

DIAGNÓSTICO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL
MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ: CAPTACIÓN DEL RÍO BARRO BLANCO,
ADUCCIÓN, DESARENADOR Y LÍNEA DE CONDUCCIÓN PRINCIPAL

SEBASTIAN DAVID LEÓN REINA

CÓDIGO:504840

NICOLAS MAURICIO SABOGAL BELTRAN

CÓDIGO:505405

UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL

BOGOTÁ, D. C.

2019

DIAGNOSTICO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL
MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ: CAPTACIÓN DEL RÍO BARRO BLANCO,
ADUCCIÓN Y DESARENADOR

SEBASTIAN DAVID LEÓN REINA
NICOLAS MAURICIO SABOGAL BELTRAN

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

DIRECTOR
HENRY ALBERTO CORDOBA ROMERO
INGENIERO CIVIL

UNIVERSIDAD CATOLICA DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ, D. C
2019



Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

La presente obra está bajo una licencia:

Atribución-NoComercial-SinDerivadas 2.5 Colombia (CC BY-NC-ND 2.5)

Para leer el texto completo de la licencia, visita:

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/2.5/co/>

Usted es libre de:



Compartir - copiar, distribuir, ejecutar y comunicar públicamente la obra

Bajo las condiciones siguientes:



Atribución — Debe reconocer los créditos de la obra de la manera especificada por el autor o el licenciante (pero no de una manera que sugiera que tiene su apoyo o que apoyan el uso que hace de su obra).



No Comercial — No puede utilizar esta obra para fines comerciales.



Sin Obras Derivadas — No se puede alterar, transformar o generar una obra derivada a partir de esta obra.

NOTA DE ACEPTACIÓN

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Firma del jurado

Bogotá D.C 16 de noviembre 2019

TABLA DE CONTENIDO

GLOSARIO	13
INTRODUCCIÓN	14
1. GENERALIDADES.....	15
1.1. ANTECEDENTES	15
1.2 INFORMACION DEL MUNICIPIO	17
1.2.1 Localización y geografía.....	17
1.2.2 Climatología	18
1.2.3 Hidrografía.....	20
1.2.4 Demografía.....	21
1.2.5 Aspectos económicos	21
1.3 CONDICIONES ACTUALES.....	22
1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	26
1.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	26
1.4.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	26
1.5 OBJETIVOS.....	27
1.5.1 Objetivo general	27
1.5.2 Objetivos específicos.....	27
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	28
1.7 ALCANCE Y LIMITACIÓN.....	31
1.8 MARCO DE REFERENCIA.....	32
1.8.1 MARCO TEORICO.....	32
1.8.2 MARCO CONCEPTUAL	36
1.8.3 MARCO LEGAL	38
1.8.4 ESTADO DEL ARTE.....	39
2. DIAGNÓSTICO DE LAS ESTRUCTURAS	43
2.1 DIAGNÓSTICO DE LA BOCATOMA DE FONDO	43
2.1.1 Diagnóstico Hidráulico.	43
2.1.2 Diagnóstico Físico	44
2.2 DIAGNÓSTICO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN	49
2.2.1 Diagnóstico Hidráulico.	49
2.2.2 Diagnóstico Físico	49

2.3 DIAGNOSTICO DEL TANQUE DESARENADOR	50
2.3.1 Diagnóstico Hidráulico	50
2.3.2 Diagnóstico Físico	51
3. ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO Y RE-DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS	56
3.1 ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO	56
3.2 PROYECCIONES POBLACIONALES.....	56
3.2.1 Método lineal o aritmético	56
3.2.2 Método geométrico	59
3.2.3 Método exponencial.....	60
3.3 DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS.....	67
3.3.1 ESCENARIO 1	67
3.3.2 ESCENARIO 2	116
4. ANALISIS DE RESULTADOS.....	160
4.1 ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO	160
4.1.1 <i>BOCATOMA DE FONDO</i>	167
4.1.2 LINEA DE ADUCCION	167
4.1.3 DESARENADOR	168
5. MODELACION EN EPANET	169
6. PRESUPUESTO.....	171
CONCLUSIONES	178
RECOMENDACIONES.....	180
REFERENCIAS	181
ANEXOS	185

TABLA DE IMÁGENES

Imagen 1. Ubicación Fusagasugá.	17
Imagen 2. Climograma Fusagasugá	18
Imagen 3. Temperatura Fusagasugá (temperatura vs Meses del año)	19
Imagen 4. Ríos Existentes	20
Imagen 5. Población Existente y Existente por Sexos	21
Imagen 6. Rio Barro Blanco.	23
Imagen 7. Planta Pekín.	24
Imagen 8. Ubicación Rio Barro Blanco.	25
Imagen 9. Captación Río Barro Blanco.	25
Imagen 10. Espacio Geográfico Municipio de Fusagasugá	31
Imagen 11: Marco conceptual del proyecto	36
Imagen 12. Mejoramiento de un Sistema de Acueducto	41
Imagen 13. Rejilla de Captación.	45
Imagen 14. Residuos de la Rejilla por Falta de Mantenimiento.	46
Imagen 15. Paredes de Contención de la Bocatoma.	47
Imagen 16. Fallas de la compuerta Bocatoma – Aducción.	48
Imagen 17. Tanque Desarenador.	52
Imagen 18. Pantallas de Perforación.	53
Imagen 19. Escaleras de Gato en el Desarenador.	54
Imagen 20. Vástago del Módulo.	55
Imagen 21. Proyecciones de Población Municipales por Área.	58
Imagen 22 línea de bocatoma- planta Pekín	108
Imagen 23 perfil de conducción.	108
Imagen 24 Empuje de trabajo	109
Imagen 25 tazado línea bocatoma-Planta Pekín.	153
Imagen 26 Perfil línea de conducción.	154
Imagen 27 Empuje de trabajo o nominal.	154
Imagen 28 modelación tanque-conducción-salida	170
Imagen 29 Tabla de resultados tanque-nodo	170
Imagen 30 Presiones-vel	171

