). Autores. (2019).

De este modo, se presentan a continuación los caudales ingresados en el software EPANET

2.0

ID Nudo	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	0.86	1236.07	37.69
Conexión 3	10.55	1227.17	26.97
Conexión 4	1.59	1231.91	32.76
Conexión 5	10.81	1230.19	34.98
Conexión 6	0.99	1230.23	34.71
Conexión 7	0.21	1226.60	30.39
Conexión 8	1.35	1226.46	31.06
Conexión 9	0.36	1223.96	26.16
Conexión 10	10.62	1224.16	28.96
Conexión 11	1.55	1226.96	29.06
Conexión 12	1.68	1226.05	26.53
Conexión 13	2.25	1227.60	35.57
Conexión 14	1.17	1240.44	32.74
Conexión 15	0.39	1229.80	35.40
Conexión 16	4.17	1222.84	16.44
Conexión 17	0.24	1222.25	23.75
Conexión 18	0.09	1221.53	17.03
Conexión 19	2.81	1221.33	16.93
Conexión 20	0.28	1221.27	19.87
Embalse 1	-51.97	1244.46	0.00

Figura 26. Caudales ingresados al software EPANET 2.0. (2019). Autores.

Cabe resaltar, que los caudales negativos presentados como resultado de la modelación mediante el software EPANET, lo único que quiere decir es que cuando se trazó la red se asignó un sentido contrario al sentido que tiene el flujo desde el punto de vista hidráulico.

Cálculo para las tuberías

Diámetro interno real mínimo en la red de distribución. El diámetro mínimo en las redes de distribución para este proyecto, no debe ser inferior a 50 mm. (Resolución 0330, 2017, art. 63).

Para el cálculo de los diámetros de las tuberías correspondientes a cada tramo, se aplicó la fórmula de Hazen Williams con coeficiente de fricción para el PVC de 150. Además, esta información es necesaria para la modelación hidráulica de la red de distribución mediante el software EPANET 2.0, donde se proporcionan los cálculos de los diámetros internos reales de las tuberías de modo que cumplan las condiciones mínimas establecidas como son las presiones y velocidades, establecidas en la Resolución 0330 de 2017.

La ecuación básica empleada para el cálculo de los diámetros (Hazen Williams), es la siguiente:

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2.63} \times J^{0.54}$$

Donde:

Q : Caudal del tramo (m^3/s)

C : Coeficiente de rugosidad del material de la tubería

D : Diámetro de la tubería (m)

J : Pérdida de carga unitaria en el tramo (m/m) = H/L

H : Pérdida de carga total en el tramo (m)

L : Longitud del tramo (m)

$$J = \frac{N1 - N2}{L}$$

Luego,

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}}$$

Tramo nodo 4 a nodo 5:

$$D = \left(\frac{0.001594 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 150 \times 0.0352^{0.54}} \right)^{\frac{1}{2.63}} ; \quad J = \frac{1199.15 - 1195.21}{111.95} = 0.0352$$

$$D = 0.0415 \text{ m} = 1.63 \text{ pulgadas}$$

Se adopta un diámetro de 2 pulgadas para este tramo.

De esta forma, se calcularon todos los diámetros para toda la red de distribución.

Posteriormente los resultados fueron ingresados al software EPANET 2.0 donde fueron ajustados de acuerdo a las condiciones mínimas establecidas por la Resolución 0330 de 2017.

A continuación se presentan los resultados obtenidos mediante el cálculo con el empleo de la ecuación de Hazen Williams, teniendo en cuenta que se contó con la información requerida para la utilización de esta, como cotas, longitud del tramo, caudal y factor de fricción de la tubería de PVC.

Tabla 43

Diámetros calculados para los tramos de las tuberías de la red de distribución

Tubería	Tramo	Cotas		Longitud (m)	J	Q (m ³ /s)	Diámetros (mm)	Diámetros (pulgadas)	Diámetro adoptado (mm)
1	14 a 2	1207.70	1198.38	116.92	0.08	0.00086	27.716	1.091	50.8
2	3 a 2	1200.20	1198.38	50.07	0.036	0.01055	84.639	3.332	101.6
3	4 a 2	1199.15	1198.38	51.41	0.015	0.00159	49.501	1.949	50.8
4	5 a 6	1195.52	1195.21	25.9	0.012	0.01081	107.338	4.226	152.4
5	7 a 6	1196.21	1195.52	72.86	0.009	0.00099	45.302	1.784	50.8
6	7 a 8	1196.21	1195.40	76.37	0.011	0.00135	49.873	1.963	50.8
7	12 a 9	1201.02	1197.80	144.39	0.022	0.00036	25.941	1.021	50.8
8	8 a 10	1195.40	1195.20	94.52	0.002	0.01062	152.168	5.991	154.4
9	3 a 11	1200.20	1197.90	48.73	0.047	0.00155	38.693	1.523	50.8
10	12 a 3	1201.02	1200.20	54.78	0.015	0.00168	50.533	1.989	50.8
11	8 a 13	1195.40	1192.03	58.19	0.058	0.00225	42.767	1.684	50.8
12	15 a 13	1194.40	1192.03	247.15	0.01	0.00039	31.762	1.250	50.8
13	16 a 9	1207.00	1197.80	135.68	0.068	0.00417	52.328	2.060	101.6
14	16 a 17	1207.00	1200.00	75.44	0.093	0.00024	16.528	0.651	50.8
15	18 a 17	1206.00	1200.00	417.48	0.014	9.20E-05	16.900	0.665	50.8
16	18 a 19	1206.00	1205.00	121.15	0.008	0.00281	69.411	2.733	101.6
17	19 a 20	1206.00	1202.00	78.82	0.051	0.00028	20.015	0.788	50.8
18	9 a 10	1197.80	1195.20	119.08	0.022	0.00135	43.001	1.693	50.8
19	12 a 8	1201.02	1195.40	126.852	0.044	0.00155	39.199	1.543	50.8
20	11 a 7	1197.90	1196.21	74.53	0.023	0.01062	93.504	3.681	101.6
21	2 a 6	1198.38	1195.52	134.47	0.021	0.00086	36.353	1.431	50.8
22	4 a 5	1199.15	1195.21	111.95	0.035	0.00159	41.536	1.635	50.8
23	5 a 15	1195.21	1194.40	40.29	0.02	0.01081	96.496	3.799	101.6
24	1 a 2	1228.00	1207.70	103.32	0.196	0.01055	59.856	2.357	101.6

Fuente: Autores, 2019.

Ahora, los diámetros calculados, presentados en la tabla anterior, fueron ajustados en la red de distribución modelada en el software EPANET 2.0 con el fin de garantizar que se cumplan las condiciones establecidas por la resolución antes mencionada. Los diámetros ajustados en el software y que cumplen con las presiones mínimas y máximas descritas anteriormente, quedaron de la siguiente manera:

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm
Tubería 1	116.92	152.4
Tubería 2	50.07	76.2
Tubería 3	51.41	76.2
Tubería 4	25.9	152.4
Tubería 5	72.86	76.2
Tubería 6	76.37	152.4
Tubería 7	144.39	76.2
Tubería 8	94.52	101.6
Tubería 9	48.73	76.2
Tubería 10	54.78	76.2
Tubería 11	58.19	76.2
Tubería 12	247.15	101.6
Tubería 14	75.44	76.2
Tubería 15	417.48	101.6
Tubería 16	121.15	101.6
Tubería 17	78.82	50.8
Tubería 18	119.08	101.6
Tubería 19	126.852	50.8
Tubería 20	74.53	50.8
Tubería 21	134.47	101.6
Tubería 22	111.95	101.6
Tubería 23	40.29	101.6
Tubería 24	103.32	152.4
Tubería 13	135.68	101.6

Figura 27. Modelación hidráulica de la red de distribución mediante software EPANET 2.0. (2019). Autores.

Cabe resaltar que algunos diámetros coinciden con los diámetros existentes en la red actual; no se tuvieron en cuenta todos los diámetros de esta red debido a que en el diseño mediante EPANET, estos se tuvieron que ajustar para cumplir los requisitos mínimos como la velocidad. Del mismo modo, como ya se había mencionado, para el diseño de esta red fue necesario realizar una expansión con respecto a la existente.

Longitud de las tuberías. Las longitudes para las tuberías se hicieron con base en la topografía y plano general de la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña; se tuvieron en cuenta longitudes de la red de distribución actual con que cuenta dicha universidad y se hicieron los ajustes y extensión de la red a las obras que no están contempladas actualmente.

Velocidad de diseño. “Se debe diseñar con velocidades que estén comprendidas entre 0.4 y 5 m/s”. (CINARA, 2017, p. 5)

A continuación se presentan las velocidades calculadas mediante la modelación hidráulica en EPANET.

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Caudal LPS	Velocidad m/s
Tubería 1	116.92	152.4	50.80	2.79
Tubería 2	50.07	76.2	-18.78	4.12
Tubería 3	51.41	76.2	-12.31	2.70
Tubería 4	25.9	152.4	-8.43	0.46
Tubería 5	72.86	76.2	-9.45	2.07
Tubería 6	76.37	152.4	10.12	0.55
Tubería 7	144.39	76.2	4.82	1.06
Tubería 8	94.52	101.6	13.76	1.70
Tubería 9	48.73	76.2	2.43	0.53
Tubería 10	54.78	76.2	-5.81	1.27
Tubería 11	58.19	76.2	-5.68	1.25
Tubería 12	247.15	101.6	7.94	0.98
Tubería 14	75.44	76.2	3.43	0.75
Tubería 15	417.48	101.6	-3.19	0.39
Tubería 16	121.15	101.6	3.10	0.38
Tubería 17	78.82	50.8	0.28	0.14
Tubería 18	119.08	101.6	-3.14	0.39
Tubería 19	126.852	50.8	-0.69	0.34
Tubería 20	74.53	50.8	0.88	0.43
Tubería 21	134.47	101.6	18.86	2.33
Tubería 22	111.95	101.6	10.71	1.32
Tubería 23	40.29	101.6	8.33	1.03
Tubería 24	103.32	152.4	51.97	2.85
Tubería 13	135.68	101.6	7.60	0.94

Figura 28. Modelación hidráulica mediante el software EPANET 2.0. (2019). Autores.

Tal y como se mencionó anteriormente, aquellos caudales que se muestran como negativos indican que al trazar la red en el software EPANET, se asignó un sentido contrario al sentido que tiene el flujo desde el punto de vista hidráulico.

Es importante resaltar que la velocidad en la tubería 17 es baja con respecto a los valores estipulados mencionados anteriormente. Por su lado, “el diámetro mínimo en las redes de distribución no deberá ser inferior a 50 mm”. (Resolución 0330, 2017, art. 63)

Con base en lo anterior, para la tubería del tramo 17, se adoptó el diámetro mínimo permitido, 50 mm.

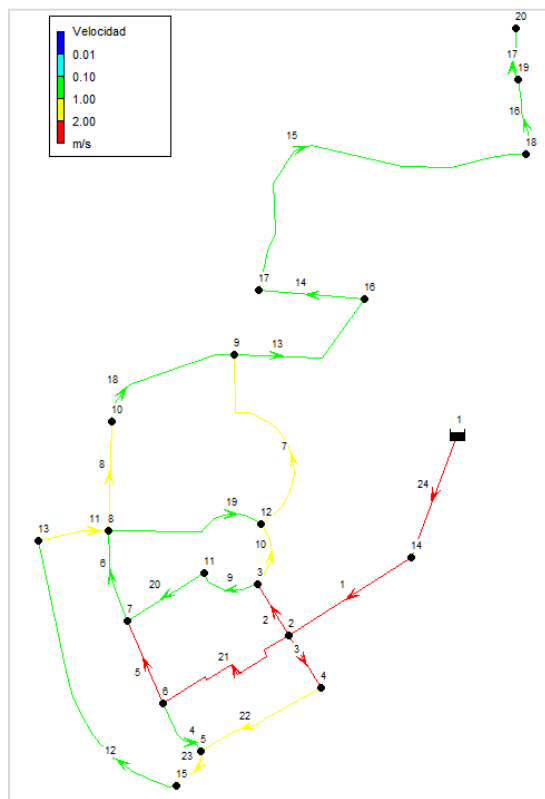


Figura 29. Rango de velocidades para cada tramo de la red de distribución de la UFPSO en EPANET 2.0. (2019). Autores.

Válvulas de corte o cierre en la red de distribución. Teniendo en cuenta que existen varios nudos donde se interconectan tres o más tramos de las tuberías, para el presente diseño se prevé una válvula de cierre en cada tramo de estos. Por consiguiente, se disponen válvulas de cierre en los nudos 2, 3, 5, 6, 7, 8, 9 y 12, siendo estos los puntos de interconexión de tres o más tramos de las tuberías.

Cajas de válvulas. “Las válvulas que conforman el sistema de distribución de agua potable, irán dentro de cajas de mampostería o concreto reforzado. Si está hecha en concreto, debe tener un espesor mínimo de 0.15 m”. (Resolución 0330, 2017, art. 68)

Para este proyecto, se tienen en cuenta cajas en concreto reforzado considerando el espesor antes mencionado.

Golpe de ariete. Con base en las condiciones de operación que generan las mayores sobrepresiones y menores subpresiones, “se realizan comprobaciones de golpe de ariete, de manera tal que en función del resultado se establezcan las medidas correctivas para la prevención de este fenómeno”. (López C., 2010, p.189)

Caudal de incendios. La demanda mínima contra incendios se estimó teniendo en cuenta especificaciones de la Resolución 0330 de 2017 y con base a una población mayor a 12500 habitantes con los cuales cuenta el presente proyecto en la población de diseño, se consideran tres hidrantes instalados en tuberías con capacidad de conducir 10 L/s y los cuales descargarían como mínimo un caudal de 10 L/s. Todas las instalaciones de la UFPSO, serán servidas por estos

tres hidrantes bajo uso simultáneo, ya que la población de diseño está entre 12500 y 60000 como lo estipula la resolución antes mencionada. Estos caudales estarán disponibles en los nodos 3, 5 y 10 de la red de distribución diseñada para el presente proyecto.

Disposición de los hidrantes. “La distancia máxima entre hidrantes será de 300 m. Estos se proyectarán en la cercanía de edificaciones y áreas donde se concentren numerosas personas”. (Resolución 0330, 2017, art. 71).

Los tres hidrantes serán ubicados en tres puntos estratégicos donde se tenga en cuenta un área de cobertura suficiente en caso de ser requeridos por la comunidad universitaria. Los hidrantes quedaron ubicados de la siguiente manera:

Tabla 44
Distancias entre hidrantes

Cota	Nodo	Hidrante	Distancia (m), con respecto a		
			Hidrante 1	Hidrante 2	Hidrante 3
1200.20	3	1	0	144.39	180.461
1195.21	5	2	144.39	0	282.258
1195.20	10	3	180.461	282.258	0

Fuente: Autores, 2019.

A continuación, mediante el plano general de la UFPSO, se muestra la ubicación de los hidrantes:

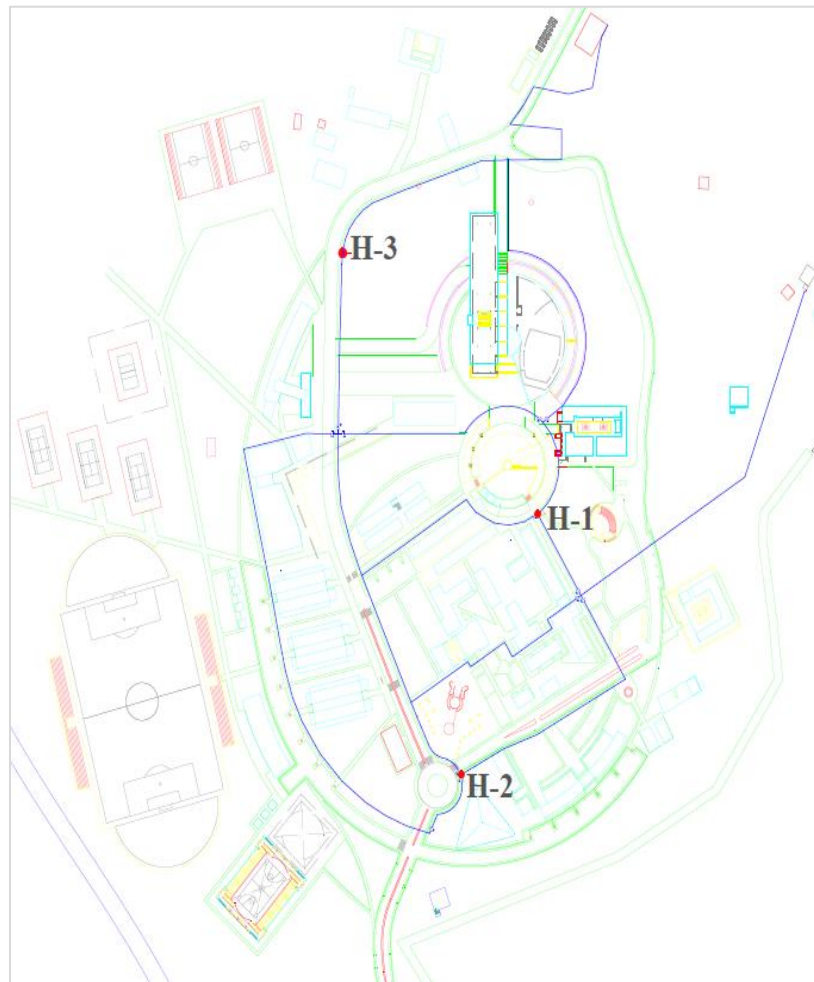


Figura 30. Disposición de los hidrantes en el campus universitario mediante adaptación de plano “Estudios Optimización Sistema de Acueducto”. Gutiérrez, N. (2019). Autores.

Diámetros mínimos de los hidrantes. Para todos los casos, diámetros mínimos de los hidrantes contra incendios, colocados en la red de distribución de agua potable, deben ser de 75 mm en zonas con densidades menores a 200 Ha/ha, y de 100 mm para tuberías de hasta 150 mm, con densidades mayores a 200 Ha/ha. De acuerdo a esto, y según lineamientos de la Resolución 0330 de 2017, la determinación de los diámetros para cada hidrante quedó de la siguiente manera:

Tabla 45
Diámetros para los hidrantes según diámetro de tuberías

Nodo	Hidrante	Tubería	Diámetro tubería (mm)	Diámetro hidrante (mm)
3	1	2	76.2	75
5	2	22	101.6	100
10	3	8	101.6	100

Nota. Los diámetros de los hidrantes en mm de tuberías comerciales corresponden a 76.2 mm para el hidrante 1 y a 101.6 mm para los dos hidrantes restantes. Autores. (2019).

Color del hidrante. Según la Universidad Católica de Colombia (2016), “la parte superior del hidrante debe pintarse de acuerdo con su caudal y siguiendo normas internacionales, tal como se establece a continuación: Rojo: Caudales hasta 32 L/s; Amarillo: Caudales entre 32 y 63 L/s; y Verde: Caudales superiores a 63 L/s”. (p. 51)

Para este proyecto, teniendo en cuenta que se tiene un caudal de 10 L/s por hidrante, este, debe ser de color rojo.

Presión en los hidrantes. “La presión mínima en los hidrantes debe ser la correspondiente a 196 kPa (20 m.c.a)”. (RAS, 2000, p. 308)

Para el caso, los nodos 3, 5 y 10, correspondientes a la ubicación de los hidrantes, según la modelación hidráulica mediante EPANET, dieron como resultado 26.97, 34.98 y 28.96 m.c.a., respectivamente. Cumpliendo de este modo con los parámetros del RAS. A continuación se presentan las tablas correspondientes a los cálculos realizados mediante la modelación hidráulica en el software EPANET 2.0.

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Demanda LPS	Altura m	Presión m
Conexión 2	1198.38	0.85531	0.86	1236.07	37.69
Conexión 3	1200.2	10.54603	10.55	1227.17	26.97
Conexión 4	1199.15	1.59397	1.59	1231.91	32.76
Conexión 5	1195.21	10.8135	10.81	1230.19	34.98
Conexión 6	1195.52	0.98571	0.99	1230.23	34.71
Conexión 7	1196.21	0.20618	0.21	1226.60	30.39
Conexión 8	1195.4	1.3495	1.35	1226.46	31.06
Conexión 9	1197.8	0.36122	0.36	1223.96	26.16
Conexión 10	1195.2	10.62177	10.62	1224.16	28.96
Conexión 11	1197.9	1.5502	1.55	1226.96	29.06
Conexión 12	1199.52	1.68239	1.68	1226.05	26.53
Conexión 13	1192.03	2.25239	2.25	1227.60	35.57
Conexión 14	1207.7	1.16871	1.17	1240.44	32.74
Conexión 15	1194.4	0.39004	0.39	1229.80	35.40
Conexión 16	1206.4	4.16945	4.17	1222.84	16.44
Conexión 17	1198.5	0.23837	0.24	1222.25	23.75
Conexión 18	1204.5	0.09232	0.09	1221.53	17.03
Conexión 19	1204.4	2.81115	2.81	1221.33	16.93
Conexión 20	1201.4	0.28471	0.28	1221.27	19.87
Embalse 1	1244.46	No Disponible	-51.97	1244.46	0.00

Figura 31. Nudos de la red mediante la modelación hidráulica en el software EPANET 2.0. (2019).
Autores.