TABLA DE TABLAS

Tabla 1. Abreviaturas.....	12
Tabla 2. Perfil Económico Región del Sumapaz	22
Tabla 3 Cuadro Resumen: Ejercicio Calculo De Caudales Requeridos Utilizando Modulos De Consumo	29
Tabla 4 Caudal uso doméstico y total	30
Tabla 5. Dotación Pura Máxima por Habitante Según la Altura Sobre el Nivel del Mar	32
Tabla 6. Dimensiones Existentes de la Bocatoma	43
Tabla 7. Dimensiones Existentes de la Línea de Aducción.....	49
Tabla 8. Dimensiones Existentes del Tanque Desarenador.....	50
Tabla 9. Censo vs Habitantes	56
Tabla 10. Método, Población y Pata Poblacional.	64
Tabla 11. Dotación pura máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.	65
Tabla 12 Valores Máximos Mensuales de Caudales (m3/s) de la Estación Providencia, Fusagasugá.....	77
Tabla 13. Valores Medios Mensuales de Caudales Estación Providencia, Fusagasugá	78
Tabla 17. Parámetros de diseño.	95
Tabla 18. Condición de operación de los módulos.....	96
Tabla 19. Vertedero de salida.....	98
Tabla 20. Pantalla de Salida.	98
Tabla 22 capacidad lodos.	99
Tabla 27. Desaprovechamiento por las pantallas inicial y final.....	104
Tabla 29. Datos de entrada	107
Tabla 30. Empuje de diseño.....	109
Tabla 31. Datos de tubería.....	109
Tabla 32. Calculo de diámetro	110
Tabla 33. Alternativa de diseño tubería de 14"	110
Tabla 34. Alternativa de diseño para tubería de 16"	111
Tabla 35. Carga hidráulica total	111
Tabla 36. Calculo de pérdidas de energía.....	111
Tabla 37. Perdidas por válvulas de control	112
Tabla 38. Perdidas por la Tee.....	112
Tabla 39. Perdidas por reducción gradual.....	112
Tabla 40. Desaprovechamiento al ingreso normal al tubo 12"	112

Tabla 41. Perdidas por salida 12"	113
Tabla 42. Pérdidas Totales	113
Tabla 43. Calculo de diámetro	113
Tabla 44. Carga hidráulica total	113
Tabla 45. Línea piezométrica tramo 14"	114
Tabla 46. Línea piezométrica tramo 16"	114
Tabla 47. Comprobación Golpe de ariete.....	114
Tabla 48. Tiempo de manejo para no sobrepasar el empuje	114
Tabla 49. Condiciones que afectaran la tubería	115
Tabla 51. Tiempo de maniobra.....	115
Tabla 52.. Caudales de Diseño.....	116
Tabla 53. Valores Máximos Mensuales de Caudales (m3/s) de la Estación Providencia, Fusagasugá.....	126
Tabla 54. Valores Medios Mensuales de Caudales Estación Providencia, Fusagasugá.....	127
Tabla 55. Relaciones Hidráulicas para Conductos Circulares.....	134
Tabla 56. Número de Hazen.	138
Tabla 57. Datos de entrada.....	152
Tabla 58. Empuje de diseño conducción principal.....	154
Tabla 59. Datos de tubería.....	155
Tabla 60. Calculo de diámetro.	155
Tabla 61. Alternativa de diseño para tubería de 14"	155
Tabla 62. Alternativa de diseño para tubería de 16"	156
Tabla 63. Carga Hidráulica total.....	156
Tabla 64. Calculo de las pérdidas de energía.....	156
Tabla 65. Déficit por válvulas de control.	157
Tabla 66. Perdidas por TEE.....	157
Tabla 67. Perdidas por reducción gradual de 16" a 14"	157
tabla 68. Déficit por entrada normal al tubo	157
Tabla 69. Perdidas por salida de 14"	157
Tabla 70. Pérdidas totales.....	158
Tabla 71. Calculo de diámetro.	158
Tabla 72. Carga hidráulica total.....	158
Tabla 73. Línea piezométrica en 16"	158
Tabla 74. Línea piezométrica en 14".....	159
Tabla 75. Comprobación del golpe de ariete.....	159
Tabla 76. Ciclo de manejo para no sobrepasar el empuje.....	159
Tabla 77. Condiciones en las que estará afectada la tubería.....	159
Tabla 78. Tiempo de manejo para no sobrepasar el empuje.....	160

Tabla 79. Tiempo de manejo.	160
Tabla 80. Bocatoma escenario 1 / escenario 2	161
Tabla 81. línea de aducción escenario 1 / escenario 2	162
Tabla 82. Desarenador escenario 1 / escenario 2	163
Tabla 83. conducción escenario 1 / escenario 2	163
Tabla 84. Dotación pura máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.	164
Tabla 85. Diseño línea de conducción principal.	168
Tabla 86. Comparación Vel Obtenida Manualmente vs Software Epanet.	170
Tabla 87. Presupuesto del sistema de acueducto.	172

TABLA DE GRÁFICAS

Gráfica 1. Proyección Mediante el Método Lineal. (Población vs año)	62
Gráfica 2. Proyección Mediante el Método Geométrico. (Población vs año)..	62
Gráfica 3. Proyección Mediante el Método Exponencial. (Población vs año)	63

TABLA DE ANEXOS

Anexo 1. Solicitud de Estudio.....	185
Anexo 2. Certificación de la Visita Técnica.	186
Anexo 3. Respuesta a información solicitada	187
Anexo 4. Plano Bocatoma Diseño en Planta.	188
Anexo 5. Plano Bocatoma Corte A - A.	188
Anexo 6. Plano Bocatoma Corte B - B.	188
Anexo 7. Plano Línea Aducción (Bocatoma - Desarenador).....	188
Anexo 8. Plano Diseño en Planta del Desarenador.	188
Anexo 9. Plano Desarenador Diseño Corte Transversal A - A.....	188
Anexo 10. Plano Desarenador Diseño Corte Transversal B - B.....	188
Anexo 11. Plano en planta del sistema de acueducto	188

Tabla 1. Abreviaturas.