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Pérd. Unit m/km	Factor de Fricción	Estado
Tubería 1	116.92	152.4	0.01	50.80	2.79	37.34	0.014	Abierto
Tubería 2	50.07	76.2	0.01	-18.78	4.12	177.76	0.016	Abierto
Tubería 3	51.41	76.2	0.01	-12.31	2.70	80.91	0.017	Abierto
Tubería 4	25.9	152.4	0.01	-8.43	0.46	1.40	0.020	Abierto
Tubería 5	72.86	76.2	0.01	-9.45	2.07	49.69	0.017	Abierto
Tubería 6	76.37	152.4	0.01	10.12	0.55	1.95	0.019	Abierto
Tubería 7	144.39	76.2	0.01	4.82	1.06	14.51	0.019	Abierto
Tubería 8	94.52	101.6	0.01	13.76	1.70	24.32	0.017	Abierto
Tubería 9	48.73	76.2	0.01	2.43	0.53	4.22	0.022	Abierto
Tubería 10	54.78	76.2	0.01	-5.81	1.27	20.39	0.019	Abierto
Tubería 11	58.19	76.2	0.01	-5.68	1.25	19.60	0.019	Abierto
Tubería 12	247.15	101.6	0.01	7.94	0.98	8.91	0.019	Abierto
Tubería 14	75.44	76.2	0.01	3.43	0.75	7.85	0.021	Abierto
Tubería 15	417.48	101.6	0.01	-3.19	0.39	1.73	0.022	Abierto
Tubería 16	121.15	101.6	0.01	3.10	0.38	1.64	0.022	Abierto
Tubería 17	78.82	50.8	0.01	0.28	0.14	0.68	0.035	Abierto
Tubería 18	119.08	101.6	0.01	-3.14	0.39	1.68	0.022	Abierto
Tubería 19	126.852	50.8	0.01	-0.69	0.34	3.18	0.027	Abierto
Tubería 20	74.53	50.8	0.01	0.88	0.43	4.82	0.026	Abierto
Tubería 21	134.47	101.6	0.01	18.86	2.33	43.47	0.016	Abierto
Tubería 22	111.95	101.6	0.01	10.71	1.32	15.38	0.018	Abierto
Tubería 23	40.29	101.6	0.01	8.33	1.03	9.72	0.018	Abierto
Tubería 24	103.32	152.4	0.01	51.97	2.85	38.95	0.014	Abierto
Tubería 13	135.68	101.6	0.01	7.60	0.94	8.23	0.019	Abierto

Figura 32. Tuberías de la red mediante la modelación hidráulica mediante software EPANET 2.0. (2019).
Autores.

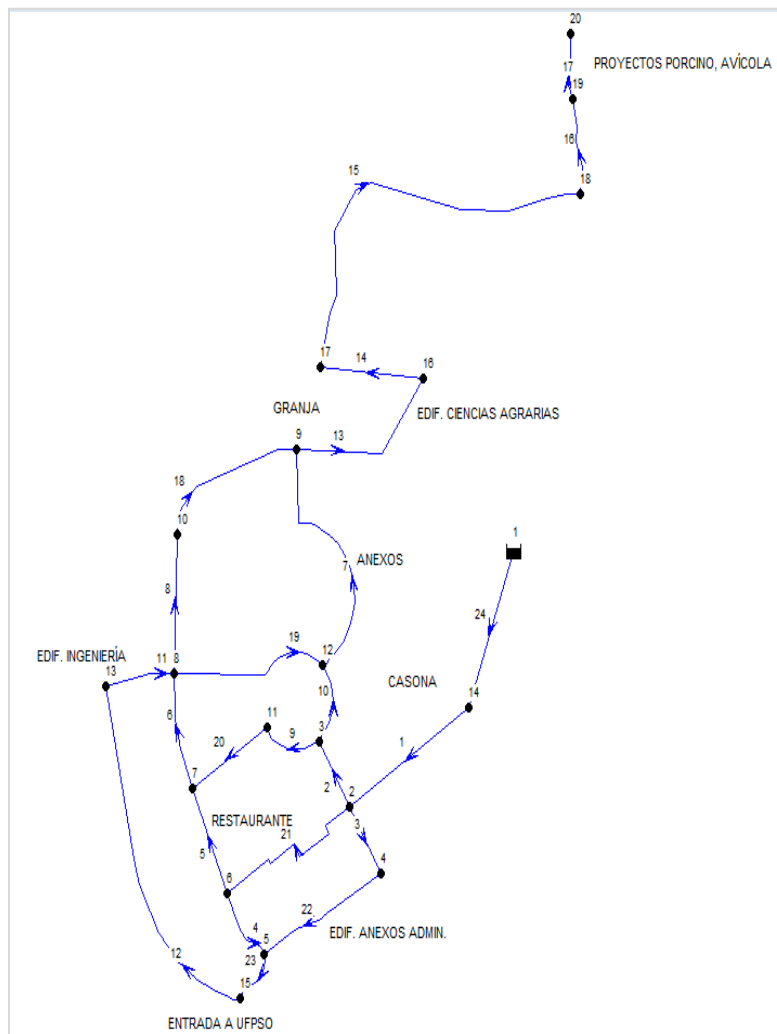


Figura 33. Red de Distribución de la UFPSO modelada mediante el software EPANET 2.0. (2019). Autores.

En la Red de Distribución, fue necesario cambiar diámetros de la red actual con respecto a la red modelada mediante el software EPANET 2.0, debido a la ampliación de esta. Estos ajustes, se hicieron con aquellas tuberías donde estrictamente fue necesario, con el fin de cumplir con las condiciones de presión y velocidad estipuladas en la Resolución 0330 de 2017. A continuación se muestra la relación de las tuberías que fueron ajustadas en cuando a su diámetro.

Tabla 46

Diámetros de tubería ajustados en el diseño de la red de distribución con respecto a la red actual

Tubería	Diámetro Red actual (mm)	Diámetro Red diseñada (mm)
2	152.40	76.2
3	101.60	76.2
4	76.20	152.4
6	76.20	152.4
10	101.60	76.2
11	38.10	76.2
12	38.10	101.6
18	76.20	101.6
19	101.60	50.8
20	76.20	50.8
21	76.20	101.6
23	38.10	101.6

Fuente: Autores, 2019.

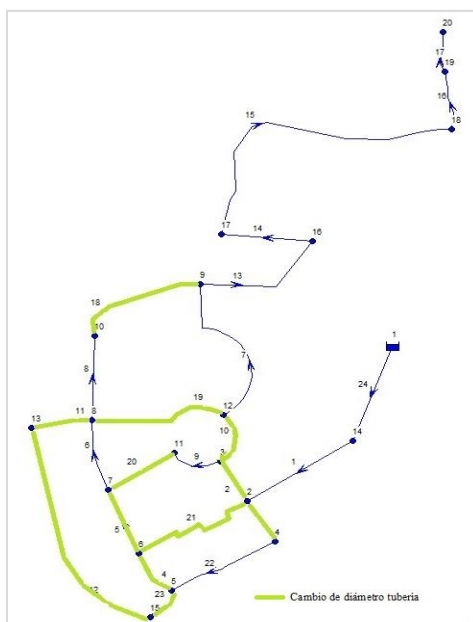


Figura 34. Tuberías con diámetro ajustado. (2019). Autores.

Golpe de ariete. Con base en las especificaciones y cálculos realizados para calcular el golpe de ariete en la línea de conducción anteriormente, se procede a calcular los

correspondientes a la red de distribución. Para esto, es necesario conocer la relación diámetro-espesor (RDE) de las tuberías. A continuación se presenta una relación de los RDE calculados para todas las tuberías, y enseguida, el cálculo del golpe de ariete, considerando las tuberías a las cuales se les debe calcular la sobrepresión.

Tabla 47

Relación diámetro-espesor (RDE) para tuberías de PVC de la Red de Distribución

Tubería	Diámetro (mm)	Presión (m.c.a)	Presión (psi)	kg/cm ²	RDE
1	152.4	38.21	54.33	3.82	21
2	76.2	41.19	58.57	4.12	26
3	76.2	30.47	43.33	3.05	26
4	152.4	36.26	51.56	3.63	21
5	76.2	38.48	54.72	3.85	26
6	152.4	38.21	54.33	3.82	21
7	76.2	33.89	48.19	3.39	26
8	101.6	34.56	49.14	3.46	21
9	76.2	29.66	42.18	2.97	26
10	76.2	32.46	46.16	3.25	26
11	76.2	32.56	46.30	3.26	26
12	101.6	30.03	42.70	3.00	21
13	101.6	39.07	55.56	3.91	21
14	76.2	36.24	51.53	3.62	26
15	101.6	38.90	55.32	3.89	21
16	101.6	19.94	28.35	1.99	21
17	50.8	27.75	39.46	2.78	26
18	101.6	20.53	29.19	2.05	21
19	50.8	20.43	29.05	2.04	26
20	50.8	23.37	33.23	2.34	26
21	101.6	41.19	58.57	4.12	21
22	101.6	36.26	51.56	3.63	21
23	101.26	38.48	54.72	3.85	21
24	152.4	36.24	51.53	3.62	21

Nota. Para la determinación de la relación diámetro-espesor (RDE), fue necesario conocer las presiones de servicio de cada tubería. Las conversiones a ‘psi’ y ‘kg/cm²’, se hicieron para definir el RDE de acuerdo a la Cualla y PAVCO, para tuberías PVC. Autores. (2019).

Tabla 48
Cálculo de golpe de ariete para la red de distribución

Tubería	RDE	Diámetro (mm)	e (mm)	e (m)	C	L (m)	T	V (m/s)	ha (m) Maniobra rápida	t(s)	ha (m) Maniobra lenta
1	21	152.4	7.26	0.0073	1422.575	116.92	0.164	2.79	404.59	0.7334	90.68
2	26	76.2	2.93	0.0029	1423.720	50.07	0.070	4.12	597.93	0.4284	98.18
22	21	101.6	4.84	0.0048	1423.215	111.95	0.157	1.32	191.50	0.3136	96.06
21	21	101.6	4.84	0.0048	1423.215	134.47	0.189	2.33	338.03	0.6440	99.19
5	26	76.2	2.93	0.0029	1423.720	72.86	0.102	2.07	300.42	0.3129	98.28
6	21	152.4	7.26	0.0073	1422.575	76.37	0.107	0.55	79.76	0.0858	99.80
18	21	101.6	4.84	0.0048	1423.215	119.08	0.167	0.39	56.58	0.0969	97.70
10	26	76.2	2.93	0.0029	1423.720	54.78	0.077	1.27	184.31	0.1453	97.63
4	21	152.4	7.26	0.0073	1422.57	25.90	0.036	0.46	66.71	0.0244	99.69
7	26	76.2	2.93	0.0029	1423.72	144.39	0.203	1.06	153.84	0.3193	97.72
8	21	101.6	4.84	0.0048	1423.21	94.52	0.133	1.70	246.63	0.3282	99.80
13	21	101.6	4.84	0.0048	1423.21	135.68	0.191	0.94	136.37	0.2845	91.40
14	26	76.2	2.93	0.0029	1423.72	75.44	0.106	0.75	108.85	0.1252	92.10
15	21	101.6	4.84	0.0048	1423.21	417.48	0.587	0.39	56.58	0.3531	94.00
23	21	101.6	4.84	0.0048	1423.21	40.29	0.057	1.03	149.43	0.0853	99.19
24	26	152.4	5.86	0.0059	1422.94	103.32	0.145	2.85	413.39	0.9493	63.24

Fuente: Autores, 2019.

Los cálculos del golpe de ariete para cada tubería, se hicieron teniendo en cuenta las válvulas y condiciones como “velocidad media máxima en las tuberías superior a 4 m/s; presiones actuantes que exceden 2/3 de la presión admisible especificada las tuberías y tiempo de cierre de la válvula menor que el período del golpe de ariete”. (RAS, 2000, p. 149)

Teniendo en cuenta lo anterior, se pudo determinar que las válvulas estarían ubicadas en las tuberías 1, 2, 22, 21, 5, 6, 18, 10. La velocidad superior a 4 m/s corresponde a la tubería 2. Por su lado, las presiones actuantes que exceden 2/3 de la presión admisible especificada para

cada tubería, es decir $2/3 \cdot 50$ m.c.a, que corresponde a 33.33 m.c.a., son las tuberías 1, 2, 4, 5, 6, 7, 8, 13, 14, 15, 21, 22, 23 y 24. Y los tiempos de cierre menores al periodo corresponden a las tuberías 6 y 18.

“La ecuación de ‘ha’ para maniobra lenta, puede ser usada para determinar el tiempo de maniobra necesario para que la sobrepresión no supere el valor límite establecido según la clase de la tubería”. (López C., 2010, P. 193)

4.5 Determinación del presupuesto y la factibilidad del sistema de acueducto independiente propuesto

4.5.1 Presupuesto. El presupuesto como plan de acción va dirigido a cumplir con un objetivo previsto, expresado en términos financieros el cual debe cumplirse en determinado tiempo, generalmente de forma anual. Este, permite establecer prioridades y evaluar la consecución de sus objetivos. Para alcanzar estos fines puede ser necesario incurrir en déficit (que los gastos superen los ingresos) o, por el contrario, puede ser posible ahorrar, en cuyo caso el presupuesto presentará un superávit (los ingresos superan los gastos). (Espinel, 2016)

Para el presente proyecto, se realizó el presupuesto, con base en un Análisis de Precios Unitarios y cálculos de las cantidades de obra, en los cuales se consideraron los factores correspondientes a la construcción y ejecución de un sistema de acueducto, planta de tratamiento y red de distribución.

Es importante anotar, que el presupuesto está elaborado bajo un estudio hidráulico, teniendo en cuenta que el alcance del proyecto no contempla los estudios estructurales. Por tal razón, en cuanto a la construcción de muros, se tuvieron en cuenta espesores contemplados y/o recomendados por la Resolución 0330 de 2017.

Del mismo modo, cabe anotar que al presupuesto realizado, debe agregarse un valor estimado correspondiente a la licencia ambiental, requerida para la construcción y ejecución del proyecto.

Esta autorización es competencia de la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales (ANLA) para la ejecución de un proyecto que pueda producir deterioro grave a los recursos naturales renovables, al medio ambiente o modificaciones al paisaje. Esta licencia llevará implícitos todos los permisos, autorizaciones y/o concesiones para el uso, aprovechamiento y/o afectaciones de los recursos naturales renovables que sean necesarios por el tiempo de vida útil del proyecto. (Decreto 1076, 2015, art. 2.2.2.3.2.3)

Con respecto a esto, se solicitó la información pertinente a la Corporación autónoma regional de la Frontera Nororiental, CORPONOR Territorial Ocaña, para tener asesoría y conocer el valor estimado de esta y en efecto, se requiere un paquete de información donde contemple todo lo referente a los diseños que se pretenden realizar, como tipo de diseños, longitudes y diámetros de las tuberías, dimensiones de las estructuras, entre otros; y, con base en esto, calcular costos. Esta información aunque está disponible tal y como se muestra en el

presente proyecto, requiere que la dependencia que otorga las licencias ambientales, lleve a cabo un proceso detallado, el cual no fue posible obtener para fines académicos en la elaboración de este proyecto.

En resumen, no fue posible obtener el valor correspondiente de dicha licencia a los diseños planteados bajo el marco de este proyecto, por lo que se hace claridad que al momento de decidir ejecutar el proyecto, este valor sea sumado al presupuesto como parte de la inversión.

A continuación se presenta la Estructura de Desglose de Trabajo (EDT), como una descomposición jerárquica orientada al trabajo que se pretende ejecutar. Este, contribuye a la planificación y radica en su capacidad para organizar y definir el alcance del total el proyecto. Previo al presupuesto, se encuentra la EDT.

Tabla 49
Estructura de Desglose de Trabajo

Estructura de Desglose de Trabajo (EDT) de la Propuesta de diseño del Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña	
Ítem	Descripción del ítem
1	Captación Superficial Bocatoma
1.1	Localización y replanteo
1.2	Manejo y desvío de aguas. Incluye mano de obra, materiales (sacos), transporte y herramienta
1.3	Excavación manual
1.4	Suministro e instalación de rejilla en marco metálico.
1.5	Concreto Reforzado 2500 PSI
1.6	Tubería de desagüe Ø 8"
2	Desarenador
2.1	Localización y replanteo
2.2	Excavación manual

“Tabla 49” “Continuación”

2.3	Construcción de muro de pantalla deflectora al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi.
2.4	Construcción de vertedero de salida al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi
2.5	Suministro e instalación de tuberías de PVC 6"
2.6	Construcción de las paredes del desarenador en concreto de 3000 psi.
2.7	Construcción de sobre piso en concreto pobre 2000 psi para pendiente interior para evacuación de lodos para la tubería de lavado.
3	Líneas de aducción y conducción
3.1	Localización y replanteo
3.2	Pintura para protección de tubería (3 manos).
3.3	Construcción de cajas de ventosas ladrillo común
3.4	Construcción de cajas de purgas ladrillo común
3.5	Suministro e instalación de ventosas Ø 6"
3.6	Suministro e instalación de purgas PVC Ø 4"
3.7	Suministro e instalación de purgas PVC Ø 6"
3.8	Excavación manual
3.9	Relleno con material común misma excavación
3.1	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 6" (aducción)
3.11	Válvula compuerta PVC Ø 4"
3.12	Válvula compuerta PVC Ø 6"
3.13	Tee de paso lateral 4"
3.14	Tee de paso directo 6"
3.15	Suministro e instalación accesorios conducción 4"
3.16	Suministro e instalación accesorios conducción 6"
3.17	Suministro e instalación tubería desagüe PVC 6" (Aducción y conducción)
3.18	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 4" (Conducción)
3.19	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 6" (Conducción)
4	Planta de tratamiento
4.1	Localización y replanteo
4.2	Excavación con máquina
4.3	Concreto reforzado muros 3000 psi
4.4	Construcción de vertederos en concreto reforzado 2500 psi
4.5	Arena del lecho filtrante
4.6	Grava del lecho filtrante
4.7	Arena gruesa lecho filtrante
4.8	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 4"

“Tabla 49” “Continuación”

4.9	Suministro e instalación de tubería perforada PVC Ø 4" para sistema de drenaje
4.10	Válvula compuerta PVC Ø 4"
4.11	Cama o cimentación de la tubería 3000 psi
4.12	Suministro e instalación accesorios (tub. Sanit. 4")
5	Tanque de almacenamiento
5.1	Localización y replanteo
5.2	Excavación con máquina
5.3	Construcción cajas para válvulas
5.4	Concretos reforzado muros 3000 psi
5.5	Escalinatas
5.6	Tubería de desagüe Ø 6"
6	Red de distribución
6.1	Localización y replanteo
6.2	Excavación con máquina
6.3	Suministro e instalación de tuberías Ø 2"
6.4	Suministro e instalación de tuberías Ø 3"
6.5	Suministro e instalación de tuberías Ø 4"
6.6	Suministro e instalación de tuberías Ø 6"
6.7	Suministro e instalación de hidrantes
6.8	Relleno material
6.10	Suministro e instalación de accesorios en PVC
6.11	Construcción de cajas para válvulas
6.12	Suministro e instalación de válvulas de corte y/o cierre
7	Limpieza de la obra y retiro de sobrantes
7.1	Limpieza y retiro de escombros y material sobrante de excavación. Incluye cargue, transporte, herramienta menor y mano de obra.

Fuente: Autores, 2019

Tabla 50

Presupuesto Sistema Acueducto, Planta de Tratamiento y Red de Distribución UFPSO

Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña						
Ítem	Descripción del ítem	Und	Cant.	Vr. Unitario	Vr. Parcial	
1 Captación Superficial - Bocatoma						
1.1	Localización y replanteo (4 m * 5 m)	M2	20	\$ 5,008.00	\$	100,160.00
1.2	Manejo y desvío de aguas. Incluye mano de obra, materiales (sacos), transporte y herramienta	BTO	8	\$ 1,738.00	\$	13,904.00
1.3	Excavación manual (5 m * 4 m * 1,5 m)	M3	30	\$ 173,343.00	\$	5,200,290.00
1.4	Suministro e instalación de rejilla en marco metálico (0.5 m x 0.75 m)	UND	1	\$ 89,286.00	\$	89,286.00
1.5	Concreto Reforzado 2500 PSI (1,7 m ² * 2,1 m) + (3 m ² * 1,3 m) + (0,7 m ² * 0,7 m)	M3	7.96	\$ 407,942.00	\$	3,247,218.32
1.6	Tubería de desagüe Ø 8"	ML	10	\$ 257,382.00	\$	2,573,820.00
					Valor Parcial	\$ 11,224,678.32
2 Desarenador						
2.1	Localización y replanteo (10 m * 2.6 m)	M2	26	\$ 5,008.00	\$	130,208.00
2.2	Excavación manual (10 m * 2.6 m * 4.1 m)	M3	106.6	\$ 173,343.00	\$	18,478,363.80
2.3	Construcción de muro de pantalla deflectora al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi. (0,1 m * 1,95 m * 1,675 m)	M3	0.65325	\$ 407,942.00	\$	266,488.11
2.4	Construcción de vertedero de salida al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi (0,1 m * 1,95 m * 0,45 m)	M3	0.08775	\$ 407,942.00	\$	35,796.91
2.5	Suministro e instalación de tuberías de PVC 6"	ML	90	\$ 195,972.00	\$	17,637,480.00
2.6	Construcción de las paredes del desarenador en concreto de 3000 psi. (7,1 m ² * 4,1 m)	M3	29.11	\$ 496,469.00	\$	14,452,212.59

"Tabla 50" "Continuación"

2.7	Construcción de sobre piso en concreto pobre 2000 psi para pendiente interior para evacuación de lodos para la tubería de lavado. (8,2 m * 1,95 m * 0,3 m)	m3	4.797	\$ 327,207.00	\$ 1,569,611.98
				Valor Parcial	\$ 52,570,161.39
3	Líneas de Aducción y Conducción				
3.1	Localización y replanteo (893.15 m * 0.5 m)	M2	446.575	\$ 5,008.00	\$ 2,236,447.60
3.2	Pintura para protección de tubería (3 manos).	GL	5.8	\$ 207,334.00	\$ 1,202,537.20
3.3	Construcción de cajas de ventosas ladrillo común (1m * 1m *1 m) *2	M3	2	\$ 137,814.00	\$ 275,628.00
3.4	Construcción de cajas de purgas ladrillo común (1m * 1m *1 m) *2	M3	2	\$ 137,814.00	\$ 275,628.00
3.5	Suministro e instalación de ventosas Ø 6"	UND	2	\$ 6,212,862.00	\$ 12,425,724.00
3.6	Suministro e instalación de purgas PVC Ø 4"	UND	1	\$ 2,362,862.00	\$ 2,362,862.00
3.7	Suministro e instalación de purgas PVC Ø 6"	UND	1	\$ 4,242,862.00	\$ 4,242,862.00
3.8	Excavación manual (100 m * 1,55 m * 0,3 m)	M3	46.5	\$ 173,343.00	\$ 8,060,449.50
3.9	Relleno con material común misma excavación (46,5 m ³ - 1,824 m ³)	M3	44.676	\$ 173,343.00	\$ 7,744,271.87
3.10	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 6" (aducción)	ML	6	\$ 195,972.00	\$ 1,175,832.00
3.11	Válvula compuerta PVC Ø 4"	UND	1	\$ 1,342,073.00	\$ 1,342,073.00
3.12	Válvula compuerta PVC Ø 6"	UND	1	\$ 2,158,006.00	\$ 2,158,006.00
3.13	Tee de paso lateral 4"	UND	1	\$ 27,571.00	\$ 27,571.00
3.14	Tee de paso directo 6"	UND	1	\$ 146,431.00	\$ 146,431.00
3.15	Suministro e instalación accesorios conducción 4"	UND	34	\$ 92,667.00	\$ 3,150,678.00
3.16	Suministro e instalación accesorios conducción 6"	UND	33	\$ 165,646.00	\$ 5,466,318.00

"Tabla 50" "Continuación"

3.17	Suministro e instalación tubería desagüe PVC 6" (Aducción y conducción)	ML	100	\$ 195,972.00	\$ 19,597,200.00
3.18	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 4" (Conduccion)	ML	244.555	\$ 134,626.00	\$ 32,923,461.43
3.19	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 6" (Conduccion)	ML	648.595	\$ 195,972.00	\$ 127,106,459.34
				Valor Parcial	\$ 231,920,439.94
4	Planta de Tratamiento				
4.1	Localización y replanteo (25 m x 17 m)	M2	425	\$ 5,008.00	\$ 2,128,400.00
4.2	Excavación con máquina (25 m x 17 m x 2.0 m)	M3	850	\$ 8,558.00	\$ 7,274,300.00
4.3	Concreto reforzado muros 3000 psi (29.76 m ² x 2.8 m)	M3	83.328	\$ 496,469.00	\$ 41,369,768.83
4.4	Construcción de vertederos en concreto reforzado 2500 psi (2.3 m x 0.15 x 1.2 m)	M3	2.484	\$ 407,942.00	\$ 1,013,327.93
4.5	Arena del lecho filtrante (25 m x 17 m x 1 m)	M3	425	\$ 90,145.00	\$ 38,311,625.00
4.6	Grava del lecho filtrante (25 m x 17 m x 0.15 m)	M3	63.75	\$ 176,317.00	\$ 11,240,208.75
4.7	Arena gruesa lecho filtrante (25 m x 17 m x 0.05)	M3	21.25	\$ 178,817.00	\$ 3,799,861.25
4.8	Suministro e instalación de tubería sanitaria Ø 4"	ML	34	\$ 101,562.00	\$ 3,453,108.00
4.9	Suministro e instalación de tubería sanitaria perforada Ø 4" para sistema de drenaje	ML	387.2	\$ 105,824.00	\$ 40,975,052.80
4.10	Válvula compuerta PVC Ø 4"	UND	6	\$ 1,342,073.00	\$ 8,052,438.00
4.11	Cama o cimentación de la tubería 3000 psi (25 m x 17 m x 0.05 m)	M3	21.25	\$ 496,469.00	\$ 10,549,966.25
4.12	Suministro e instalación accesorios (tub. Sanit. 4")	UND	34	\$ 27,561.00	\$ 937,074.00
				Valor Parcial	\$ 169,105,130.81

"Tabla 50" "Continuación"

5		Tanque de almacenamiento				
5.1	Localización y replanteo (35 m * 14 m)	M2	490	\$	5,008.00	\$ 2,453,920.00
5.2	Excavación con máquina (35 m x 14 m x 3.5 m)+(30*0.5*1.5)+(50*0.5*3.5)	M3	1825	\$	8,558.00	\$ 15,618,350.00
5.3	Construcción cajas para válvulas 2500 psi (1,2 m ² * 1,5 m) *3 + (1,48m ² * 4,55 m) * 3	M3	25.602	\$	444,650.00	\$ 11,383,929.30
5.4	Concretos reforzado muros 3000 psi (67,467 m ² * 4,5 m)	M3	303.6015	\$	496,469.00	\$ 150,728,733.10
5.5	Escalinatas	ML	14	\$	45,586.00	\$ 638,204.00
5.6	Tubería de desagüe Ø 6"	ML	50	\$	125,388.00	\$ 6,269,400.00
					Valor Parcial	\$ 187,092,536.40
6		Red de distribución				
6.1	Localización y replanteo (1887.66 m x 0.5 m)	M2	943.83	\$	5,008.00	\$ 4,726,700.64
6.2	Excavación con máquina (1887.66 m * 0.5 m * 0.8 m)	M3	755.064	\$	8,558.00	\$ 6,461,837.71
6.3	Suministro e instalación de tuberías Ø 2"	ML	280.2	\$	93,415.00	\$ 26,174,883.00
6.4	Suministro e instalación de tuberías Ø 3"	ML	289.89	\$	106,238.00	\$ 30,797,333.82
6.5	Suministro e instalación de tuberías Ø 4"	ML	1215.3	\$	134,626.00	\$ 163,610,977.80
6.6	Suministro e instalación de tuberías Ø 6"	ML	102.27	\$	195,972.00	\$ 20,042,056.44
6.7	Suministro e instalación de hidrantes	UND	3	\$	2,548,500.00	\$ 7,645,500.00
6.8	Relleno con material común misma excavación (1887.66 m x 0.5 m x 0.2 m)	M3	188.766	\$	173,343.00	\$ 32,721,264.74
6.90	Suministro e instalación de accesorios en PVC 4"	UND	10	\$	92,667.00	\$ 926,670.00
6.10	Construcción de cajas para válvulas Concreto Reforzado 2500 psi (1.6 m ² x 0.5 m)	M3	0.8	\$	444,650.00	\$ 355,720.00

“Tabla 50” “Continuación”

6.11	Suministro e instalación de válvulas de corte y/o cierre	UND	14	\$ 1,342,073.00	\$ 18,789,022.00
				Valor Parcial	\$ 312,251,966.15
7	Limpieza de la obra y retiro de sobrantes				
7.1	Limpieza y retiro de escombros y material sobrante de excavación. Incluye cargue, transporte, herramienta menor y mano de obra. (25*17*1.5)+(35*14*3.5)	M3	2587.75	\$ 23,503.00	\$ 60,819,888.25
				Valor Parcial	\$ 60,819,888.25
				SUBTOTAL	\$ 1,024,984,801.26
				Administración 24%	\$ 245,996,352.30
				Imprevistos 1%	\$ 10,249,848.01
				Utilidades 5%	\$ 51,249,240.06
				Costos indirectos	\$ 307,495,440.38
				Costo total de la obra	\$ 1,332,480,241.64

Fuente: Autores, 2019.

Cabe resaltar que en cuanto a la tubería de la Red de Distribución, se tuvo en cuenta como se mencionó anteriormente, la tubería de la red actual, con el fin de dar uso esta, y cambiar de diámetro en tramos donde solamente fuera necesario. De acuerdo a esto, se muestra a continuación un resumen de las tuberías en las cuales no fue necesario cambiar el diámetro, lo cual representa un ahorro, por consiguiente no incrementa el presupuesto.

Tabla 51
Ahorro en la inversión de tuberías

Φ tub. (pulgadas)	Tuberías	Tub. Necesaria (m)	Tub. Red actual (m)	Tub. A invertir (m)	A.P.U.	Ahorro en presup.
2	19, 20 y 17	280.20	280.20	0.00	\$ 93,415.00	\$ -
3	2, 3, 10, 11 y 14	555.50	289.89	265.61	\$ 106,238.00	\$ 28,217,875.18
4	12, 13, 18, 21, 23,15 y 16	1421.80	1215.30	206.50	\$ 134,626.00	\$ 27,800,269.00
6	4 y 6	322.50	102.27	220.23	\$ 195,972.00	\$ 43,158,913.56
Total ahorro en presupuesto						\$ 99,177,057.74

Fuente: Autores, 2019.

El Análisis de Precios Unitarios y las cantidades de obra correspondientes al presente presupuesto, se encuentran detallados en los Apéndices de este proyecto.

4.5.2 Estudio de factibilidad del proyecto. La formulación y evaluación de proyectos como materia interdisciplinaria, durante su estudio intervienen disciplinas como estadística, investigación de mercados, investigación de operaciones, ingeniería de proyectos, entre otros; se realiza para determinar la rentabilidad socioeconómica y privada que contribuya para tomar una decisión sobre la mejor alternativa de ejecución e inversión, permitiendo la optimización de los recursos de inversión directamente relacionados con un proyecto.

Es notable el crecimiento y requerimiento del ámbito constructivo, lo cual hace que la demanda de materiales para el desarrollo del mismo incremente en gran medida, apreciándose la necesidad de crear innovadores estudios y alternativas a una sociedad que necesita ser atendida. Para esto, es necesario determinar la factibilidad un proyecto de inversión. Partiendo de esto, se requiere determinar un

plan de acción para la producción, en este caso de un servicio como lo es el agua potable, con el objetivo de obtener ventajas financieras y económicas, tratando de obtener información acerca del sector a intervenir, teniendo en cuenta factores como los estudios necesarios para poder llevarlo a cabo. Por medio de esta evaluación, se daría viabilidad al proyecto, estimado bajo elementos cuantitativos como la Tasa Interna de Retorno (TIR), Tasa Interna de Oportunidad, (TIO), Valor Presente Neto (VPN). (Mete, 2014, p.11)

En el marco de este proyecto, se analiza la viabilidad de la ejecución de un sistema de acueducto para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, que permita brindar un servicio independiente y pueda abastecer con agua potable a toda la comunidad universitaria. Para esto, se tienen en cuenta los aspectos llevados a cabo durante el desarrollo del presente proyecto, contemplando los estudios pertinentes para este caso.

Además, los diferentes factores de las necesidades en una futura ejecución del sistema de acueducto y principalmente su viabilidad fueron analizados para poder determinar la factibilidad del proyecto.

El estudio de factibilidad se hace con el fin de estudiar y analizar la viabilidad del proyecto de inversión antes de ser iniciado; determinar si es rentable la decisión de ejecutar el proyecto o no. Precisamente los indicadores Tasa Interna de Retorno (TIR), Valor Presente Neto (VPN), son herramientas financieras que permiten tomar la decisión de invertir o no en un proyecto de acuerdo al valor y

rentabilidad que genere. De la misma forma, determinar el año en el cual la inversión sería recuperada. (Mete, 2014, p. 15)

Durante el desarrollo del proyecto se presentan los diferentes estudios, necesarios para la determinación de lo anteriormente descrito.

Tasa Interna de Oportunidad (TIO). Es aquella tasa mínima que se está dispuesto a aceptar, es decir, aquella rentabilidad mínima que se espera ganar al llevar a cabo una inversión. Esta tasa se define de acuerdo al conocimiento que se tenga del proyecto. (Rodríguez G., 2017, p. 10)

Tasa Interna de Retorno (TIR). Es un indicador que permite medir y determinar la viabilidad de una inversión o un proyecto en términos de rentabilidad o ganancia. Se puede decir entonces que si la TIR es mayor o igual a la TIO, se va a generar rentabilidad o ganancia. (Rodríguez G., 2017, p. 12)

Valor Presente Neto (VPN). Según Rodríguez (2017), “Es un indicador que permite medir la viabilidad de una inversión o de un proyecto desde el punto de vista rentable, lo que convierte a este indicador en una herramienta de decisión se acepta o se rechaza”. (p. 12)

Con base en la información recolectada y los estudios realizados, se procedió a hacer el estudio de la factibilidad. La oficina de Planeación de la UFPSO, proporcionó un registro histórico de los pagos que la universidad ha hecho a la Empresa Prestadora de Servicios de

Ocaña, ESPO, empresa contratada para el suministro de agua potable. Cabe anotar, que ESPO actualmente solo proporciona a la universidad, los servicios de Acueducto y Aseo, ya que la UFPSO cuenta con alcantarillado propio, en el cual su sistema de tuberías para la recogida y transporte de las aguas residuales y pluviales van a un pozo séptico.

A continuación se muestra con detalle la información solicitada en la cual se relacionan los pagos realizados por la UFPSO, Sede El Algodonal a ESPO mes a mes, (Acueducto y Aseo) correspondientes a los años 2012 a 2018.

Tabla 52

Detalle de los pagos realizados por la UFPSO a ESPO – Año 2012 a 2018

Mes	Año 2012	Año 2013	Año 2014	Año 2015	Año 2016	Año 2017	Año 2018
Ene	\$602,226	\$566,811	\$1,340,381	\$1,138,780	\$1,311,950	\$1,350,300	\$2,348,390
Feb	\$602,182	\$565,837	\$1,381,493	\$1,062,473	\$1,293,020	\$1,252,740	\$3,090,240
Mar	\$605,510	\$565,990	\$1,215,539	\$1,262,153	\$1,190,930	\$1,612,960	\$2,435,350
Abr	\$609,414	\$569,355	\$1,307,206	\$1,763,545	\$1,352,150	\$2,838,190	\$2,724,270
May	\$555,667	\$629,384	\$1,459,318	\$1,355,522	\$1,268,720	\$1,628,320	\$3,134,550
Jun	\$555,718	\$823,822	\$1,559,171	\$1,460,116	\$1,404,130	\$1,734,040	\$3,371,950
Jul	\$555,767	\$586,857	\$1,294,918	\$1,499,979	\$1,382,050	\$2,097,880	\$2,663,240
Ago	\$566,611	\$627,633	\$1,129,723	\$1,523,756	\$1,071,360	\$1,895,500	\$1,270,800
Sep	\$566,625	\$633,663	\$1,180,875	\$1,567,784	\$1,349,090	\$2,485,800	\$2,426,230
Oct	\$566,718	\$633,972	\$1,427,436	\$1,577,556	\$1,562,450	\$2,518,100	\$2,214,180
Nov	\$566,775	\$669,491	\$1,355,031	\$1,387,640	\$1,767,490	\$2,326,670	\$2,192,420
Dic	\$566,847	\$1,469,307	\$1,314,801	\$1,350,110	\$1,478,760	\$2,035,110	\$2,130,350
Σ	\$6,920,060	\$8,342,122	\$15,965,892	\$16,949,414	\$16,432,100	\$23,775,610	\$30,001,970

Nota: Estos pagos corresponden al servicio contratado por la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña (UFPSO) a la Empresa de Servicios Públicos de Ocaña (ESPO), (Acueducto y Aseo), proporcionado por la oficina de planeación de la UFPSO. Autores. (2019).

Tal como se mencionó anteriormente, la UFPSO, paga a ESPO los servicios de Acueducto y Aseo. Por tal razón, se hace necesario ajustar los valores presentados en la Tabla 52,

considerando solamente el valor pagado por consumo de agua. ESPO proporcionó información referente a tarifas aproximadas de Aseo pagadas por la UFPSO.

Tabla 53

Relación de pagos de Acueducto y Aseo para los años 2012 a 2018

Año	Total pagos anuales (Acueducto y Aseo)	Pagos Aseo anual	Pagos Acueducto Total pagado - aseo
2012	\$ 6,920,060.00	\$ 197,198.72	\$ 6,722,861.28
2013	\$ 8,342,122.00	\$ 203,297.65	\$ 8,138,824.35
2014	\$ 15,965,892.00	\$ 209,585.20	\$ 15,756,306.80
2015	\$ 16,949,414.00	\$ 216,067.22	\$ 16,733,346.78
2016	\$ 16,432,100.00	\$ 222,749.71	\$ 16,209,350.29
2017	\$ 23,775,610.00	\$ 229,638.88	\$ 23,545,971.12
2018	\$ 30,001,970.00	\$ 236,741.11	\$ 29,765,228.89

Fuente: Autores, 2019.

Los valores ajustados y obtenidos en la tabla anterior, (Pagos Acueducto), se tienen en consideración, debido a que la universidad, al invertir y ejecutar el diseño del sistema de acueducto planteado en el presente proyecto, prescindiría del servicio de acueducto, pues contaría con uno independiente, pero por su lado, requeriría el servicio de Aseo. Por tanto, seguiría pagando ese servicio una vez, el diseño de acueducto fuese implementado y puesto en marcha. Esto, contando con información previamente solicitada a ESPO S.A., donde se pudo conocer que “los servicios de acueducto, alcantarillado y aseo son del libre competencia, por tanto se puede contratar con otro operador tales servicios; para esto es importante resaltar que para prestar los servicios en mención, el operador debe contar con la infraestructura necesaria, dicha infraestructura corresponde de manera general a plantas de tratamiento y líneas de conducción”.

Por consiguiente, sí es posible contratar solo el servicio de aseo, teniendo en cuenta que la universidad cuenta con alcantarillado propio y si se llegase a ejecutar el presente proyecto, dispondría de los diseños de la infraestructura a la cual hace referencia ESPO S.A.

De acuerdo a la información mostrada en la Tabla 53, se halló una tasa de crecimiento aproximada “ i ”, para poder determinar los indicadores de bondad económica para la evaluación del proyecto de inversión. Estos valores, fueron los correspondientes al total pagado por año menos la tarifa de aseo. Con base en esto, se halla la tasa de crecimiento aproximada “ i ”,

$$F = P(1 + i)^n$$

Donde,

F : Valor futuro

P : Valor presente

i : Interés o tasa de crecimiento

n : Periodo o plazo

$$\$ 29765228.89 = \$ 6722861.28 (1 + i)^7$$

$$i = 0.2368 = 23.68\%$$

Costos de operación y mantenimiento. Para el cálculo de los costos de operación y mantenimiento se incluyen gastos que no representan un gasto de inversión ya que son consumidos en cada periodo y están asociados al desarrollo del proyecto en sí. (Roche, 2016)

Dichos costos se consideran para la determinación del flujo de los egresos. Por su lado, en cuanto a los costos administrativos, se tuvieron en cuenta los operarios de la planta de tratamiento y en los costos de mantenimiento, gastos de material y mano de obra requerida para esta actividad.

Los gastos del material del lecho filtrante, corresponden a la arena fina para la planta de tratamiento.

Las plantas de filtro lento, requieren un mantenimiento cada 5 años, el cual consiste en sacar todo el material del lecho filtrante, adecuando con anterioridad un área donde será depositado. Se hace un raspado de 10 a 20 cm del material sobre la superficie. El material extraído es lavado e ingresado nuevamente a la planta de tratamiento, una vez esta fue lavada. (CINARA, 2017, p. 16)

Por consiguiente, se tuvo en cuenta para los gastos por mantenimiento una capa de arena fina de 20 cm que será reemplazada por la raspada; para lo cual fue necesario estimar el valor correspondiente de arena por año, para ingresarlo como parte del flujo de egresos anual.