ABREVIATURA	SIGNIFICADO
EMSERFUSA E.S.P	Empresa de servicios públicos de Fusagasugá
RAS	Reglamento Técnico para el Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico.
CAR	Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca
IGAC	Instituto Geográfico Agustín Codazzi
DANE	Departamento Administrativo Nacional de Estadística
POT	Plan de Ordenamiento Territorial
Qmd	Caudal Medio Diario
QMD	Caudal Máximo Diario
QMH	Caudal Máximo Horario

Fuente: Autores.

GLOSARIO

Se desarrollarán los conceptos que tienen que ver con el diseño de las piezas de un sistema de acueducto donde se dará una breve descripción de ellos, también en los parámetros de se deben tener en cuenta según el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (Vivienda, 2018).

Aducción: Son los medios destinados a trasladar durante gravedad o bombeos de agua crudas desde los puntos, los sitios de recogida hasta la planta de tratamiento.

Agua Potable: Agua que por reunir los requisitos organolépticos, físicos, químicos y microbiológicos es apta y aceptable para el consumo humano y cumple con las normas de calidad de agua (Eckenfelder, 1991)

Aguas Abajo: Significa hacia dónde va el agua. (MOTT & J.A, Applied Fluid Mechanics, 2014).

Aguas Arriba: Quiere decir de donde viene el agua. (MOTT & UNTENER, Applied Fluid Mechanics, 2014).

Bocatoma de fondo: Estructura por el cual se recogerá el agua a través de una rejilla que está ubicada sobre una corriente de agua sea (río, quebrada, ETC).

Censo poblacional: Un censo de población y vivienda, es el conteo y la caracterización de todos los habitantes, viviendas y hogares en el territorio nacional (DANE, 2005).

Desarenador: Parte destinada a la erradicación de las arenas y sólidos que están en interacción con el agua, mediante un proceso de sedimentación física (MINVIVIENDA, REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO, 2003).

Diámetro: Denotación numérica en mm que corresponde a la unión de dos puntos de una circunferencia. (Murray, Golshan, & Mohitpour, Pipeline Design & Construction, 2003)

Golpe de ariete: Es la vibración del agua en un tubo cerrado por cambios abruptos en la vel de flujo. (Murray, Golshan, & Mohitpour, Pipeline Design & Construction, 2003)

Inclinación: Es una diferencia de alturas de la superficie por unidad de longitud la cual es medida horizontalmente en el sentido del flujo.

Periodo de diseño: En cualquier obra de la ingeniería civil se entiende como el valor de años mientras los cuales una obra determinada va servir con eficiencia. (LOPEZ CUALLA R. A., 2003)

Población: abundancia de personas que se van a aprovechar del sistema de acueducto de un municipio.

Proyección de población: Es una operación que se hace con los resultados dados por el censo más reciente o con los datos de población más recientes esto para saber la cantidad de personas que van a existir. Hay varios métodos de para proyectar la población en los cuales están el método geométrico, método exponencial, el método aritmético.

Revestimiento: Terminaciones superficiales que sirven para decorar o proteger.

Rugosidad: Es el acabado superficial de los materiales. (Shashi Menon, 2013)

INTRODUCCIÓN

Este proyecto está enfocado en la elaboración del diagnóstico y el mejoramiento del sistema de acueducto para el municipio de Fusagasugá, con el fin de proveer un mejor servicio para la comunidad. El diseño busca desarrollar las obras de captación, aducción hasta la línea de conducción principal, con el fin de proponer una opción técnica y económica viable que se ajuste a las condiciones del sector.

El municipio de Fusagasugá cuenta con tres plantas de potabilización las cuales captan agua de dos fuentes superficiales: Quebrada filadelfia y Río Cuja, a través de una bocatoma de fondo, posterior a la cual se cuenta ubicada el desarenador y la planta de tratamiento de agua potable.

En concordancia con lo anterior, el proyecto se enfoca en el sistema de captación aducción, desarenador y línea de conducción que hacen parte del acueducto de la Planta Pekín, en la actualidad la tubería de aducción del sistema que capta de la quebrada filadelfia se encuentra hecha en un material que está prohibido según la ley 1968 del 2019, tal como el asbesto; por lo cual en el presente proyecto se busca elaborar un diseño de una nueva tubería de aducción con el fin de garantizar el buen funcionamiento de la Planta Pekín. Adicionalmente se realizará el diagnóstico de los elementos (captación, desarenador y conducción principal).

Finalmente, los resultados del mejoramiento encontrado serán compartidos con la Empresa de servicios públicos Emserfusa E.S.P y la comunidad beneficiada, con el fin de que sean tenidos en cuenta en sus proyectos de inversión y se mejore el sistema de acueducto aportando al bienestar de la comunidad.

1. GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

En el municipio de Fusagasugá se han presentado una serie de desarrollos y evoluciones en el sistema de acueducto, como se ha evidenciado que el área donde se localiza la planta que se abastece del Río Barro Blanco. La historia de los servicios públicos se reemprende en Fusagasugá desde su inicio en el siglo XVI donde ha logrado el agua para el consumo humano que le han proporcionado las quebradas que atraviesan el municipio, especialmente la Quebrada La Parroquia que pasaba a una cuadra al sur de la Plaza Mayor, los Curos que cruzaba a una cuadra al norte de la Plaza Mayor (E.S.P, 2018).

Esta necesidad de llevar a Fusagasugá un paso adelante en la civilización, fue lenta debido a los inconvenientes del fisco municipal y a las difíciles zonas del territorio que se consideraban fallas. Debido a esto, las obras fueron iniciadas a principios del siglo XXI (E.S.P, 2018).

La construcción de la acequia se llevó a cabo entre 1908 y 1923, y la parte más importante de la obra se ejecutó durante los últimos cuatro años de este periodo por el ingeniero Ismael García. Pero aun antes de terminarse las obras de la acequia, algunos de los habitantes más pudientes habían construido tuberías individuales para llevar agua de la Quebrada La Parroquia a sus casas, siendo muestra de un cambio en la sociedad que necesitaba en mayor medida del agua (E.S.P, 2018).