A continuación, se presenta el detalle de los costos por mantenimiento y costos administrativos, tenidos en cuenta para la evaluación de la factibilidad.

Tabla 54

Material requerido para mantenimiento de la planta de tratamiento

Material lecho filtrante para mantenimiento	
Descripción	Cant.arena (m3)
Cada 5 años	85
Cada año	17

Fuente: Autores, 2019.

Tabla 55

Costos por mantenimiento

Costos mantenimiento		
Descripción		Costos
Gasto anual material filtrante	\$	901,000.00
Mantenimiento anual	\$	94,915.89
Σ	\$	995,915.89

Fuente: Autores, 2019.

Tabla 56

Costos administrativos

No. Trab.	S.M.L.V.	Salario	Cesantías	Primas	Vacaciones	Salario Anual
2	\$ 828,116	\$ 828,116	\$55,591.12	\$ 55,591.12	\$27,795.56	\$ 1,934,187.60

Fuente: Autores, 2019.

Para el estudio de factibilidad, se consideró que la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña, cuenta con un presupuesto anual.

Según Acuerdo No. 061 del 18 de diciembre de 2018, se aprobó “Presupuesto de Rentas y Recursos de Capital y de Gastos de Funcionamiento, Servicio de la

Deuda e Inversión de la UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER – Seccional Ocaña para la vigencia fiscal del 1° de enero al 31 de diciembre de 2019”, en la suma de treinta y seis mil seiscientos sesenta y cinco millones seiscientos setenta y ocho mil novecientos dos pesos mcte (\$36.665.678.902.00). (UIniversidad Francisco de Paula Santander Ocaña,UFPSO, 2018, p. 1)

Por consiguiente, la UFPSO dentro de sus Gastos de Funcionamiento, Servicio de la Deuda e Inversión podría involucrar este proyecto si decidiera aprobarlo para su ejecución, ya que dispone del presupuesto para hacer la inversión total y no haría ningún préstamo.

Para poder hacer la evaluación del proyecto de inversión, se hizo la estimación del costo de este, detallada en el presupuesto presentado en el presente proyecto.

Por consiguiente, para realizar la evaluación, se tuvo en cuenta el horizonte de la inversión, la cual representa el número máximo de años para los cuales se van a determinar los flujos de costos e ingresos y corresponde a 25 años como periodo de diseño; en efecto, las proyecciones de costos y beneficios futuros se realizarán en función de la vida útil del proyecto.

Ahora, teniendo en cuenta la tasa de crecimiento hallada anteriormente, “ i ”, se obtiene la siguiente tabla de flujos esperados por parte de la UFPSO, para un periodo de diseño de 25 años, en los cuales la universidad al contar con un sistema de acueducto independiente, contaría con dichos flujos.

Tabla 57

Cálculos flujo esperados por concepto de acueducto de la UFPSO

Año	Flujos de caja
0	-\$ 1,332,480,241.64
1	\$ 36,814,346.41
2	\$ 45,532,863.43
3	\$ 56,316,133.62
4	\$ 69,653,139.90
5	\$ 86,148,667.98
6	\$ 106,550,731.32
7	\$ 131,784,490.83
8	\$ 162,994,207.61
9	\$ 201,595,131.18
10	\$ 249,337,675.92
11	\$ 308,386,796.20
12	\$ 381,420,159.31
13	\$ 471,749,568.14
14	\$ 583,471,139.65
15	\$ 721,651,049.19
16	\$ 892,555,263.52
17	\$ 1,103,933,680.02
18	\$ 1,365,371,557.04
19	\$ 1,688,724,171.12
20	\$ 2,088,654,411.64
21	\$ 2,583,297,690.56
22	\$ 3,195,084,318.81
23	\$ 3,951,756,641.00
24	\$ 4,887,627,051.87
25	\$ 6,045,133,941.29

Nota. Se tuvo en cuenta el período de diseño del sistema de acueducto (25 años), donde se esperan los flujos mostrados en esta tabla por concepto de acueducto. Teniendo en cuenta que la UFPSO contaría con un sistema de acueducto independiente. Autores. (2019).

Partiendo de esta información se evalúa el proyecto de inversión para la construcción de un sistema de acueducto independiente, planta de tratamiento y red de distribución para la UFPSO.

Se calcula el Valor Presente Neto (VPN) para los flujos de caja futuros mostrados en la Tabla 57, originados por la inversión que haría la UFPSO y que corresponde a \$1.332.480.241.64, el cual se detalla en el presupuesto del presente proyecto.

Tabla 58
Evaluación de los flujos de caja

Año	Gastos por mant.	Pago trabajadores mant.	Flujo neto de egresos
0			-\$ 1,332,480,241.64
1	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
2	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
3	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
4	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
5	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
6	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
7	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
8	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
9	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
10	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
11	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
12	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
13	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
14	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
15	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
16	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
17	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
18	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
19	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
20	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
21	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
22	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
23	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
24	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49
25	-\$ 995,915.89	-\$ 1,934,187.60	-\$ 2,930,103.49

Fuente: Autores, 2019.

Tabla 59
Evaluación del flujo de los egresos e ingresos

Año	Flujo de los egresos	Flujo de los ingresos	Flujo neto
0	-\$ 1,332,480,241.64		-\$ 1,332,480,241.64
1	-\$ 2,930,103.49	\$ 36,814,346.41	\$ 33,884,242.92
2	-\$ 2,930,103.49	\$ 45,532,863.43	\$ 42,602,759.94
3	-\$ 2,930,103.49	\$ 56,316,133.62	\$ 53,386,030.13
4	-\$ 2,930,103.49	\$ 69,653,139.90	\$ 66,723,036.41
5	-\$ 2,930,103.49	\$ 86,148,667.98	\$ 83,218,564.49
6	-\$ 2,930,103.49	\$ 106,550,731.32	\$ 103,620,627.83
7	-\$ 2,930,103.49	\$ 131,784,490.83	\$ 128,854,387.34
8	-\$ 2,930,103.49	\$ 162,994,207.61	\$ 160,064,104.12
9	-\$ 2,930,103.49	\$ 201,595,131.18	\$ 198,665,027.69
10	-\$ 2,930,103.49	\$ 249,337,675.92	\$ 246,407,572.43
11	-\$ 2,930,103.49	\$ 308,386,796.20	\$ 305,456,692.71
12	-\$ 2,930,103.49	\$ 381,420,159.31	\$ 378,490,055.82
13	-\$ 2,930,103.49	\$ 471,749,568.14	\$ 468,819,464.65
14	-\$ 2,930,103.49	\$ 583,471,139.65	\$ 580,541,036.16
15	-\$ 2,930,103.49	\$ 721,651,049.19	\$ 718,720,945.70
16	-\$ 2,930,103.49	\$ 892,555,263.52	\$ 889,625,160.03
17	-\$ 2,930,103.49	\$ 1,103,933,680.02	\$ 1,101,003,576.53
18	-\$ 2,930,103.49	\$ 1,365,371,557.04	\$ 1,362,441,453.55
19	-\$ 2,930,103.49	\$ 1,688,724,171.12	\$ 1,685,794,067.63
20	-\$ 2,930,103.49	\$ 2,088,654,411.64	\$ 2,085,724,308.15
21	-\$ 2,930,103.49	\$ 2,583,297,690.56	\$ 2,580,367,587.07
22	-\$ 2,930,103.49	\$ 3,195,084,318.81	\$ 3,192,154,215.32
23	-\$ 2,930,103.49	\$ 3,951,756,641.00	\$ 3,948,826,537.51
24	-\$ 2,930,103.49	\$ 4,887,627,051.87	\$ 4,884,696,948.38
25	-\$ 2,930,103.49	\$ 6,045,133,941.29	\$ 6,042,203,837.80

Fuente: Autores, 2019.

Tabla 60
Evaluación del proyecto de inversión

T.I.O.	18.00%
V.P.N.	\$103,214,638.40
T.I.R.	19%
V.P.N. Ingresos	\$1,451,713,479.94
V.P.N. Egresos	-\$ 1,348,498,841.54
B/C	1.076540398

Fuente: Autores, 2019.

Se calculó la T.I.R. para el flujo neto y el V.P.N para el flujo neto, el flujo de los egresos y flujo de los ingresos. Con base en estas dos últimas evaluaciones, se pudo hacer un análisis de costo beneficio, como estudio de retorno financiero de la inversión y como índice de rentabilidad.

“Según el análisis costo-beneficio, con una relación de este mayor a la unidad, el proyecto será rentable”. (Martínez, 2014, p. 6)

A continuación se hace un análisis con el fin de conocer el periodo de recuperación de la inversión, como indicador para medir en cuánto tiempo se recuperará el total de la inversión a valor presente. Este análisis se hizo calculando el valor presente neto individual y acumulado de los flujos de caja.

Tabla 61
Valor Presente Neto individual y acumulado

Año	VPN individual	VPN acumulado
0	-\$ 1,332,480,241.64	
1	\$29,765,228.89	\$29,765,228.89
2	\$36,814,346.41	\$66,579,575.30
3	\$45,532,863.43	\$112,112,438.73
4	\$56,316,133.62	\$168,428,572.35
5	\$69,653,139.90	\$238,081,712.25
6	\$86,148,667.98	\$324,230,380.23
7	\$106,550,731.32	\$430,781,111.55
8	\$131,784,490.83	\$562,565,602.38
9	\$162,994,207.61	\$725,559,809.99
10	\$201,595,131.18	\$927,154,941.17
11	\$249,337,675.92	\$1,176,492,617.09
12	\$308,386,796.20	\$1,484,879,413.30
13	\$381,420,159.31	\$1,866,299,572.61
14	\$471,749,568.14	\$2,338,049,140.74
15	\$583,471,139.65	\$2,921,520,280.39
16	\$721,651,049.19	\$3,643,171,329.59
17	\$892,555,263.52	\$4,535,726,593.10
18	\$1,103,933,680.02	\$5,639,660,273.13
19	\$1,365,371,557.04	\$7,005,031,830.17
20	\$1,688,724,171.12	\$8,693,756,001.29
21	\$2,088,654,411.64	\$10,782,410,412.93
22	\$2,583,297,690.56	\$13,365,708,103.48
23	\$3,195,084,318.81	\$16,560,792,422.30
24	\$3,951,756,641.00	\$20,512,549,063.29
25	\$4,887,627,051.87	\$25,400,176,115.17

Fuente: Autores, 2019.

Según la tabla presentada (Tabla 61), el año de recuperación de la inversión corresponde al año 12. En este año, el valor invertido sería recuperado, pues se puede apreciar que la inversión fue de \$ 1.332.480.241.64 y para el año 12 se muestra un flujo esperado de \$1,484,879,413.30, cubriendo el valor total de la inversión.

Capítulo 5. Conclusiones

De acuerdo al estudio realizado en la zona que involucra la Quebrada las Liscas y la UFPSO, se pudo comprobar con la medición de caudales mediante aforos periódicos que la fuente cuenta con el caudal necesario para el abastecimiento de la población de diseño proyectada y que se puede contar con dicho caudal para el diseño de los diferentes elementos del sistema de acueducto, ya que se comprobó mediante la Corporación autónoma regional de la Frontera Nororiental, CORPONOR Territorial Ocaña, que no se ha otorgado ninguna concesión de agua superficial de dicho afluente.

Con el caudal utilizado para el diseño del sistema de acueducto, se cumple con las estipulaciones del Ministerio del Medio Ambiente y Desarrollo Sostenible acerca del caudal ecológico; de modo que en la fuente de captación, se deja el caudal ecológico correspondiente, se puede captar el caudal para el diseño de los elementos y además, sobran y se devuelven a la fuente 6.713 L/s del caudal mínimo aforado.

Mediante el estudio de la zona se identificaron los factores que afectan el sistema construido artesanalmente en la Quebrada las Liscas y que se usa actualmente para sistema de riego en la UFPSO, los cuales sirvieron como base para plantear los diseños de los diferentes elementos, optimizando dimensiones, líneas de aducción y conducción y ubicación de purgas y ventosas, específicamente con respecto a dicho sistema.

Mediante los parámetros analizados sobre la calidad del agua de la fuente hídrica en estudio y sustentados conforme la Resolución 2115 de 2007, se pudo catalogar el afluente como una fuente segura, contando con el tratamiento de la filtración lenta propuesta en este proyecto.

Para la determinación de las condiciones más apropiadas del acueducto, se consideró el trazado de la línea de conducción en gran parte sobre la rasante, debido a que la geología de la zona presenta suelo rocoso, formado por rocas de gran tamaño, las cuales por su condición tienden a no retener agua, y son un buen indicador para soportar las construcciones necesarias contempladas como el diseño de los elementos del sistema de acueducto. Solamente, hubo necesidad de considerar excavaciones para la tubería en tramos cerca a la llegada del tanque con el fin de obtener alturas piezométricas especificadas bajo el marco legal de este proyecto.

Con respecto a la captación se determinó diseñar una bocatoma de fondo por ser esta la más conveniente en épocas de sequía para hacer las captaciones y porque el caudal captado y profundidad del cauce no son muy grandes. Además, se determinó la ubicación de esta, en la zona donde actualmente existe una captación ‘artesanal’ por parte de UFPSO, siendo este el lugar más apropiado por su área, la cual fue analizada mediante topografía realizada en el lugar. Por su lado, la línea de aducción se diseñó con un canal cerrado, tubería a presión, ya que de esta manera es más fácil transportar el agua desde la captación al desarenador por las condiciones favorables de la topografía del terreno y la geología, y además, la sección de ese tipo de canal es la más eficiente desde el punto de vista del funcionamiento hidráulico.

Se diseñó un tanque de tres compartimientos para facilitar las labores de mantenimiento y además de esto, no se hizo necesario el diseño de un tanque solo para riego, pues el agua tratada en la filtración lenta y dispuesta en los tres compartimientos puede ser utilizada para cualquier actividad que requiera o demande la comunidad universitaria, ya que con la Planta de Tratamiento de Filtración diseñada se tiene como finalidad obtener un efluente de calidad sin la necesidad de la utilización de reactivos químicos durante el proceso. Además de no contar con procesos químicos para su tratamiento, no tendrá costos de potabilización que puedan afectar el presupuesto de la universidad y de alguna manera, la potabilización del agua, pueda afectar las plantaciones en el sistema de riego.

Se realizaron los cálculos de las medidas hidráulicas internas de cada elemento propuesto en el diseño del acueducto y no se tuvo en cuenta el diseño estructural, ya que este no se contempla bajo el marco del presente proyecto.

Se consideró el desarenador como etapa de pretratamiento o acondicionamiento del agua de la fuente, para la separación de arena y partículas en suspensión gruesa del agua cruda, utilizada en combinación con la filtración lenta, teniendo en cuenta que la planta de tratamiento propuesta requiere de una etapa de pretratamiento y el desarenador se puede usar como tal, además que este a su vez, reducirá los extremos picos de turbiedad y protegerá la planta de tratamiento ante altas cargas de sólidos transportadas por la fuente.

Teniendo en cuenta que el sistema de filtración lenta tiene un alto grado de eficiencia para tratamiento de agua cruda, representa bajos costos de construcción, mantenimiento y operación,

además de no necesitar contar con la construcción de otro elemento adicional a los planteados en el presente proyecto, que pudiera pretratar el agua, pues el desarenador como elemento diseñado en el sistema de acueducto, puede hacer esta función antes de que el agua llegue al filtro lento, lo cual representa una alternativa eficiente para la UFPSO que se beneficiaría con el abastecimiento de esta agua.

De acuerdo a los parámetros de turbiedad, color y coliformes fecales, analizados en el laboratorio sobre la calidad del agua, se pudo determinar que el tratamiento final del agua prefiltrada es la filtración lenta, la cual es usada para mejorar la calidad bacteriológica y remover las partículas suspendidas.

Con el diseño de la Red de Distribución mediante el software EPANET 2.0 se pudo diseñar una red óptima para toda la universidad, cumpliendo con condiciones de presión y velocidad estipuladas por la Resolución 0330 de 2017.

En la actualización de la Red de Distribución de la UFPSO, y diseño mediante el software EPANET 2.0 fue necesario cambiar diámetros existentes ya que la red tuvo que ser ampliada y/o extendida a las nuevas obras que no están contempladas en la red actual, por esta razón, se requirió ajustar los diámetros con el fin de cumplir con las condiciones de presiones y velocidades estipuladas por la Resolución 0330 de 2017. Sin embargo, se utilizó la mayor cantidad posible de diámetros existentes con el fin de reducir costos al momento de decidir implementar o ejecutar los diseños propuestos.

Debido a la topografía y a la cota de llegada de la conducción, fue necesario ubicar la planta de tratamiento 1,50 m por debajo de la cota de la rasante del terreno, con el fin de cumplir con las presiones de la Red de Distribución, estipuladas por la Resolución 0330 de 2017. De igual forma, teniendo en cuenta la cota de salida de la planta de tratamiento, se propuso un tanque de almacenamiento totalmente enterrado.

A partir de la elaboración del presupuesto y el estudio y evaluación de factibilidad, se pudo conocer el costo de inversión y determinar que al realizarse la inversión para la construcción del sistema de acueducto, planta de tratamiento y red de distribución, esta se recuperaría en el año 12 a partir de la construcción y puesta en marcha de los diferente elementos, teniendo en cuenta que el diseño de acueducto planteado se realizó para un periodo de 25 años. Así mismo, se pudo analizar el costo-beneficio y determinar que es rentable invertir en el presente proyecto.

Capítulo 6. Recomendaciones

Al momento de querer ejecutar el proyecto, es necesario solicitar la concesión de aguas superficiales a la Autoridad Ambiental, en este caso, a la Corporación autónoma regional de la Frontera Nororiental, CORPONOR Territorial Ocaña. Del mismo modo, consultar en la base de datos de dicha corporación las concesiones de agua que pudieran otorgar a partir de la fecha para la cual se realizó este proyecto.

Se debe dejar en la fuente de captación el caudal ecológico o remanente estipulado por el Ministerio del Ambiente y Desarrollo Sostenible y utilizar la metodología actualizada a que este pudiera proponer para su estimación; con el ánimo de garantizar las condiciones ecológicas adecuadas.

Se deben tener en cuenta el impacto ambiental de acuerdo a la construcción y optimización de los diferentes elementos que conforman el sistema de acueducto, planta de tratamiento y red de distribución, dimensionando de acuerdo a las actividades, la alteración de la línea base ambiental.

Se deben analizar los parámetros de la calidad del agua de la fuente Quebrada las Liscas, de acuerdo al tiempo en que llevaría tomar la decisión de ejecutar el proyecto, ya que las condiciones climáticas y actividad del hombre pudieran degenerar o alterar la calidad del agua que presenta actualmente y sustentada bajo el marco del presente proyecto.

La tubería correspondiente a la línea de conducción por estar en gran parte sobre la rasante, al ejecutar el proyecto, esta debe ser pintada con una base o capa de imprimación de pintura que se ha de dar a la superficie con el fin de proteger las tuberías ante las inclemencias del clima y esta pueda tener una mayor duración. Así mismo, considerar obras de protección y atraques en los puntos más anchos.

Considerar los diseños aquí planteados para su ejecución, ya que todos los cálculos cumplen de acuerdo a la normativa descrita bajo el marco legal del presente proyecto.

El agua almacenada en los tres compartimientos del tanque y filtrada con la planta de tratamiento de filtración lenta, puede ser destinada para las diferentes actividades se realicen en la universidad, incluyendo actividades de campo, pues el agua tratada no cuenta con procesos químicos que pudiera generar afectaciones. Del mismo modo, se recomienda hacer mantenimiento e inspección a cada uno de los compartimientos.

Para la ejecución del presente proyecto, es necesario hacer los estudios y cálculos estructurales correspondientes, debido a que no están contemplados en el alcance de este. Los espesores estimados para las estructuras hidráulicas fueron considerados de acuerdo a las recomendaciones de la normativa descrita bajo el marco legal de este proyecto, como RAS 2000 y Resolución 0330 de 2017.

Se deben comprobar los niveles de agua del desarenador en el momento en que este fuera construido, de modo que pueda realizar su proceso de sedimentación y entregarla a la línea de

conducción y por ende hacia la planta de tratamiento, pues el desarenador, se destinó también como etapa de pretratamiento en el presente proyecto.

Realizar los mantenimientos detallados en el presente proyecto para la planta de tratamiento de filtración, teniendo en cuenta además, que se deben hacer en periodos de 5 años. El material del lecho filtrante debe ser lavado y reutilizado, solo se remueven 20 cm de arena fina de la superficie.