La mejora en el servicio de acueducto se inició con la construcción de un nuevo sistema durante 1.928 gracias a un auxilio del Senado de La República, la red del acueducto se extendió a los sectores en los cuales nunca antes había existido este servicio y que se servía del entorno de la plaza, lugar que concentró los trabajos del acueducto privado, llegando en 1.933 a 160 plumas instaladas por el nuevo acueducto, favorecido por el interés de los Fusagasugueños de bajos recursos que trabajaban sin ninguna remuneración, para que una paja de agua se ubicará cerca de su casa, entendiendo a su modo los beneficios de aprovechar este servicio. En cuanto a las alcantarillas se contrató en 1936 su construcción con el departamento, obra que se terminó cuatro años después (E.S.P, 2018).

Las décadas de los 40 y 50 estuvieron marcadas por la búsqueda de recursos en procura de continuar con la ampliación del acueducto municipal. Actualmente Las redes principales del municipio de Fusagasugá tienen una extensión de 78.903 metros lineales, estas son verificadas y actualizadas a través de los planos que se encuentran en la entidad, cabe resaltar también que durante el año 2014 se inició

un censo de Redes (E.S.P, 2018).

Actualmente este sistema de acueducto presenta una complejidad debido al clima que lo afecta generando así problemas, en los últimos años por las fuertes lluvias del sector lo que genera que los sedimentos de gran tamaño afecten los componentes generando un mayor desgaste y un mantenimiento reiterativo.

En diciembre del año 2013 se produjo un taponamiento en la bocatoma del Rio Barro Blanco “La Empresa de Servicios Públicos de Fusagasugá, EMSERFUSA E.S.P. informó a todos los habitantes de la comuna sur Oriental que debido a las fuertes lluvias de las últimas horas el Rio Barro Blanco, ha arrastrado con diferentes sedimentos que han taponado los desarenadores en la captación de este afluente” (METRONET, 2013).

Así mismo en el año 2016 se produjeron grandes afectaciones al sistema de captación y a los desarenadores, “producto de un intenso aguacero, el cual produjo un daño en el sector de la Aguadita impidiendo el normal transporte de agua cruda hasta la planta de tratamiento de Pekín, Emserfusa informa que la división de acueducto haría presencia en la zona para evaluar el daño, las comunas sur y nor-oriental estarán sin el servicio de agua hasta que se efectúen los arreglos respectivos” (DÍA@DÍA, 2016).

Nuevamente en el mes de octubre del año 2018 se vieron afectadas las estructuras colapsando así la rejilla del sistema de captación y un notorio debilitamiento de los paredes de contención de la misma , “La Empresa de Servicios Públicos de Fusagasugá, EMSERFUSA E.S.P. informó a todos los habitantes de la comuna sur Oriental que debido a las fuertes lluvias de las últimas horas, el Rio Barro Blanco, ha arrastrado con diferentes sedimentos que han taponado los desarenadores en la captación de este afluente, operarios de las divisiones de Acueducto y Alcantarillado, se dirigieron al sector para realizar el respectivo destapona miento, por lo cual se debió suspender el servicio de agua potable en un espacio de aproximadamente 7 horas, desde las 11:00am hasta las 6:00pm” (NOTICIAS, 2018).

Cabe anotar también, que a esta captación no se le han realizado mantenimientos esto ha permitido que estas emergencias sean cada vez de mayor magnitud.

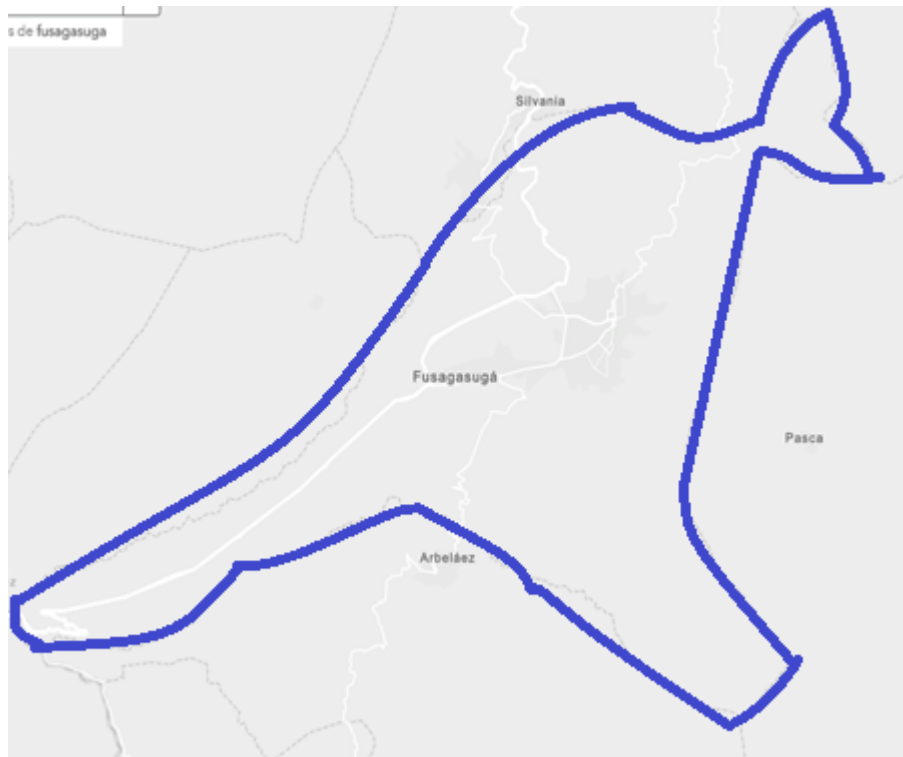
1.2 INFORMACION DEL MUNICIPIO

Fusagasugá es un municipio colombiano, capital de la provincia del Sumapaz en el departamento de Cundinamarca. Está ubicada a 59 km al suroccidente de Bogotá, en una meseta delimitada por el río Cuja y el Chocho, el cerro de Fusacatán y el Quininí que conforman el valle de los Sutagaos, y la altiplanicie de Chinauta (FUSAGASUGA, 2018).

En la Imagen [1] se evidencia que el municipio limita por Norte con los municipios de Silvania y Sibaté; por el Sur con los municipios de Arbeláez, Pandi e Icononzo; por el Oriente con los municipios de Pasca y Sibaté y por el Occidente con los municipios de Tibacuy y Silvania (FUSAGASUGA, 2018).