De acuerdo a la decisión de ejecutar el proyecto y el tiempo a que eso conlleve, en relación a la fecha de la propuesta de diseño aquí planteada, se deben analizar los parámetros de la calidad del agua para determinar qué tipo de filtración debe llevarse a cabo, ya que esto depende de los parámetros de turbiedad, color y coliformes fecales, y en un futuro estos podrían modificarse y por ende, requerir de otros procesos de filtración de acuerdo a las especificaciones del RAS.

Con base en la Resolución 0330 de 2017 y el diseño de la red de distribución planteado mediante el software EPANET 2.0, se debe tener en cuenta que la validación del modelo hidráulico debe realizarse con una frecuencia mínima de cinco años, o cada que se realice un cambio que afecte sustancialmente las condiciones operativas del sistema. Teniendo en cuenta que los modelos hidráulicos deben estar calibrados y validados, con base en las redes disponibles de presión, caudal y niveles de tanques con un periodo de cinco años para poblaciones al periodo de diseño, menores o iguales a 60000 habitantes y de tres años, las poblaciones mayores a dicho límite.

La velocidad en la tubería 17 presenta una velocidad baja con respecto a lo estipulado por el RAS 2000. El diámetro de esta tubería corresponde al mínimo estipulado por la misma normativa, de acuerdo a la población de diseño empleada para el presente proyecto. Sin embargo, se debe considerar reducir el diámetro de esa tubería para lograr aumentar la velocidad en el tramo que la comprende.

Realizar el mantenimiento de la planta de tratamiento de acuerdo a la guía presentada en el presente proyecto, teniendo en cuenta que el material que hace parte del lecho filtrante puede ser lavado y reutilizado nuevamente.

Al momento tomar la decisión de invertir en la construcción de los diferentes elementos contemplados, debe ser agregado al presupuesto el valor de la licencia ambiental requerida para la construcción y ejecución del proyecto. Esta autorización es competencia de la Autoridad Nacional de Licencias Ambientales (ANLA) para la ejecución de un proyecto que pueda producir deterioro grave a los recursos naturales renovables, al medio ambiente o modificaciones al paisaje, establecidas en el artículo 2.2.2.3.2.3 del Decreto 1076 de 2015. Esta licencia llevará implícitos todos los permisos, autorizaciones y/o concesiones para el uso, aprovechamiento y/o afectaciones de los recursos naturales renovables que sean necesarios por el tiempo de vida útil del proyecto y la cual requiere para la estimación del costo, un procedimiento detallado a partir del diseño de todos los elementos planteados bajo el marco de este proyecto.

Referencias

- Presidencia de la República de Colombia. (28 de diciembre de 2018). Decreto Único Reglamentario del Sector Ambiente y Desarrollo Sostenible. Decreto 1076, 2015. 15. Obtenido de <https://www.funcionpublica.gov.co/eva/gestornormativo/norma.php?i=78153>
- Alarcón, H. (2016). *Estudio de factibilidad*. Obtenido de <http://proyectos.aragua.gob.ve/descargas/ESTUDIOFACTIBILIDADECON%C3%93MICA.pdf>
- Alcaldía. (2016). *Alcaldía Municipal de Ocaña Norte de Santander*. Obtenido de <http://www.ocana-nortedesantander.gov.co/municipio/nuestro-municipio>
- Alcaldía, O. (2016). *Plan de Desarrollo del Municipio de Ocaña 2016-2019*. Obtenido de http://ocananortedesantander.micolombiadigital.gov.co/sites/ocananortedesantander/content/files/000108/5376_plandedesarrolloeslahoradeocaa20162019.pdf
- Avilla, J. (2017). *El Agua Potable*. Obtenido de <http://www.elaguapotable.com/acondicionamiento.htm#ALCALINIDAD%20DEL%20AGUA>
- Barrenechea, A. (2017). *Aspectos Físicoquímicos de la Calidad del Agua*. Obtenido de <http://www.ingenieroambiental.com/4014/uno.pdf>
- Calvo, E. (2015). *Plantas de Tratamiento de Agua Potable PTAP*. Obtenido de <http://plantasdetratamientodeaguapotablesena/p/etapas.html>
- Cárdenas A., Y. (2000). *Tratamiento de Agua Coagulación y Floculación*. Obtenido de Sedapal: http://www.sedapal.com.pe/c/document_library/get_file?uuid=2792d3e3-59b7-4b9e-%20ae55-56209841d9b8&groupId=10154

- Carlos, S. A. (2015). *Población de Ocaña*. Obtenido de <http://poblacion.population.city/colombia/ocana/>
- Casado, C. (2008). *National Geographic*. Obtenido de https://www.nationalgeographic.com.es/historia/grandesreportajes/acueductos_8592#anclaTexto
- CINARA, I. (2017). *Centro Inter-regional de Abastecimiento y Remoción de Agua*. Obtenido de Filtración Lenta en Arena - Tratamiento de Agua para Comunidades: <http://cinara.univalle.edu.co/>
- Concejo. (2018). *Concejo Municipal de Desarrollo Rural*. Obtenido de <http://www.ocana-nortedesantander.gov.co/instancias-de-participacion/consejo-municipal-de-desarrollo-rural>
- E.P.M. (2009). *Normas de Diseño de Sistemas de Acueducto de EPM*. Obtenido de https://www.epm.com.co/site/portals/0/centro_de_documentos/normasdisenosistemasacueducto.pdf
- Espinel, A. (2016). *Presupuesto*. Obtenido de <https://www.gestion.org/que-es-un-presupuesto/>
- Fibras y Normas de Colombia, F. (2017). *Calidad del agua*. Obtenido de <https://www.fibrasynormasdecolombia.com/terminos-definiciones/calidad-del-agua-definicion-factores-y-criterios/>
- García A., H. (2005). *Proyectos*. Obtenido de http://www.proyectosalohogar.com/el_porque_de_las_cosas/historia_de_los_acueductos.htm
- Haddad, G. (2011). *Escuela Superior de Administración Pública*. Obtenido de <http://cdim.esap.edu.co/BancoMedios/Documentos%20PDF/pd%20-%20plan%20de%20desarrollo%20-%20oca%C3%B1a%20-%20norte%20de%20santander%20-%202008%20-%202011.pdf>

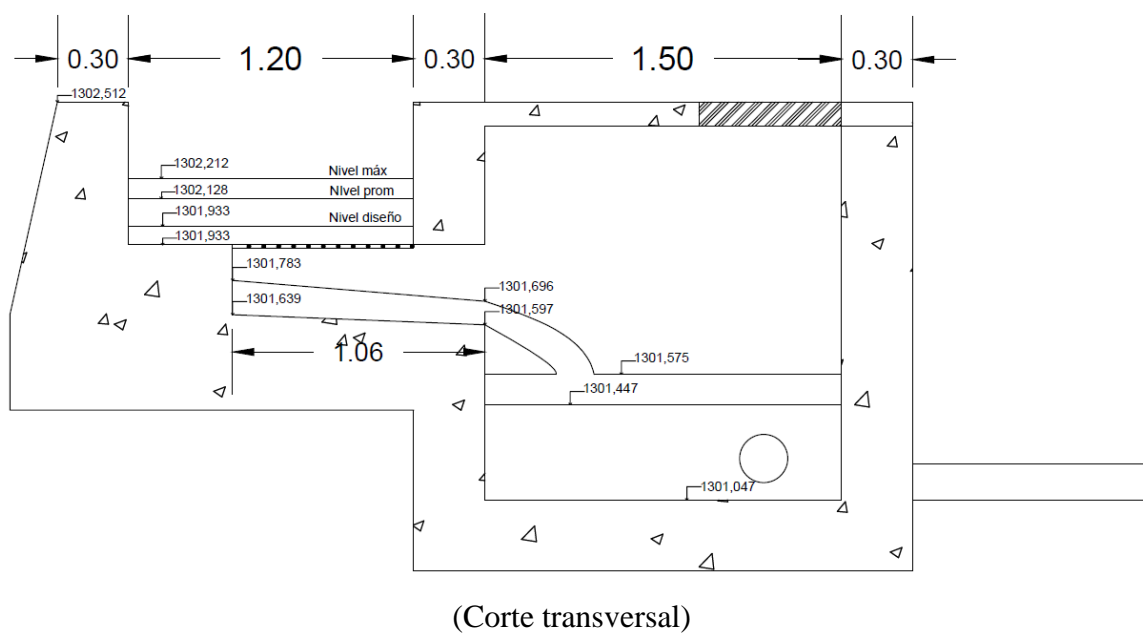
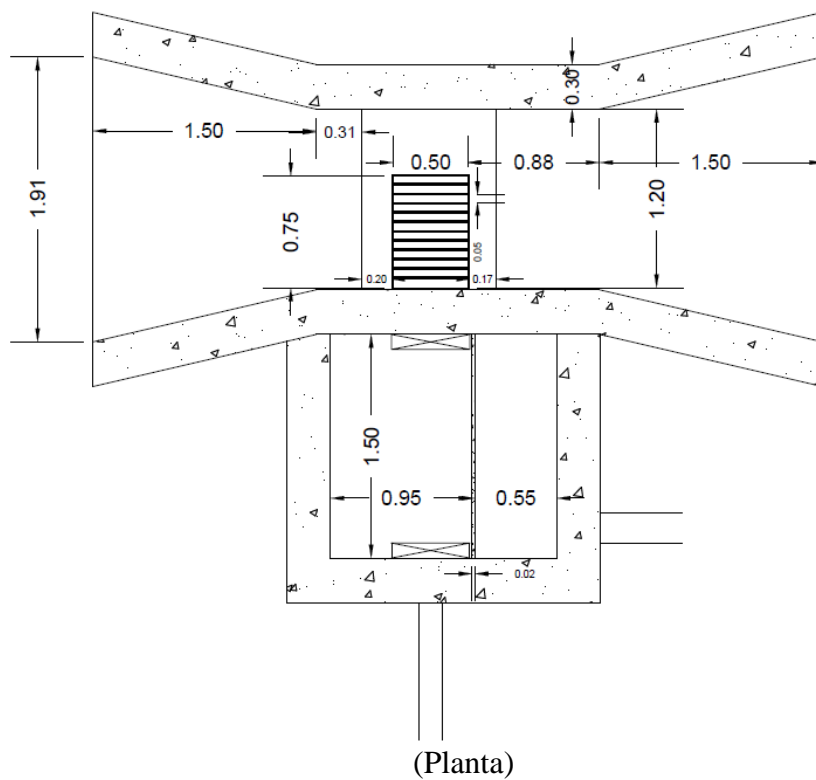
- Henao R., A. (2014). *Modelo óptimo del sistema de acueducto E.P.M.* Obtenido de <http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/interesantes/acueducto/index.htm>
- INGETER, I. d. (2016). *ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA ESTABILIDAD DE TALUD UNIVERSIDAD FRANCISCO DE PAULA SANTANDER OCAÑA*. Ocaña, N. de S.
- Lenntech, B. (2019). *Nitratos en el agua potable*. Obtenido de <https://www.lenntech.es/nitratos.htm#ixzz5jWU2jlql>
- López C., R. (2010). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados* (Segunda ed.). Escuela Colombiana de Ingeniería.
- López, C. (2016). *Calidad del Agua Suministrada*. Obtenido de https://www.emasa.es/3_calidad/analisis_agua/3221_analisis.php?PFILE=1
- Manzano, I. (2015). *La Dureza Total del Agua*. Obtenido de <https://webs.ucm.es/info/analitic/Asociencia/DurezaAgua.pdf>
- Martínez, J. C. (2014). *Análisis de Costo Beneficio*. Obtenido de http://gis.jp.pr.gov/Externo_Econ/Talleres/PresentationCB_JP_ETI.pdf
- Mete, M. (2014). *Valor Actual Neto y Tasa de Retorno*. Obtenido de http://www.scielo.org.bo/pdf/rfer/v7n7/v7n7_a06.pdf
- MinAmbiente. (2018). *Propuesta para la estimación de caudales ambientales*. Obtenido de <http://www.minambiente.gov.co/index.php/noticias-minambiente/3503-colombia-cuenta-con-una-nueva-propuesta-de-estimacion-de-caudales-ambientales>
- Molina Ortega, C. (2014). *Nación*. Obtenido de <https://www.nacion.com/opinion/foros/los-acueductos-en-lahistoria/VCP24WTPKJFUHAQKXHH4XZ43PY/story/>
- Noriega, E. (04 de Enero de 2014). *La Nación*. Obtenido de <https://www.nacion.com/opinion/foros/los-acueductos-en-la-historia/VCP24WTPKJFUHAQKXHH4XZ43PY/story/>

- Ortega, M. (2014). *Nación*. Obtenido de <https://www.nacion.com/opinion/foros/los-acueductos-en-lahistoria/VCP24WTPKJFUHAQKXHH4XZ43PY/story/>
- PBOT. (2015). *Plan Básico de Ordenamiento Territorial*. Obtenido de <http://www.ocana-nortedesantander.gov.co/planes/pbot-2015--formulacion-rural>
- PDM, P. d. (2018). *Plan de Desarrollo Municipal*. Obtenido de <http://cdim.esap.edu.co/BancoMedios/Documentos%20PDF/pd%20-%20plan%20de%20desarrollo%20-%20ocaña%20-%20norte%20de%20santander%20-%202008%20-%202011.pdf>
- Pessoa, J. (2016). *Aplicación de los Métodos para el Cálculo de Caudales Máximos*. Obtenido de [http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/6serea/TRABALHOS/trabalhoA%20\(6\).pdf](http://www.lenhs.ct.ufpb.br/html/downloads/serea/6serea/TRABALHOS/trabalhoA%20(6).pdf)
- Pradillo, B. (2017). *Parámetros de control del agua potable*. Obtenido de <https://www.iagua.es/blogs/beatriz-pradillo/parametros-control-agua-potable>
- Ramírez, C. (2016). *Guía Técnica Acueducto y Alcantarillado*. Obtenido de <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/.../1/Guia%20Tecnica%20Acueducto.pdf>
- RAS. (2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*. Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULOB%20030714.pdf>
- Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (08 de junio de 2017) Resolución.0330 de 2017.
- Rivera, B. (2014). *La Calidad del Agua, E. Coli y su salud*. Obtenido de <https://extension.arizona.edu/sites/extension.arizona.edu/files/pubs/az1624s.pdf>
- Riviera, M. (2016). *Coliformes Totales*. Obtenido de http://coli.usal.es/Web/demo_fundacua/demo2/FiltraMembColiT_auto.html

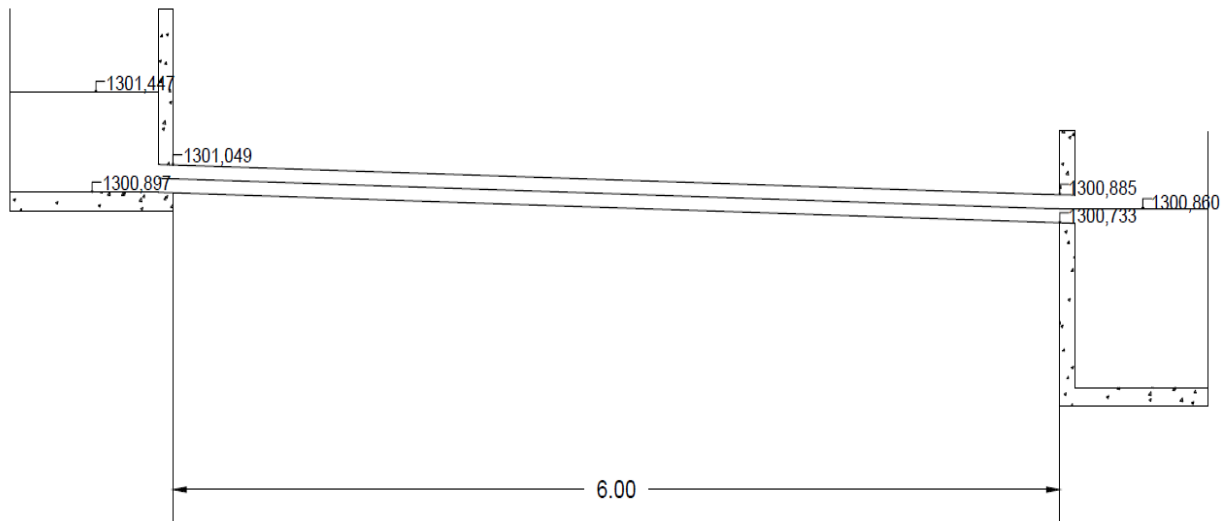
- Roche, H. (2016). *Análisis Económico de Inversión*. Obtenido de http://www.scielo.org.bo/pdf/rfer/v7n7/v7n7_a06.pdf
- Rodriguez G., J. (2017). *Red Cultural del Banco de la República de Colombia*. Obtenido de <http://www.banrepcultural.org/biblioteca-virtual/credencial-historia/numero-%20267/acueducto-de-bogota-1887-1914-entre-publico-y-privado>
- Rodríguez, L. (2015). *Aerobios Mesófilos*. Obtenido de <https://www.foodnewslatam.com/paises/74-bolivia/2499-%C2%BFque-son-los-aerobios-mesofilos.html>
- Rodríguez, P. (2018). *Estructura de Desglose del Trabajo*. Obtenido de <https://www.rib-software.es/pdf/Notas-tecnicas/EDT-Estructura-de-Desglose-del-Trabajo.pdf>
- Solórzano, J. S. (2017). *EPANET*. Obtenido de <http://www.unipiloto.edu.co/ejercicios-practicos-en-epanet/>
- UFPSO. (2018). *Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña*. Obtenido de <https://ufpso.edu.co/presupuesto>

Apéndices

Apéndice A. Bocatoma de fondo Planta – Corte Transversal

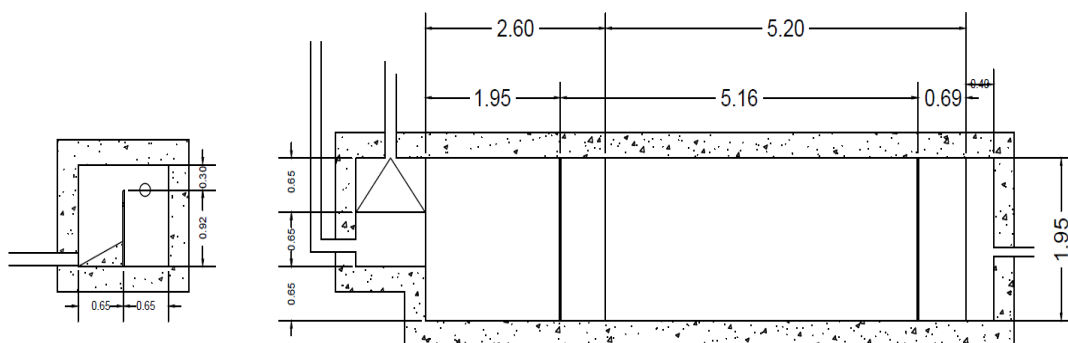


Fuente: Autores, 2019.

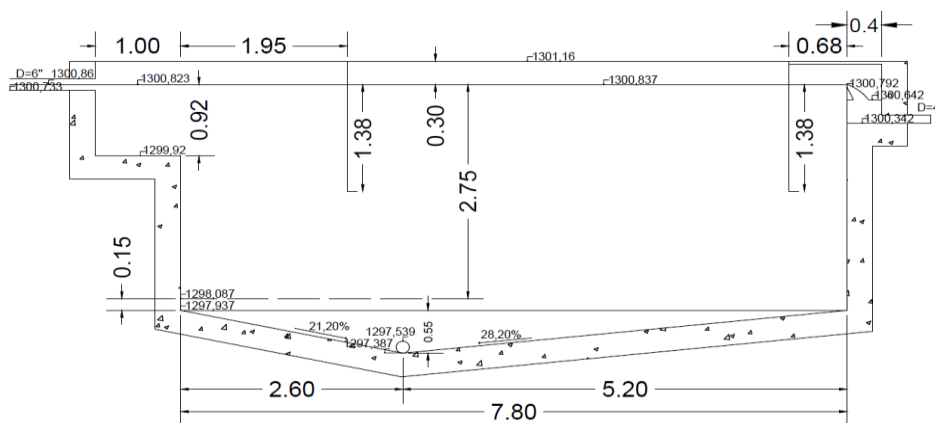
Apéndice B. Línea de Aducción Bocatoma - Desarenador

Fuente: Autores, 2019.