1.2.1 Localización y geografía

Imagen 1. Ubicación Fusagasugá.

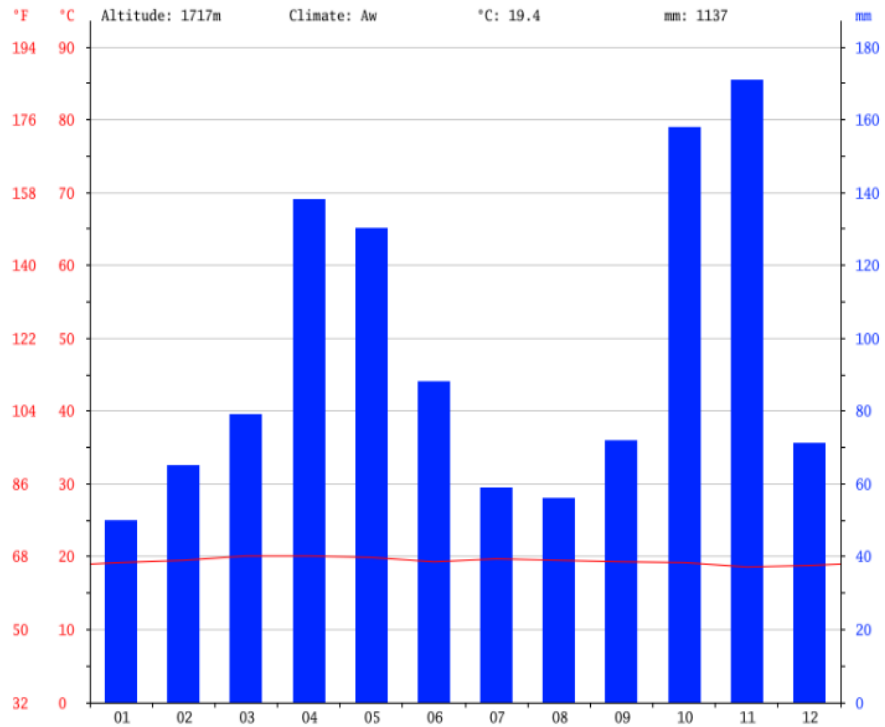


Fuente: (IGAC, 2018)

Fusagasugá es el tercer municipio más poblado de Cundinamarca y el cuadragésimo a nivel nacional, además se encuentra ubicada entre los 4° 20' latitud norte y los 74° 21' 00" longitud oeste y se encuentra en la ruta turística Bogotá-Girardot que conocida técnicamente es la ruta 40

1.2.2 Climatología

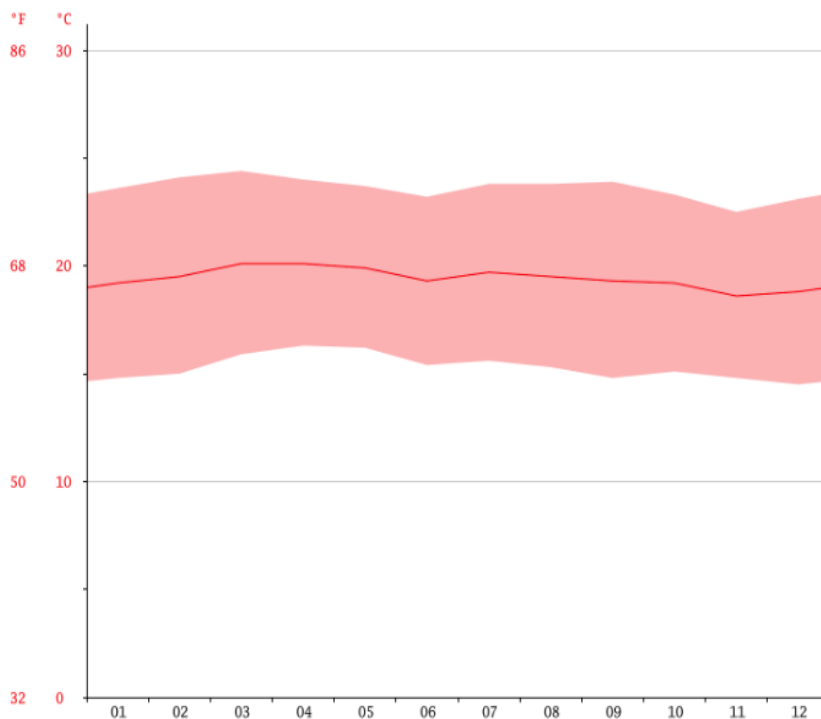
Imagen 2. Climograma Fusagasugá
(Temperatura-Precipitación vs Meses del año)



Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018)

La imagen [2] nos muestra que la altura sobre el nivel del mar es de 1717 m.s.n.m y las precipitaciones anuales promedio es de 1137 mm, El mes más seco es enero, con 50 mm. La mayor cantidad de precipitación ocurre en noviembre, con un promedio de 171 mm (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

Imagen 3. Temperatura Fusagasugá (temperatura vs Meses del año)



Fuente: (CLIMATE-DATA.ORG, 2018)

El mes más caluroso del año con un promedio de 20.1 °C de marzo. Las temperaturas medias más bajas del año se producen en noviembre, cuando está alrededor de 18.6 ° C (CLIMATE-DATA.ORG, 2018).

1.2.3 Hidrografía

Fusagasugá es abastecida de agua en el sector urbano por el Río Barro Blanco y el Río Cuja. (Imagen [4]) La zona rural se abastece de diferentes fuentes hídricas municipales y de otras ubicadas en jurisdicción del municipio de Pasca. (POT-FUSAGASUGA, 2017).