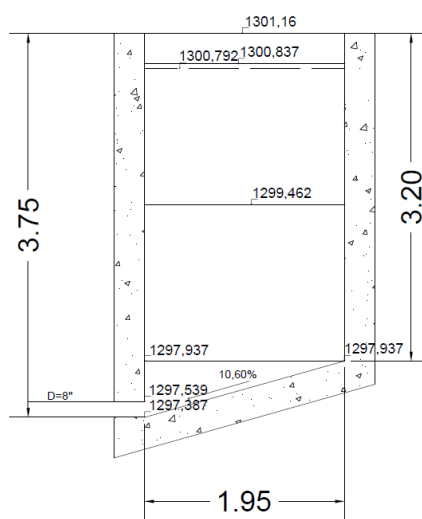
Apéndice C. Desarenador



(Planta)

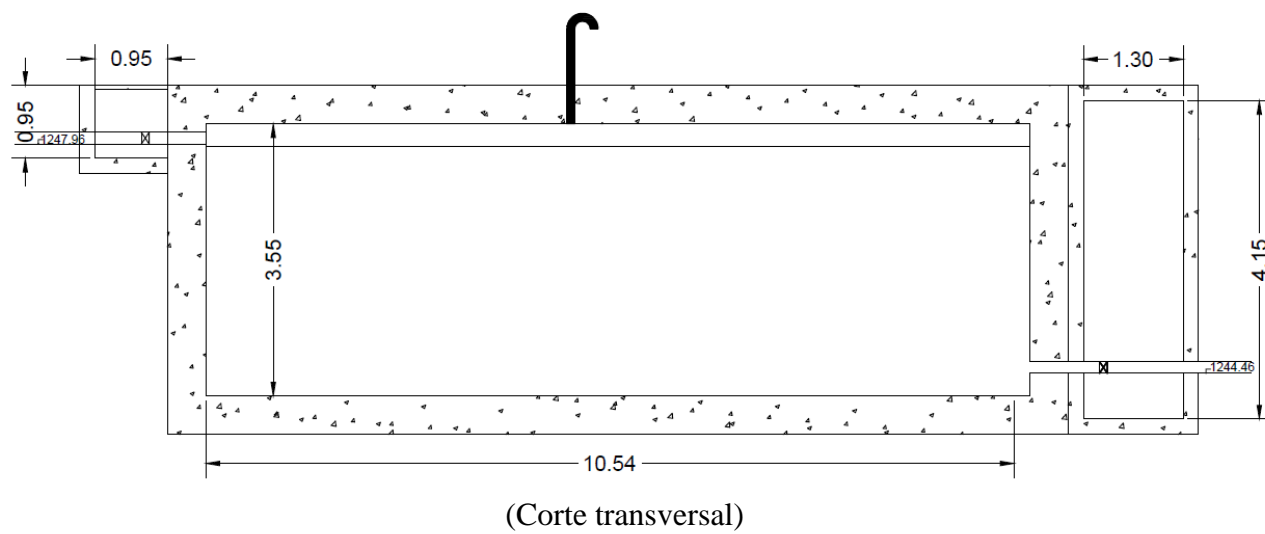
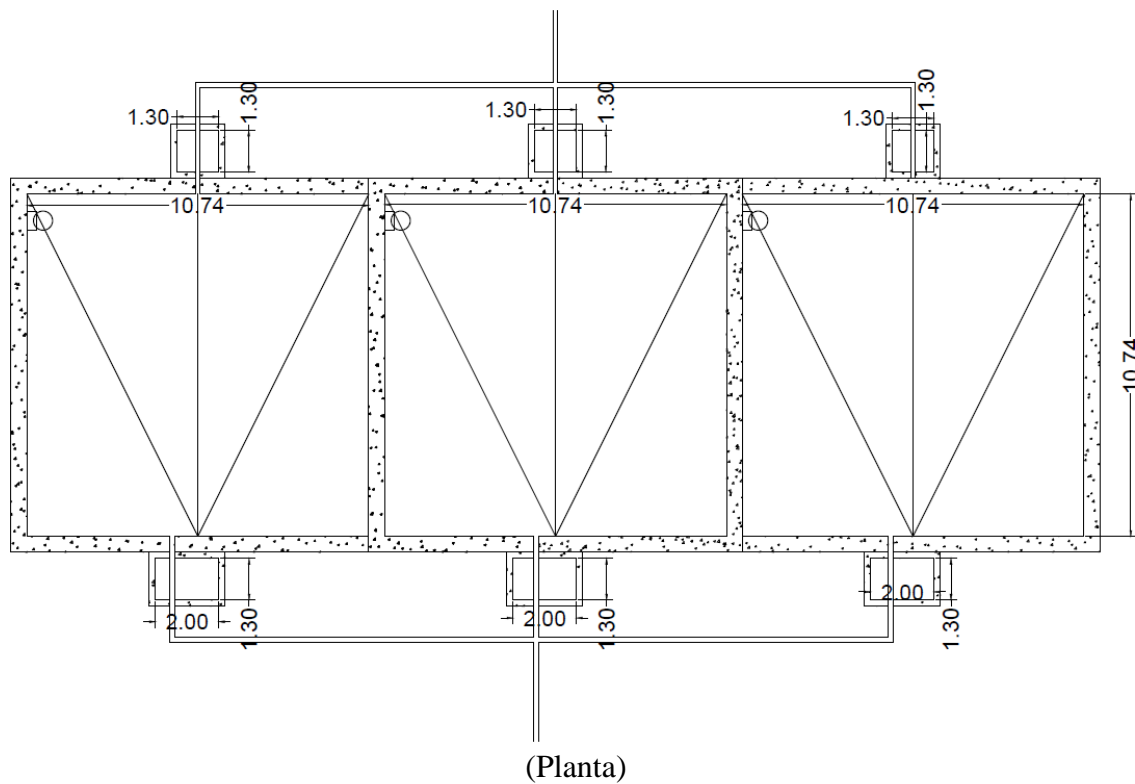


(Corte longitudinal)



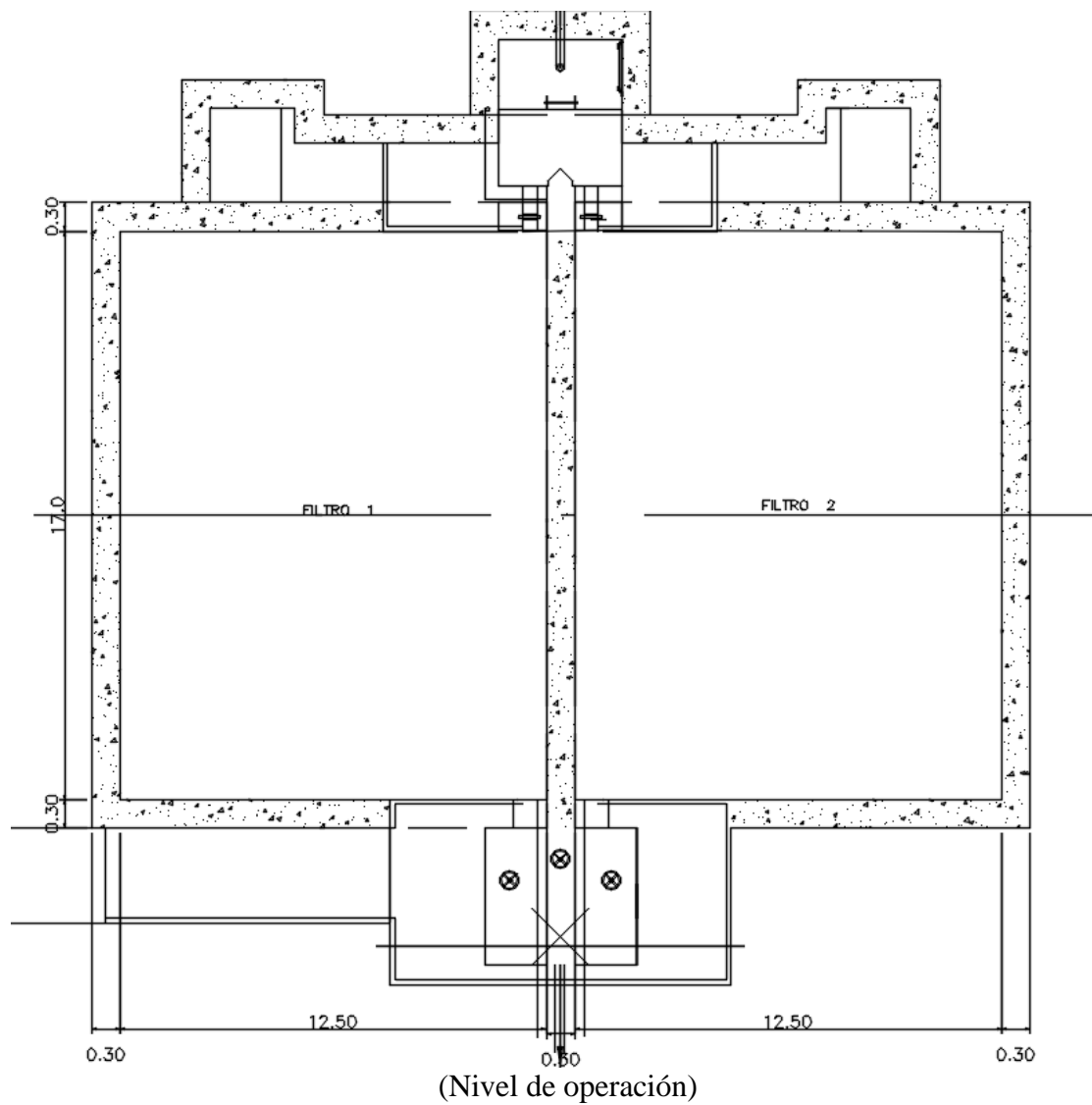
(Corte transversal)

Fuente: Autores, 2019.

Apéndice D. Tanque de almacenamiento

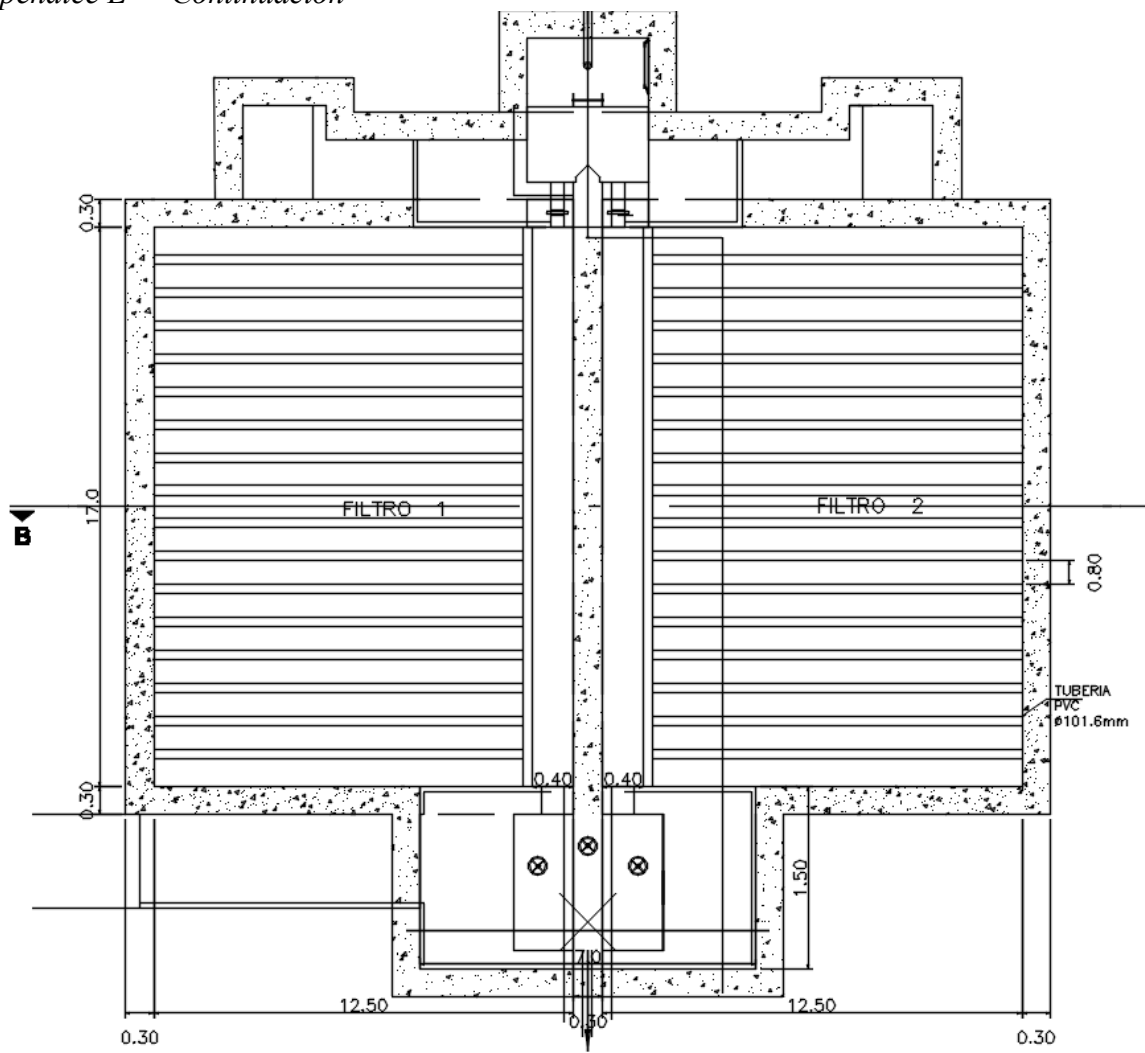
Fuente: Autores, 2019.

Apéndice E. Planta de Tratamiento Filtro Lento

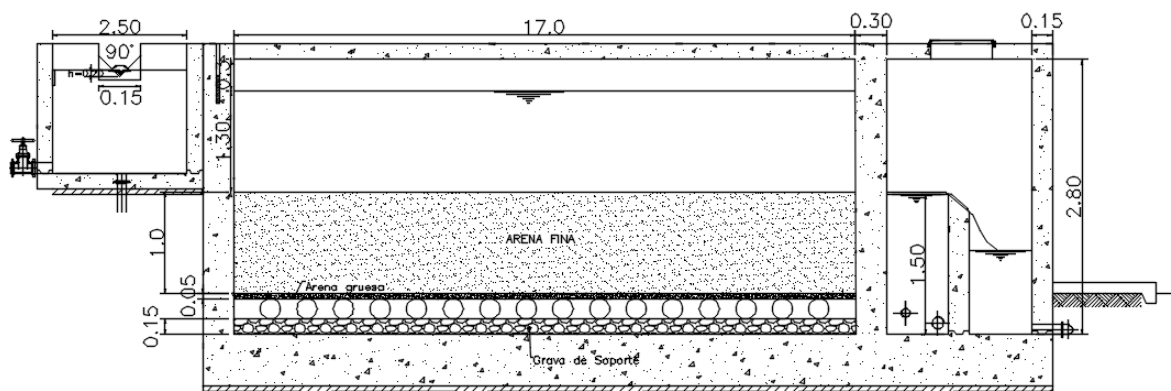


Fuente: Autores, 2019.

“Apéndice E” “Continuación”

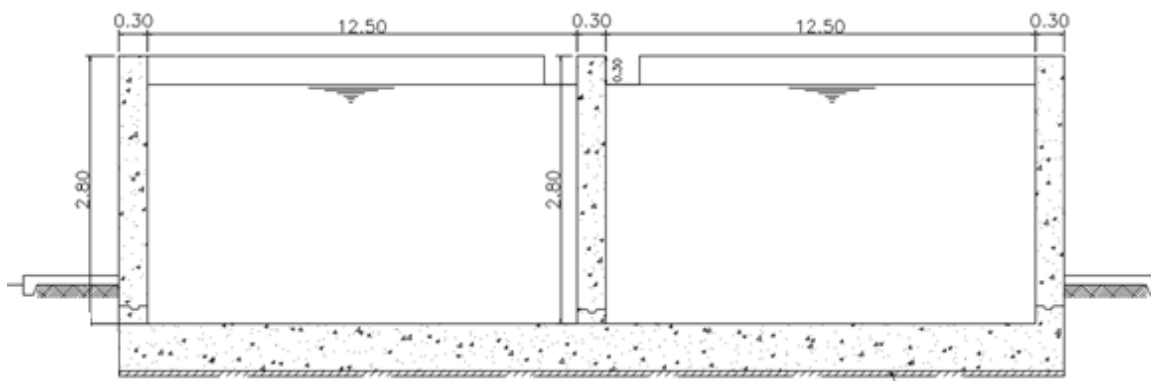


(Nivel fondo – Sistema de drenaje)

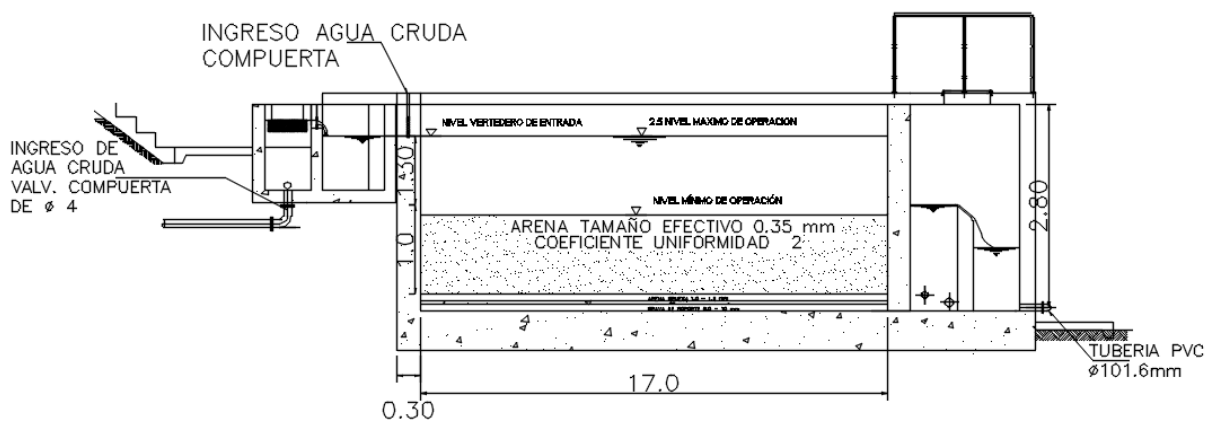


(Sistema de drenaje)

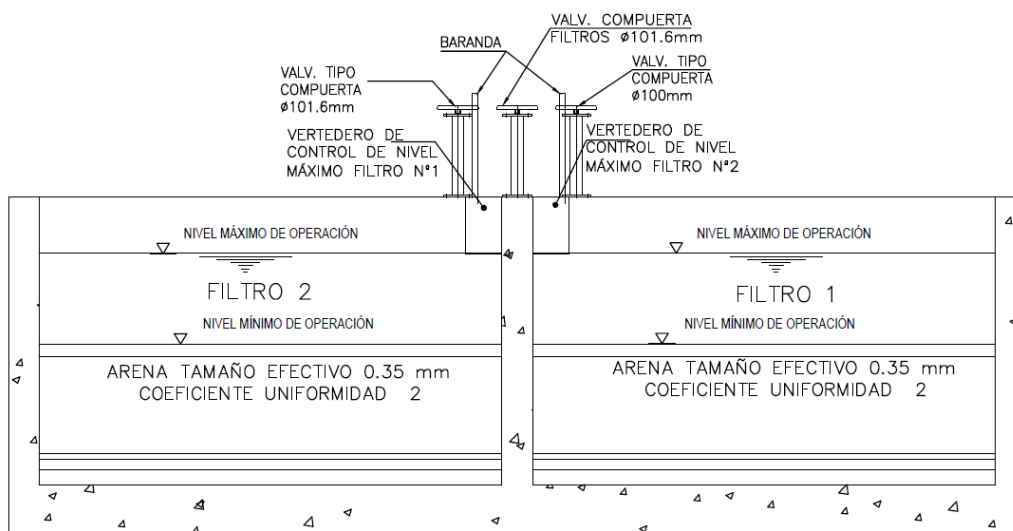
“Apéndice E” “Continuación”



Corte A-A. Filtro Lento



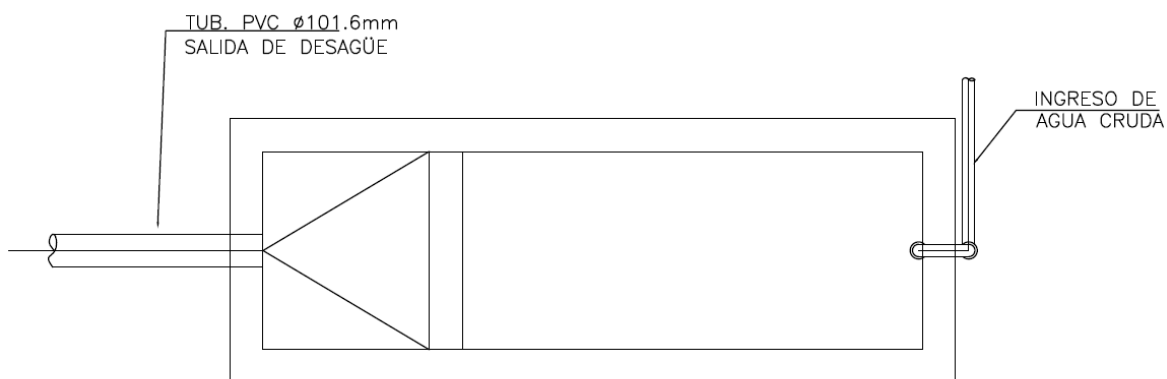
Corte B-B. Filtro Lento (Niveles de operación)



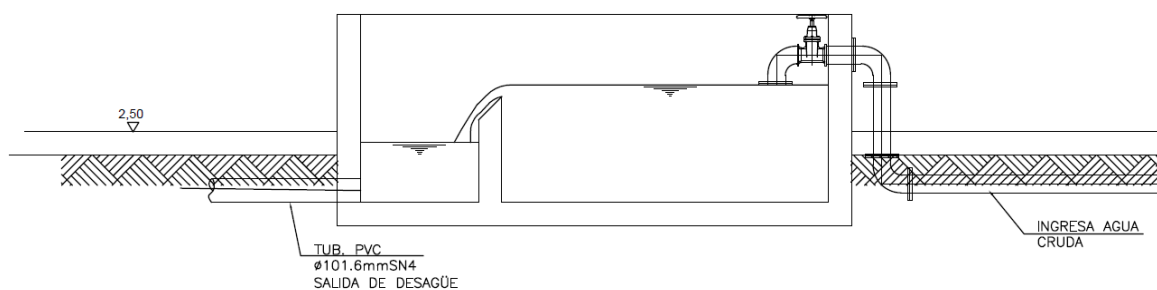
Válvulas Filtro Lento

Fuente: Autores, 2019.