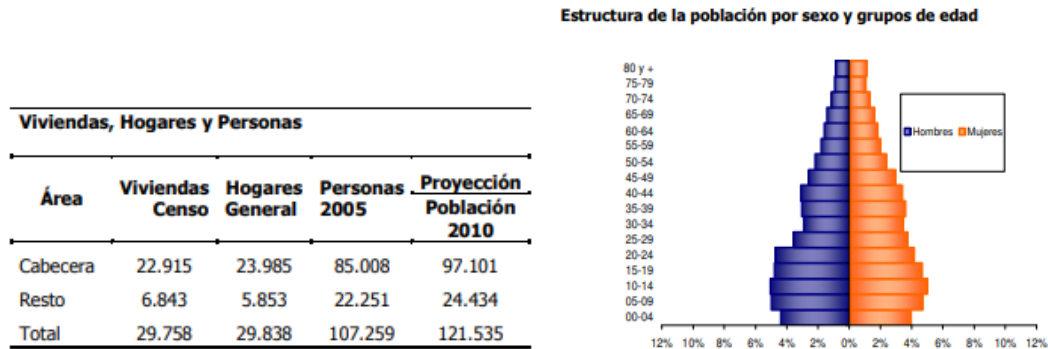
Imagen 4. Ríos Existentes



Fuente: (MAPS, RIOS FUSAGASUGA, 2018).

1.2.4 Demografía

Imagen 5. Población Existente y Existente por Sexos



Fuente: (DANE, 2005)

Según el DANE para el año 2005, en la Imagen [5] se observa que la población es de 107259 habitantes, siendo 54703 de población femenina, que representa el 51% y 52557 hombres que es el 49%.

1.2.5 Aspectos económicos

El municipio cuenta con renglones muy representativos a nivel industrial. Entre los más destacados está el sector AVÍCOLA y sus derivados con amplio reconocimiento Nacional por el elevado nivel de técnica y eficiencia. La producción alcanza índices altos los cuales abastecen el territorio nacional en buena parte. Existen fábricas de concentrados, despulpadoras de frutas, procesadores de productos lácteos y otros comestibles. A nivel doméstico se trabaja en artesanías, cueros y mimbre entre otros. La industria del turismo se perfila como una de las más importantes del centro de Colombia. Un dato suministrado respecto a la economía de la región del Sumapaz se perfila de la siguiente manera y se puede apreciar en la Tabla [2] (POT-FUSAGASUGA, 2017).

Tabla 2. Perfil Económico Región del Sumapaz

COMERCIO	76,8 %
SERVICIOS	11,7 %
INDUSTRIA	6,9 %
AGRICULTURA	1,3 %
OTRAS ACTIVIDADES	3,3 %

Fuente: Autores.

1.3 CONDICIONES ACTUALES

El municipio de Fusagasugá (Cundinamarca) cuenta con dos fuentes de abastecimiento, la primera es el río Barro Blanco (Imagen [6]) que abastece la planta de tratamiento Pekín, con una producción mensual promedio de 190 L/s y aprovisiona el sector norte y sur-oriental del casco urbano con un cubrimiento poblacional del 45%. La segunda fuente es el río Cuja que abastece dos plantas de tratamiento, la Planta Central, actualmente con una producción mensual promedio de 90 L/s, sin embargo, tiene una capacidad instalada de 140 L/s y con un caudal máximo de 114 L/s, para aprovisionar el 29% de la población y la otra planta de tratamiento es la planta de la Venta con una producción mensual promedio de 72 L/s, la cual provee el sector sur occidental del casco urbano en un 26%. A partir del 2003 entró en funcionamiento la red Chinauta que permitió llevar el agua potable a este importante sector turístico de la ciudad (ESP E. , 2018).

Imagen 6. Rio Barro Blanco.



Fuente: Autores.

EMSERFUSA E.S.P. tiene tres plantas de tratamiento, la planta Pekín (Imagen [7]) que tiene una cobertura del 45% del municipio con un aproximado a la fecha de 20.000 usuarios y la red de distribución surte la parte alta y media de Fusagasugá (EMSERFUSA E.S.P, 2018).

Imagen 7. Planta Pekín.



Fuente: Autores.

La planta Pekín se localiza en la ciudad de Fusagasugá - Cundinamarca que se encuentra a 59 km de Bogotá.

En la imagen [8] se observa la ubicación del Río Barro Blanco y/o Quebrada Filadelfia, donde se realiza la captación del sistema de acueducto de Fusagasugá.

Se observa la captación del río Barro Blanco en la imagen [9] que se encuentra ubicada dentro del perímetro de reserva natural del Páramo del Sumapaz.

Imagen 8. Ubicación Río Barro Blanco.



Fuente: (IGAC, 2018)

Imagen 9. Captación Río Barro Blanco.



Fuente: Autores.

1.4 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El acueducto de Fusagasugá presenta riesgos de falla en la línea de aducción debido a que el material de la tubería es Asbesto cemento, este material es rígido y con el movimiento del terreno puede presentar fisuras que generan fugas, y por consiguiente pérdidas técnicas en el sistema de acueducto.

Esta información se obtuvo en la visita técnica realizada el día 22 de febrero del 2019 con el acompañamiento del funcionario encargado de la Empresa de Servicios Públicos de Fusagasugá (Emserfusa E.S.P) Ing. Sergio Lynetth, quien manifestó que en caso de que esta tubería fallara se presentaría un corte total para la zona, lo cual afectaría directamente las comunas Nor-oriental y Sur-oriental durante el período de tiempo que esta estructura dure en reparación, por lo cual, se debe replantear esta estructura de conexión entre la captación y el desarenador, con el fin de reducir el riesgo de falla de la misma con las consecuencias que esta tendría sobre la población servida.

Adicionalmente el Ingeniero manifestó que las estructuras de captación y desarenador presentan condiciones físicas desfavorables debido a su antigüedad, asimismo, el aumento en la población ha generado una mayor necesidad del servicio, lo que conlleva a realizar un rediseño de las estructuras de acuerdo a la normativa legal vigente, la cual fue actualizada en el año 2017 a través de la resolución 0330 de 8 de junio del mismo año, de manera que en el presente trabajo se da solución a las necesidades de la comunidad anteriormente nombradas, teniendo en cuenta los nuevos parámetros establecidos en el marco legal del sector de agua potable y saneamiento básico.

1.4.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué medida se puede tomar con el fin de mejorar el sistema de acueducto de Fusagasugá?

1.5 OBJETIVOS

1.5.1 Objetivo general

- Plantear una alternativa de diseño de la captación aducción y desarenador del sistema de acueducto del municipio de Fusagasugá (Cundinamarca).

1.5.2 Objetivos específicos

- Realizar un diagnóstico hidráulico de las estructuras (captación, aducción, desarenador y línea principal de conducción) existentes del sistema de acueducto del municipio con el fin de determinar las condiciones actuales.
- Diseñar las obras hidráulicas (captación, aducción, desarenador y línea principal de conducción) para el funcionamiento adecuado del acueducto.
- Realizar la estimación del presupuesto directo de las estructuras de acuerdo con los requerimientos establecidos en los objetivos anteriores para la realización del proyecto.

1.6 JUSTIFICACIÓN

La finalidad de un acueducto es suministrar de manera competente el beneficio de agua potable, para la sociedad es un derecho de mayor importancia contar con un plan de abastecimiento de agua que plazca sus necesidades, aunque el sistema de acueducto de Fusagasugá presenta los siguientes inconvenientes:

- Carencia de mantenimiento en las estructuras.
- Las estructuras cumplieron su vida útil.
- La población del municipio esta incrementado considerablemente.

Por estas razones se ve la necesidad de mejorar las primeras estructuras del sistema de acueducto (Captación, Aducción, Desarenador y línea de conducción), para que así se garantice unas estructuras en perfecto estado con las buenas prácticas de acueductos, y de este modo suministrar de la mejor manera a los usuarios los requerimientos de calidad, teniendo en cuenta que el acueducto se encuentra en una zona en donde el desarrollo económico y social presenta un aumento significativo.

Por medio del acuerdo 31 de 2005 el cual fue modificado por el acuerdo 04 de 27 de febrero del 2006, expedido por el consejo Directivo de la Corporación Autónoma Región de Cundinamarca – CAR, se adquirieron los módulos de consumo para los diferentes usos del recurso hídrico, en jurisdicción de la CAR, de conformidad con el documento denominado “Estudio para la determinación de módulos de consumo para el beneficio hídrico “ (CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA- CAR, 2014).

Que el artículo 2 del mencionado Acuerdo, estableció que las zonas comprendidas por las cuencas del Rio Magdalena, Rio Garagoa, Rio Guavio, Rio negro del oriente, Rio Minero, Rio Negro y Rio Sumapaz que no fueron cubiertos por el estudio “Estudio para la determinación de módulos de consumo para el beneficio hídrico” se deberán homologar los resultados obtenidos en dicho estudio (CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA- CAR, 2014).

Según la resolución 0300 del 7 de febrero del 2014 otorga a la EMPRESA DE SERVICIOS PÚBLICOS DE FUSAGASUGA EMSERFUSA E.S.P, la concesión de aguas superficiales para ser derivada de la fuente hídrica de uso público denominada Quebrada Honda o Filadelfia la cual se encuentra localizada en las coordenadas Norte: 976345, Este: 973773, y a una altitud de 2047 msnm, en los

términos que se establecen en la parte resolutive de la presente providencia, teniendo en cuenta la siguiente tabla:

Tabla 3 CUADRO RESUMEN: EJERCICIO CALCULO DE CAUDALES REQUERIDOS UTILIZANDO MODULOS DE CONSUMO

USOS DEL AGUA	DEMANDA		UNID	MODULOS DE CONSUMO MENSUAL											
	INDIVIDUO	ESPECIE		ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOS	SEPT	OCT	NOV	DIC
DOMESTICO		Hab perma	l/hab*dia		180	180	180	180	180	180	180	180	180	180	180
		Hab visita													
CAUDAL REQUERIDO DOMESTICO			l/s	153.75	153.8	153.75	153.8	153.8	153.8	153.75	153.75	153.8	153.8	153.8	153.8
PECUARIO		Bovinos	l/animal*dia	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Equinos		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Ovinos		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Pocinos		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Avícolas		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Otros		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
CAUDAL REQUERIDO PECUARIO			l/s	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
AGRICOLA			l/hab*s	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		eficiencia sistema de rieg	%		0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
			l/hab*t												
CAUDAL REQUERIDO AGRICOLA			l/s	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
CAUDAL PROMEDIO AGRICOLA			l/s	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
CAUDAL TOTAL REQUERIDO			l/s	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75	153.75
CAUDAL A ASIGNAR (caudal promedio requerido)			l/s	153.75											
			m3/dia	13284											
			m3/mca	398313											
CAUDAL DISPONIBLE			l/s	589.00											
TIEMPO DE BOMBEO			Hab/dia	0.0											
Tablas acuerdo 31 de 2005	Diligenciar conforme tabla 4.22 consumo neto por piso termico en area rural														
	Diligenciar conforme tabla 3.4 y 3.5 consumo neto teorico de agua en bebederos (l/animal*dia)														
	Diligenciar conforma tablas 2.1 y 2.25 uso consumo y modulos de riego por cuenca														
	Informacion relacionada con el sistema de riego instalado y su eficiencia														
	Caudal de la fuente hídrica (pozo, Rio, etc) aforado durante la visita, u obetenido a partir de la estaciones hidrometeorologicas														
Diligenciar conforme informacion suministrada por el usuario y verificada durante la visita															

FUENTE: CAR (Otorgado por la concesión EMSERFUSA E.S.P)

Conforme a lo establecido en el EOT del municipio de Pasca – Cundinamarca el sitio donde se verificará la captación para uso doméstico, se encuentra dentro de la zona de uso agrícola tradicional, y que consultado el POT del municipio de Fusagasugá, los sectores que pretender beneficiar con la planta de tratamiento de agua potable Pekín del municipio de Fusagasugá – Cundinamarca corresponden a las comunas nor-oriental y sur-oriental (CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA- CAR, 2014).