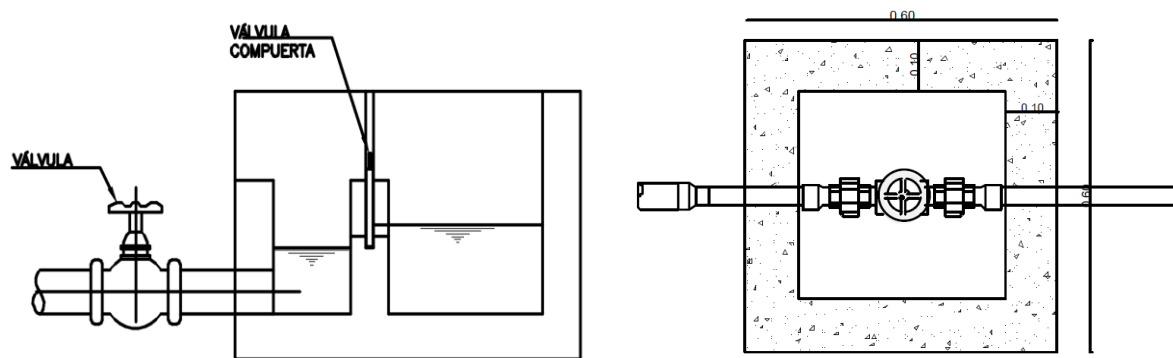
“Apéndice E” “Continuación”



Unidad de lavado de arena de los filtros (Planta)



Ingreso agua cruda/Filtro Lento.



Compuerta/Canal de distribución – Caja para válvulas

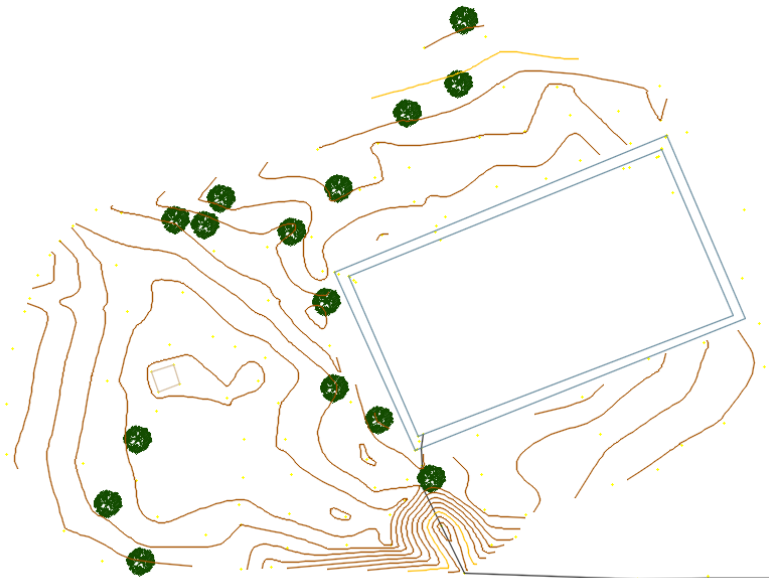
Fuente: Autores, 2019.

Apéndice F. Planos Topográficos

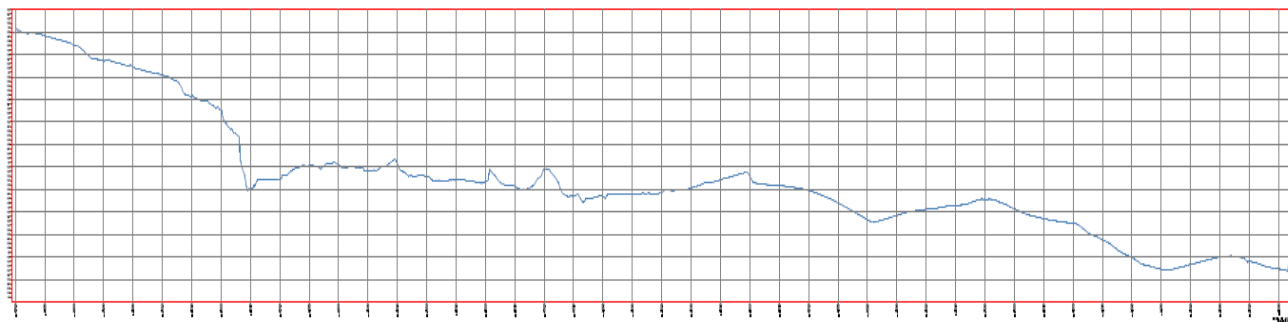
Fuente: Autores, 2019.

“Apéndice F” “Continuación”

Topografía zona para captación



Topografía zona para tanque de almacenamiento y planta de tratamiento



Perfil topográfico

Fuente: Autores, 2019.

Apéndice G. Análisis de Precios Unitarios (A.P.U.)

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
-------------------------------	--	--	--	--	--

<u>Proyecto</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña				
ÍTEM:	1.1	Localización y replanteo (4 m * 5 m)	Unidad	M2	

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 342.93	
Sub-Total					\$ 342.93

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Puntillas de 2½" - 3"	Lb	3,000.00	0.05	\$ 150.00	
Madera redonda	Und	7,000.00	0.1	\$ 700.00	
Tira de madera 1"x2"	Und	7,000.00	0.05	\$ 350.00	
Desperdicio: 3% Vr. Materiales				\$ 36.00	
Sub-Total					\$ 1,236.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	60	\$ 1,688.41	
OBrero (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	78	\$ 1,740.85	
Sub-Total						\$ 3,429.26
Total Costo Directo						\$ 5,008.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>Proyecto</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	1.2	Manejo y desvío de aguas. Incluye mano de obra, materiales (sacos) y herramienta con material de la zona	Unidad	BTO

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 112.56	
				Sub-Total	\$ 112.56

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
SACOS	UND	\$ 500.00	1	\$ 500.00	
				Sub-Total	\$ 500.00

III. TRANSPORTES

Material	Unid	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
						Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prest.	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	60.00	\$ 1,125.61	
				Sub-Total	\$ 1,125.61	
				Total Costo Directo	\$ 1,738.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	1.3	Excavación manual (5 m * 4 m * 1,5 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 15,758.47	
Sub-Total					\$ 15,758.47

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Sub-Total					\$ -

III. TRANSPORTES

Material	Unid	Cant.	Distancia Km	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total							\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	1.50	\$ 90,048.40	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	1.50	\$ 67,536.30	
Sub-Total					\$ 157,584.71	
Total Costo Directo					\$ 173,343.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	1.4	Suministro e instalación de rejilla en marco metálico (0.5 m x 0.75 m)	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 844.20	
Sub-Total					\$ 844.20

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Rejilla	UND	80,000.00	1.00	\$ 80,000.00	
Sub-Total					\$ 80,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Unid	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
							Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prest.	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Obrero (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	8.00	\$ 8,442.04	
Sub-Total						\$ 8,442.04
Total Costo Directo						\$ 89,286.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	1.5	Concreto Reforzado 2500 PSI (1,7 m ² * 2,1 m) + (3 m ² * 1,3 m) + (0,7 m ² * 0,7 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,390.45	
Sub-Total					\$ 1,390.45

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
		\$		\$	
CONCRETO REFORZADO 2500 PSI	M3	366,550.00	1	366,550.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 18,697.50	
Sub-Total					\$ 392,647.5

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3- Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	17.00	\$ 7,945.45	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	17.00	\$ 5,959.09	
Sub-Total					\$ 13,904.53	
Total Costo Directo					\$ 407,942.0	

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	1.6	Tubería de desagüe Ø 8"	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,302.35	
Sub-Total					\$ 7,302.3

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 8"	ML	\$ 1,062,123.00	0.1667	\$ 177,055.90	
Sub-Total					\$ 177,055.9

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,727.71	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,295.78	
Sub-Total						\$ 73,023.50
Total Costo Directo						\$ 257,382.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.1	Localización y replanteo (10 m * 2.6 m)	UNIDAD :	M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 342.93	
				Sub-Total	\$ 342.9

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Puntillas de 2½" - 3"	Lb	3,000.00	0.05	\$ 150.00	
Madera redonda	Und	7,000.00	0.1	\$ 700.00	
Tira de madera 1"x2"	Und	7,000.00	0.05	\$ 350.00	
Desperdicio: 3% Vr. Materiales				\$ 36.00	
				Sub-Total	\$ 1,236.0

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	60	\$ 1,688.41	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	78	\$ 1,740.85	
				Sub-Total	\$ 3,429.2	
				Total Costo Directo	\$ 5,008.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.2	Excavación manual (10 m * 2.6 m * 4.1 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 15,758.47	
				Sub-Total	\$ 15,758.47

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$ -

III. TRANSPORTES

Material	Unid	Cant.	Distancia Km	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
							Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prest.	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	1.50	\$ 90,048.40	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	1.50	\$ 67,536.30	
				Sub-Total	\$ 157,584.7	
				Total Costo Directo	\$ 173,343.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.3	Construcción de muro de pantalla deflectora al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi. (0,1 m * 1,95 m * 1,675 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,390.45	
Sub-Total					\$ 1,390.45

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO REFORZADO 2500 PSI	M3	\$ 366,550.00	1	\$ 366,550.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 18,697.50	
Sub-Total					\$ 392,647.50

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	MI o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	17.00	\$ 7,945.45	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	17.00	\$ 5,959.09	
Sub-Total					\$ 13,904.53	
Total Costo Directo					\$ 407,942.00	

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.4	Construcción de vertedero de salida al interior del tanque en concreto reforzado 2500 psi (0,1 m * 1,95 m * 0,45 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,390.45	
Sub-Total					\$ 1,390.45

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO REFORZADO 2500 PSI	M3	\$ 366,550.00	1	\$ 366,550	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200	
DESPERDICIO				\$ 18,698	
Sub-Total					\$ 392,647.50

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	17.00	\$ 7,945.45	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	17.00	\$ 5,959.09	
Sub-Total						\$ 13,904.53
Total Costo Directo						\$ 407,942.00

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.5	Suministro e instalación de tuberías de PVC 6"	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 6"	ML	\$ 694,185.00	0.1667	\$ 115,720.64	
Sub-Total					\$115,720.64

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total						\$ 72,955.88
Total Costo Directo						\$195,972.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.6	Construcción de las paredes del desarenador en concreto de 3000 psi. (7,1 m ² * 4,1 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 2,780.91	
				Sub-Total	\$ 2,780.91

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO 3000 PSI	M3	\$ 436,294.00	1	\$ 436,294.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 22,184.70	
				Sub-Total	\$ 465,878.70

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (4)	\$ 146,024	185%	\$ 270,145.21	17.00	\$ 15,890.89	
OFICIAL (2)	\$ 109,518	185%	\$ 202,608.91	17.00	\$ 11,918.17	
				Sub-Total	\$ 27,809.07	
				Total Costo Directo	\$ 496,469.00	

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	2.7	Construcción de sobre piso en concreto pobre 2000 psi para pendiente interior para evacuación de lodos para la tubería de lavado. (8,2 m * 1,95 m * 0,3 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO POBRE 2000 PSI	M3	\$ 314,206.00	1	\$ 314,206.00	
Sub-Total					\$ 314,206.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20.00	\$ 5,065.22	
Sub-Total						\$ 11,818.85
Total Costo Directo						\$ 327,207.00

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM:	3.1	Localización y replanteo (893.15 m * 0.5 m)	UNIDAD :	M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 342.93	
Sub-Total					\$ 342.93

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Puntillas de 2½" - 3"	Lb	3,000.00	0.05	\$ 150.00	
Madera redonda	Und	7,000.00	0.1	\$ 700.00	
Tira de madera 1"x2"	Und	7,000.00	0.05	\$ 350.00	
Desperdicio: 3% Vr. Materiales				\$ 36.00	
Sub-Total					\$ 1,236.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	60	\$ 1,688.41	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	78	\$ 1,740.85	
Sub-Total					\$ 3,429.26	
Total Costo Directo					\$ 5,008.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.2	Pintura para protección de tubería (3 manos)	UNIDAD :	GL

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 15,484.90	
Sub-Total					\$ 15,484.90

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
PINTURA	Gal	\$ 37,000.00	1	\$ 37,000.00	
Sub-Total					\$ 37,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (4)	\$ 146,024	185%	\$ 270,145.21	3.05	\$ 88,485.17	
OFICIAL (2)	\$ 109,518	185%	\$ 202,608.91	3.05	\$ 66,363.88	
Sub-Total					\$ 154,849.04	
Total Costo Directo					\$ 207,334.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.3	Construcción de cajas de ventosas ladrillo común (1m * 1m *1 m) *2	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 8,886.36	
Sub-Total					\$ 8,886.36

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
LADRILLO COMÚN	M2	\$ 568.00	48	\$ 27,264.00	
MORTERO 1:4	M3	\$ 80,000.00	0.16	\$ 12,800.00	
Sub-Total					\$ 40,064.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBrero (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	0.76	\$ 88,863.56	
Sub-Total						\$ 88,863.56
Total Costo Directo						\$ 137,814.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.4	Construcción de cajas de purgas ladrillo común (1m * 1m *1 m) *2	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 8,886.36	
				Sub-Total	\$ 8,886.36

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
LADRILLO COMÚN	M2	\$ 568.00	48	\$ 27,264.00	
MORTERO 1:4	M3	\$ 80,000.00	0.16	\$ 12,800.00	
				Sub-Total	\$ 40,064.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	0.76	\$ 88,863.56	
				Sub-Total	\$ 88,863.56	
Total Costo Directo						\$ 137,814.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.5	Suministro e instalación de ventosas Ø 6"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10% MO)				\$ 8,442.04	
Sub-Total					\$ 8,442.04

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
VENTOSA 6"	UND	\$ 6,120,000.0	1	\$ 6,120,000.0	
Sub-Total					\$ 6,120,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total					\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	2.00	\$ 33,768.15	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	2.00	\$ 50,652.23	
Sub-Total					\$ 84,420.38	
Total Costo Directo					\$ 6,212,862.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña		
ÍTEM	3.6	Suministro e instalación de purga Ø 4	UNIDAD : UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 8,442.04	
Sub-Total					\$ 8,442.04

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
PURGA O VÁLVULA DE ALIVIO 4"	UND	\$ 2,270,000.00	1	\$ 2,270,000.00	
Sub-Total					\$ 2,270,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total					\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	2.00	\$ 33,768.15	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	2.00	\$ 50,652.23	
Sub-Total					\$ 84,420.38	
Total Costo Directo					\$ 2,362,862.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.7	Suministro e instalación de purgas PVC Ø 6	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 8,442.04	
Sub-Total					\$ 8,442.04

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
PURGA O VÁLVULA DE ALIVIO 6"	UND	\$ 4,150,000.00	1	\$ 4,150,000.0	
				\$ -	
Sub-Total					\$ 4,150,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	2.00	\$ 33,768.15	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	2.00	\$ 50,652.23	
Sub-Total					\$ 84,420.38	
Total Costo Directo					\$ 4,242,862.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.8	Excavación manual (100 m * 1,55 m * 0,3 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 15,758.4	
				Sub-Total	\$ 15,758.47

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$ -

III. TRANSPORTES

Material	Unid	Cant.	Distancia Km	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
							Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	1.50	\$ 90,048.4	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	1.50	\$ 67,536.3	
					Sub-Total	\$ 157,584.7
					Total Costo Directo	\$ 173,343.0

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.9	Relleno con material común misma excavación (46,5 m ³ - 1,824 m ³)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 15,758.4	
Sub-Total					\$ 15,758.47

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Sub-Total					\$ -

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	1.50	\$ 90,048.4	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	1.50	\$ 67,536.3	
Sub-Total					\$ 157,584.7	
Total Costo Directo					\$ 173,343.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.10	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 6" (aducción)	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
				Sub-Total	\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 6"	ML	\$ 694,185.00	0.1667	\$ 115,720.6	
				Sub-Total	\$ 115,720.64

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
				Sub-Total	\$ 72,955.88	
				Total Costo Directo	\$ 195,972.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.11	Válvula compuerta PVC Ø 4"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 9,455.08	
Sub-Total					\$ 9,455.08

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
VÁLVULA COMPUERTA 4"	UND	\$ 1,238,067.00	1	\$ 1,238,067.00	
Sub-Total					\$ 1,238,067.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total					\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	0.40	\$ 54,029.04	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	0.40	\$ 40,521.78	
Sub-Total					\$ 94,550.82	
Total Costo Directo					\$ 1,342,073.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.12	Válvula compuerta PVC Ø 6"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10% MO)				\$ 9,455.08	
				Sub-Total	\$ 9,455.08

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
VÁLVULA COMPUERTA 6"	UND	\$ 2,054,000.00	1	\$ 2,054,000.00	
				Sub-Total	\$ 2,054,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	0.40	\$ 54,029.04	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	0.40	\$ 40,521.78	
				Sub-Total	\$ 94,550.82	
				Total Costo Directo	\$ 2,158,006.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.13	Tee de paso lateral 4"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TEE PASO LATERAL 4"	UND	\$ 14,570.00	1	\$ 14,570.0	
Sub-Total					\$ 14,570.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20	\$ 5,065.22	
Sub-Total						\$ 11,818.85
Total Costo Directo						\$ 27,571.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.14	Tee de paso directo 6"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TEE 6"	UND	\$ 133,430.00	1	\$ 133,430.00	
Sub-Total					\$ 133,430.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20	\$ 5,065.22	
Sub-Total						\$ 11,818.85
Total Costo Directo						\$ 146,431.0

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña		
ÍTEM	3.15	Suministro e instalación accesorios conducción 4"	UNIDAD : UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACCESORIOS PVC 4"	UND	\$ 79,666.00	1	\$ 79,666.0	
Sub-Total					\$ 79,666.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3- Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	101,304.46	20	\$ 5,065.22	
Sub-Total					\$ 11,818.8	
Total Costo Directo					\$ 92,667.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.16	Suministro e instalación accesorios conducción 6"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACCESORIOS PVC 6"	UND	\$ 152,645.00	1	\$ 152,645.00	
Sub-Total					\$ 152,645.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20	\$ 5,065.22	
Sub-Total					\$ 11,818.85	
Total Costo Directo					\$ 165,646.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.17	Suministro e instalación tubería desagüe PVC 6" (Aducción y conducción)	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 6"	ML	\$ 694,185.00	0.1667	\$ 115,720.64	
Sub-Total					\$ 115,720.64

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	MI o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 195,972.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.18	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 4" (Conducción)	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
				Sub-Total	\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 4"	ML	\$ 326,247.00	0.16666667	\$ 54,374.50	
				Sub-Total	\$ 54,374.50

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
				Sub-Total	\$ 72,955.88	
				Total Costo Directo	\$ 134,626.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	3.19	Suministro e instalación de tubería PVC Ø 6" (Conducción)	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 4"	ML	\$ 694,185.00	0.1667	\$ 115,720.64	
Sub-Total					\$ 115,720.64

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 195,972.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.1	Localización y replanteo (25 m x 17 m)	UNIDAD :	M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 342.93	
				Sub-Total	\$ 342.93

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Puntillas de 2½" - 3"	Lb	3,000.00	0.05	\$ 150.00	
Madera redonda	Und	7,000.00	0.1	\$ 700.00	
Tira de madera 1"x2"	Und	7,000.00	0.05	\$ 350.00	
Desperdicio: 3% Vr. Materiales				\$ 36.00	
				Sub-Total	\$ 1,236.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
						Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	60	\$ 1,688.41	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	78	\$ 1,740.85	
				Sub-Total	\$ 3,429.26	
				Total Costo Directo	\$ 5,008.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.2	Excavación con máquina (25 m x 17 m x 2.0 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROEXCAVADORA MOTOR 62 HP		\$ 90,000.00	0.06	5,400.00	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 202.6	
				Sub-Total	\$ 5,602.6

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
RETROEXCAVADORA MOTOR 62 HP	M3	\$ 92,943.41	0.01	\$ 929.4	
				Sub-Total	\$ 929.4

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3- Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Ayudante	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	0.030	\$ 2,026.0	
				Sub-Total	\$ 2,026.0	
				Total Costo Directo	\$ 8,558.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.3	Concreto reforzado muros 3000 psi (29.76 m2 x 2.8 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 2,780.91	
Sub-Total					\$ 2,780.91

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO 3000 PSI	M3	\$ 436,294.00	1	\$ 436,294.0	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 22,184.70	
Sub-Total					\$ 465,878.70

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (4)	\$ 146,024	185%	\$ 270,145.21	17.00	\$ 15,890.89	
OFICIAL (2)	\$ 109,518	185%	\$ 202,608.91	17.00	\$ 11,918.17	
Sub-Total					\$ 27,809.07	
Total Costo Directo					\$ 496,469.0	

<p>Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.</p>
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.4	Construcción de vertederos en concreto reforzado 2500 psi (2.3 m x 0.15 x 1.2 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,390.45	
Sub-Total					\$ 1,390.45

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO REFORZADO 2500 PSI	M3	\$ 366,550.00	1	\$ 366,550.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 18,697.50	
Sub-Total					\$ 392,647.50

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	17.00	\$ 7,945.45	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	17.00	\$ 5,959.09	
Sub-Total					\$ 13,904.53	
Total Costo Directo					\$ 407,942.00	

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.5	Arena del lecho filtrante (25 m x 17 m x 1 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 3,376.82	
Sub-Total					\$ 3,376.82

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ARENA FINA	M3	\$ 53,000.00	1	\$ 53,000.00	
Sub-Total					\$ 53,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total					\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBrero (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 292,049	185%	\$ 540,290.43	20.00	\$ 27,014.52	
Sub-Total					\$ 33,768.15	
Total Costo Directo					\$ 90,145.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.6	Grava del lecho filtrante (25 m x 17 m x 0.15 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 11,256.0	
Sub-Total					\$ 11,256.05

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
GRAVA	M3	\$ 52,500.00	1	\$ 52,500.0	
Sub-Total					\$ 52,500.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3- Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$73,012	185%	\$ 135,072.61	6.00	\$ 22,512.1	
OFICIAL (1)	#####	185%	\$ 540,290.43	6.00	\$ 90,048.4	
Sub-Total					\$ 112,560.51	
Total Costo Directo					\$ 176,317.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.7	Arena gruesa lecho filtrante (25 m x 17 m x 0.05)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 11,256.05	
				Sub-Total	\$ 11,256.05

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
GRAVA	M3	\$ 55,000.00	1	\$ 55,000.00	
				Sub-Total	\$ 55,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	6.00	\$ 22,512.10	
OFICIAL (1)	\$ 292,049	185%	\$ 540,290.43	6.00	\$ 90,048.40	
				Sub-Total	\$ 112,560.51	
				Total Costo Directo	\$ 178,817.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.8	Suministro e instalación de tubería sanitaria Ø 4"	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO SANITARIA 4"	ML	\$ 127,861.00	0.166666667	\$ 21,310.17	
Sub-Total					\$ 21,310.17

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 101,562.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.9	Suministro e instalación de tubería sanitaria perforada Ø 4" para sistema de drenaje	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.5	
				Sub-Total	\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO SANITARIA 4" (PERF.)	ML	\$ 153,433.20	0.166667	\$ 25,572.2	
				Sub-Total	\$ 25,572.20

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.0	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.8	
				Sub-Total	\$ 72,955.88	
				Total Costo Directo	\$ 105,824.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña		
ÍTEM	4.10	Válvula compuerta PVC Ø 4"	UNIDAD : UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 9,455.08	
Sub-Total					\$ 9,455.08

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
VÁLVULAS COMPUERTA 4"	UND	\$ 1,238,067.00	1	\$ 1,238,067.0	
Sub-Total					\$ 1,238,067.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	0.40	\$ 54,029.04	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	0.40	\$ 40,521.78	
Sub-Total					\$ 94,550.82	
Total Costo Directo					\$ 1,342,073.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.11	Cama o cimentación de la tubería (25 m x 17 m x 0.05 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 2,780.91	
				Sub-Total	\$ 2,780.91

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO 3000 PSI	M3	\$ 436,294	1	\$ 436,294	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000	0.5	\$ 6,000	
PUNTILLAS	LB	4,000	0.3	\$ 1,200	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000	0.05	\$ 200	
DESPERDICIO				\$ 22,184.7	
				Sub-Total	\$465,878.70

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	MI o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
				Sub-Total	\$	-

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (4)	\$ 146,024	185%	\$ 270,145.21	17.00	\$ 15,890.89	
OFICIAL (2)	\$ 109,518	185%	\$ 202,608.91	17.00	\$ 11,918.17	
				Sub-Total	\$ 27,809.07	
				Total Costo Directo	\$ 496,469.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	4.12	Suministro e instalación accesorios 4"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10% MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACCESORIOS TUB. SANIT. 4"	UND	\$ 14,560.00	1	\$ 14,560.00	
Sub-Total					\$ 14,560.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20	\$ 5,065.22	
Sub-Total					\$ 11,818.85	
Total Costo Directo					\$ 27,561.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM:	5.1	Localización y replanteo (35 m * 14 m)	UNIDAD :	M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 342.93	
				Sub-Total	\$ 342.93

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Puntillas de 2½" - 3"	Lb	3,000.00	0.05	\$ 150.00	
Madera redonda	Und	7,000.00	0.1	\$ 700.00	
Tira de madera 1"x2"	Und	7,000.00	0.05	\$ 350.00	
Desperdicio: 3% Vr. Materiales				\$ 36.00	
				Sub-Total	\$ 1,236.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	60	\$ 1,688.41	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	78	\$ 1,740.85	
				Sub-Total	\$ 3,429.26	
				Total Costo Directo	\$ 5,008.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	5.2	Excavación con máquina (35 m x 14 m x 2,5 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROEXCAVADORA MOTOR 62 HP		\$ 90,000.00	0.06	5,400.00	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 202.6	
Sub-Total					\$ 5,602.61

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
RETROEXCAVADORA MOTOR 62 HP	M3	\$ 92,943.41	0.01	\$ 929.4	
Sub-Total					\$ 929.43

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total					\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Ayudante	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	0.030	\$ 2,026.0	
Sub-Total					\$ 2,026.0	
Total Costo Directo					\$ 8,558.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	5.3	Construcción cajas para válvulas (1,2 m ² * 1,5 m) *3 + (1,48m ² * 4,55 m) * 3	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 4,727.54	
Sub-Total					\$ 4,727.54

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO REFORZADO 2500 PSI	M3	\$ 366,550.00	1	\$ 366,550.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 18,697.50	
Sub-Total					\$ 392,647.5

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	5.00	\$ 27,014.52	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	5.00	\$ 20,260.89	
Sub-Total					\$ 47,275.41	
Total Costo Directo					\$ 444,650.0	

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	5.4	Concretos reforzado muros 3000 psi (67,467 m ² * 4,5 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 2,780.91	
Sub-Total					\$ 2,780.91

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO 3000 PSI	M3	\$ 436,294.00	1	\$ 436,294.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 22,184.70	
Sub-Total					\$ 465,878.70

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	MI o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (4)	\$ 146,024	185%	\$ 270,145.21	17.00	\$ 15,890.89	
OFICIAL (2)	\$ 109,518	185%	\$ 202,608.91	17.00	\$ 11,918.17	
Sub-Total						\$ 27,809.07
Total Costo Directo						\$ 496,469.00

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	5.5	Escalinatas	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 844.20	
Sub-Total					\$ 844.20

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACERO PARA ESCALINATA 3/4	ML	\$ 36,300.00	1	\$ 36,300.00	
Sub-Total					\$ 36,300.0

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3- Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (1)	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	20.00	\$ 3,376.82	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20.00	\$ 5,065.22	
Sub-Total					\$ 8,442.04	
Total Costo Directo					\$ 45,586.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	5.6	Suministro e instalación de tuberías de PVC 6"	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO SANITARIA 6"	ML	\$ 270,765.00	0.1667	\$ 45,136.53	
Sub-Total					\$ 45,136.53

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total						\$ 72,955.88
Total Costo Directo						\$ 125,388..0

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM:	6.1	Localización y replanteo (1887.66 m x 0.5 m)	UNIDAD :	M2

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 342.93	
				Sub-Total	\$ 342.93

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
Puntillas de 2½" - 3"	Lb	3,000.00	0.05	\$ 150.00	
Madera redonda	Und	7,000.00	0.1	\$ 700.00	
Tira de madera 1"x2"	Und	7,000.00	0.05	\$ 350.00	
Desperdicio: 3% Vr. Materiales				\$ 36.00	
				Sub-Total	\$ 1,236.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.		
						Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	60	\$ 1,688.41	
OBrero (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	78	\$ 1,740.85	
				Sub-Total	\$ 3,429.26	
				Total Costo Directo	\$ 5,008.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.2	Excavación con máquina (1887.66 m * 0.5 m * 0.8 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
RETROEXCAVADORA MOTOR 62 HP		\$ 90,000.00	0.06	5,400.00	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 202.6	
Sub-Total					\$ 5,602.61

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
RETROEXCAVADORA MOTOR 62 HP	M3	\$ 92,943.41	0.01	\$ 929.4	
Sub-Total					\$ 929.43

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3- Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
Ayudante	\$ 36,506	185%	\$ 67,536.30	0.030	\$ 2,026.0	
Sub-Total						\$ 2,026.0
Total Costo Directo						\$ 8,558.0

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.3	Suministro e instalación de tuberías de PVC.	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 2" RDE 26	ML	\$ 78,980.00	0.16666667	\$ 13,163.33	
Sub-Total					\$ 13,163.33

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 93,415.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña		
ÍTEM	6.4	Suministro e instalación de tuberías de PVC.	UNIDAD : ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 3" RDE 26	ML	\$ 155,920.00	0.166666667	\$ 25,986.67	
Sub-Total					\$ 25,986.67

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 106,238.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.5	Suministro e instalación de tuberías de PVC 4"	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBERÍA PVC 4"	ML	\$ 326,247.00	0.166666667	\$ 54,374.50	
Sub-Total					\$ 54,374.50

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 134,626.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.6	Suministro e instalación de tuberías de PVC 6"	UNIDAD :	ML

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 7,295.59	
Sub-Total					\$ 7,295.59

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
TUBO PVC 6" RDE 21	ML	\$ 694,185.00	0.1667	\$ 115,720.64	
Sub-Total					\$ 115,720.64

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	MI o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	3.24	\$ 41,689.08	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	3.24	\$ 31,266.81	
Sub-Total					\$ 72,955.88	
Total Costo Directo					\$ 195,972.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.7	Suministro e instalación de hidrantes	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 19,863.6	
Sub-Total					\$ 19,863.6

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
HIDRANTE TIPO POSTE 4" (101.6 mm)	Und	\$ 2,330,000	1	\$ 2,330,000	
Sub-Total					\$ 2,330,00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	1.19	\$ 113,506.3	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	1.19	\$ 85,129.7	
Sub-Total						\$ 198,636.
Total Costo Directo						\$ 2,548,500

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

<u>PROYECTO</u>	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.8	Relleno con material común misma excavación (1887.66 m x 0.5 m x 0.2 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 15,758.47	
				Sub-Total	\$ 15,758.47

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				Sub-Total	\$ -

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					Sub-Total	\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$73,012	185%	\$ 135,072.61	1.50	\$ 90,048.40	
OFICIAL (1)	\$54,759	185%	\$ 101,304.46	1.50	\$ 67,536.30	
					Sub-Total	\$ 157,584.71
					Total Costo Directo	\$ 173,343.00

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.9	Suministro e instalación de accesorios en PVC 4"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 1,181.89	
Sub-Total					\$ 1,181.89

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
ACCESORIOS PVC 4"	UND	\$ 79,666.00	1	\$ 79,666.00	
Sub-Total					\$ 79,666.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
						Sub-Total
						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	20.00	\$ 6,753.63	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	20	\$ 5,065.22	
Sub-Total					\$ 11,818.85	
Total Costo Directo					\$ 92,667.00	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.10	Construcción de cajas para válvulas Concreto Reforzado 2500 psi (1.6 m x 0.5 m)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 4,727.54	
Sub-Total					\$ 4,727.54

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
CONCRETO REFORZADO 2500 PSI	M3	\$ 366,550.00	1	\$ 366,550.00	
TABLA MADERA	UND	\$ 12,000.00	0.5	\$ 6,000.00	
PUNTILLAS	LB	4,000.00	0.3	\$ 1,200.00	
ALAMBRE NEGRO	KG	4,000.00	0.05	\$ 200.00	
DESPERDICIO				\$ 18,697.50	
Sub-Total					\$ 392,647.5

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBRERO (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	5.00	\$ 27,014.52	
OFICIAL (1)	\$ 54,759	185%	\$ 101,304.46	5.00	\$ 20,260.89	
Sub-Total						\$ 47,275.41
Total Costo Directo						\$ 444,650.0

Observaciones: No incluye acero, debido a que el diseño estructural no se encuentra contemplado en el alcance del proyecto. Los espesores fueron considerados según normativas contempladas bajo el marco legal del presente proyecto.
--

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	6.11	Válvula compuerta PVC Ø 4"	UNIDAD :	UND

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 9,455.08	
Sub-Total					\$ 9,455.08

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
VÁLVULAS 4"	UND	\$1,238,067.00	1	\$ 1,238,067.00	
Sub-Total					\$ 1,238,067.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total					\$ -	

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$73,012	185%	\$ 135,072.61	0.40	\$ 54,029.04	
OFICIAL (1)	\$54,759	185%	\$ 101,304.46	0.40	\$ 40,521.78	
Sub-Total					\$ 94,550.82	
Total Costo Directo					\$ 1,342,073.0	

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO	Presupuesto Sistema de Acueducto Independiente, Planta de Tratamiento y Red de Distribución para la Universidad Francisco de Paula Santander Ocaña			
ÍTEM	7.1	Limpieza y retiro de escombros y material sobrante de excavación. Incluye cargue, transporte, herramienta menor y mano de obra. (25*17*1.5)+(35*14*3.5)	UNIDAD :	M3

I. EQUIPO

Descripción	Tipo	Tarifa/día	Rendimiento	Valor-Unit.	
HERRAMIENTO MENOR (10%MO)				\$ 500.27	
Sub-Total					\$ 500.27

II. MATERIALES EN OBRA

Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
VOLQUETA 6 M3	M3	\$ 18,000.00	1	\$ 18,000.00	
Sub-Total					\$ 18,000.00

III. TRANSPORTES

Material	Cant.	Distancia	Ml o m3-Km	Tarifa	Valor-Unit.	
					0.00	
Sub-Total						\$ -

IV. MANO DE OBRA

Trabajador	Jornal	Prestaciones	Jornal Total	Rendimiento	Valor-Unit.	
OBREROS (2)	\$ 73,012	185%	\$ 135,072.61	27.00	\$ 5,002.69	
Sub-Total						\$ 5,002.69
Total Costo Directo						\$ 23,503.00

Apéndice H. Cantidades de obra totales por unidad de medida

Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Localización y replanteo	M2	4.00	5.00		20.00		1.0	20.00
	M2	10.00	2.60		26.00		1.0	26.00
	M2	893.15	0.50		446.58		1.0	446.575
	M2	17.00	12.50		212.50		2.0	425.00
	M2	35.00	14.00		490.00		1.0	490.00
	M2	1887.66	0.50		943.83		1.0	943.83
Total Acumulado								2351.405

Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Manejo y desvío de aguas	BTO	-	-	-	-	-	8.0	8.00
Total Acumulado								8.00

Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Excavación manual	M3	5.00	4.00	1.50	20.00	30	1.00	30.00
	M3	10.00	2.60	4.10	26.00	106.6	1.0	106.60
	M3	100.00	1.55	0.30	155.00	46.5	1.0	46.50
Total Acumulado								183.100

Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Suministro e instalación de rejilla	UND	-	-	-	-	-	1.0	1.0
Total Acumulado								1.00

Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Concreto reforzado 2500 psi	M3			2.10	1.70	3.57	1.0	3.57
	M3			1.30	3.00	3.9	1.0	3.90
	M3			0.70	0.70	0.49	1.0	0.49
	M3	1.95	1.68	0.10	3.27	0.326625	2.0	0.65325
	M3	1.95	0.45	0.10	0.88	0.08775	1.0	0.08775
	M3	2.3	0.15	1.20	0.35	0.414	6.0	2.484
	M3			1.50	1.20	1.8	3.0	5.40
	M3			4.55	1.48	6.734	3.0	20.20
	M3			0.50	1.60	0.8	1.0	0.80
Total Acumulado								37.587

Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área	Volumen	Cantidad	Total
----------------------	-----	-------------	--	--	------	---------	----------	-------

		Long	Ancho	Alto	(m ²)	(m ³)		
Tubería de desagüe 8"	ML	10.00					1.0	10.00
							Total Acumulado	10.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
	ML	90.00					1.0	90.00
	ML	6.00					1.0	6.00
Tubería PVC 6"	ML	648.595					1.0	648.595
	ML	100.00					1.0	100.00
	ML	102.27					1.0	102.27
							Total Acumulado	946.865
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
	M3			4.10	7.10	29.11	1.0	29.11
Concreto reforzado	M3	25.00	0.30	2.80	7.50	21	2.0	42.00
3000 psi	M3	16.40	0.30	2.80	4.92	13.776	3.0	41.328
	M3	17.00	12.50	0.05	212.50	10.625	2.0	21.25
	M3			4.50	67.47	303.6015	1.0	303.6015
							Total Acumulado	437.290
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Concreto reforzado	M3	8.20	1.95	0.30	15.99	4.797	1.0	4.797
2000 psi							Total Acumulado	4.797
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Pintura para protección de tubería	GL						5.8	5.80
							Total Acumulado	5.80
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Construcción cajas para válvulas en ladrillo común	M3	1.00	1.00	1.00	1.00	1	2.0	2.00
	M3	1.00	1.00	1.00	1.00	1	2.0	2.00
							Total Acumulado	4.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Suministro e instalación ventosas 6"	UND						2.0	2.00
							Total Acumulado	2.00

Suministro accesorios PVC 4"	UND						34.0	34.00
	UND						10.0	10.00
							Total Acumulado	44.00
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Suministro accesorios PVC 6"	UND						33.0	33.00
							Total Acumulado	33.00
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Tubería PVC 4"	ML	244.555					1.0	244.555
	ML	1215.30					1.0	1215.30
							Total Acumulado	1459.855
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Excavación con máquina	M3	17.00	12.50	2.00	212.50	425	2.0	850.00
	M3	35.00	14.00	3.50	490.00	1715	1.0	1715.00
	M3	30.00	0.50	1.50	15.00	22.5	1.0	22.50
	M3	50.00	0.50	3.50	25.00	87.5	1.0	87.50
	M3	1887.66	0.50	0.80	943.83	755.064	1.0	755.064
							Total Acumulado	3430.064
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Arena Lecho filtrante	M3	17.00	12.50	1.00	212.50	212.5	2.0	425.00
							Total Acumulado	425.00
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Grava Lecho filtrante	M3	17.00	12.50	0.15	212.50	31.875	2.0	63.75
							Total Acumulado	63.750
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Arena gruesa lecho filtrante	M3	17.00	12.50	0.05	212.50	10.625	2.0	21.25
							Total Acumulado	21.250
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				

Tubería Sanitaria 4"	ML	17.00					2.0	34.00
							Total Acumulado	34.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Tubería Sanitaria Perforada 4"	ML	12.10					32.0	387.20
							Total Acumulado	387.20
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Accesorios Tub. Sanitaria 4"	UND						34.0	34.00
							Total Acumulado	34.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Escalinatas	ML	14.00					1.0	14.00
							Total Acumulado	14.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Tubería de desagüe Ø 6"	ML	50.00					1.0	50.00
							Total Acumulado	50.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Tubería PVC 2"	ML	280.20					1.0	280.20
							Total Acumulado	280.20
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Tubería PVC 3"	ML	289.89					1.0	289.89
							Total Acumulado	289.890
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Hidrantes	UND						3.0	3.00
							Total Acumulado	3.00
Descripción del Ítem	Und	Long	Dimensiones		Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
			Ancho	Alto				
Válvulas de corte y/o	UND						14.0	14.00

cierre

							Total Acumulado	14.00
Descripción del Ítem	Und	Dimensiones			Área (m ²)	Volumen (m ³)	Cantidad	Total
		Long	Ancho	Alto				
Retiro material	M3	25.00	17.00	1.50	425.00	637.5	1.0	701.25
sobrante	M3	35.00	14.00	3.50	490.00	1715	1.0	1886.50
							Total Acumulado	2587.750