El informe técnico OPSU No. 1004 del 9 de octubre de 2013, permitió establecer que la EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS DE FUSAGASUGA EMSERFUSA E.S.P, solicito concesión de aguas superficiales para ser derivadas de la fuente hídrica de uso público denominada Rio Barro Blanco, por lo que esta corporación inicio el trámite encaminado a conceder un caudal proveniente de dicha fuente hídrica, sin embargo, la obra de captación se encuentra localizada aguas arriba de

la unión de las Quebradas La Honda y los Chuscales, Específicamente sobre la margen izquierda de la Quebrada la Honda, localizada en la vereda providencia (CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA- CAR, 2014). Lo cual otorga a favor de la EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS DE FUSAGASUGA EMSERFUSA E.S.P, en su calidad de ente prestador del servicio público de agua potable en el perímetro urbano de Fusagasugá, concesión de aguas superficiales para ser derivada de la fuente hídrica de uso público denominada Quebrada Honda o Filadelfia, localizada en las coordenadas Norte: 976345, Este: 973773 y a una altitud de 2047 msnm, la cual pertenece a la jurisdicción del municipio de Pasca- Cundinamarca, que proporcionara un caudal de 153.75 l.p.s, que alimentara la planta de tratamiento de agua potable Pekín, que suministrara un sector de la población urbana del municipio de Fusagasugá- Cundinamarca, lo cual conforme en la siguiente tabla:

Tabla 4 Caudal uso doméstico y total

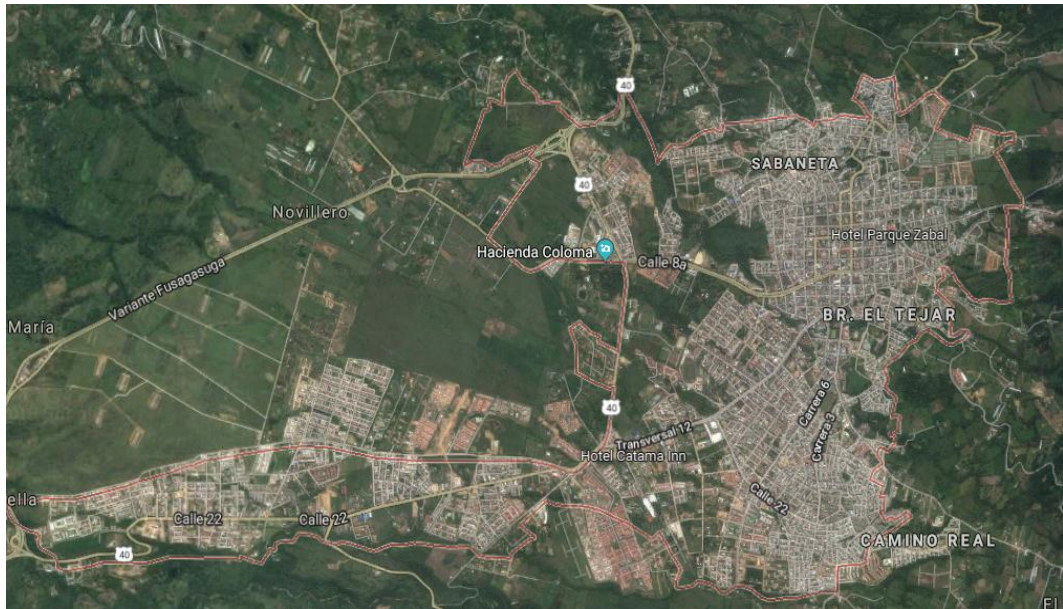
Usos	Caudal (l/s)	Caudal m ³ /mes 398513
Doméstico	153.75	
Total	153.75	

Fuente: CAR (Otorgado por la concesión EMSERFUSA E.S.P)

La presente concesión de aguas tiene un término de vigencia de 10 años, el cual se empezará a contar a partir de la ejecutoria del presente acto, su prorrogación se efectuará siempre y cuando la solicitud se realice dentro de los tres primeros meses de su último año de su vigencia, sea viable técnica y ambientalmente, y no existan razones de interés social o conveniencia pública que impida su otorgamiento (CORPORACION AUTONOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA- CAR, 2014).

1.7 ALCANCE Y LIMITACIÓN

Imagen 10. Espacio Geográfico Municipio de Fusagasugá



Fuente: (MAPS, FUSAGASUGA, 2019)

Este proyecto tiene como alcance buscar el funcionamiento óptimo y condiciones necesarias para el acueducto de la población urbana del municipio de Fusagasugá (imagen 10), teniendo en cuenta los requisitos técnicos de la resolución 0330 del 2017 y la RAS en el título A (Aspectos generales de los sistemas de agua potable y saneamiento básico), de igual manera en el título B (Requisitos técnicos de los acueductos), considerando la planeación de un fuente de abastecimiento que logre cumplir y suministrar con la demanda requerida, el diseño y dimensionamiento de la bocatoma, canal de aducción, desarenador y conducción principal, es decir el diseño hidráulico, con el propósito de favorecimiento de la comunidad. Para el tratamiento de agua se realizarán preliminares de la planta, no se diseñará debido a que esta se encuentra en un buen estado, a la cual se le realizaran recomendación sobre la cantidad y calidad del agua, a su vez el trabajo será mancomunado con la comunidad del sector (**Ver anexo 1**).

1.8 MARCO DE REFERENCIA

1.8.1 MARCO TEORICO

El proyecto tiene como base la resolución 0330 del 2017 expedida por el ministerio de vivienda (MINVIVIENDA, RESOLUCION 0330 , 2017) y la norma RAS 2000 expedida por el ministerio de vivienda (Vivienda, 2018), en cuanto a los ajustes técnicos que debe presenciar los acueductos en el trazado y elaboración. Se hará una rápida explicación de los elementos durante el proceso, tomando como base los títulos A y B.

- **Proyección de población**

La proyección de población se debe realizar en caso de que el sistema de acueducto no se pueda proyectar mediante una proyección de demanda o de suscriptores, esto se debe hacer cargo la dependencia de planeación y comercialización. (MINISTERIO DE VIVIENDA, 2014).

- **Censos de población**

“Son aquellos datos que deben ser recolectados para el análisis demográfico y así poder tener los parámetros de crecimiento poblacional que son proporcionados por la entidad DANE (ECONOMICO, 2000)

- **Dotación pura**

“Corresponde al agua mínima retenida para abastecer las necesidades del suscriptor o de un habitante, dependiendo de la forma de proyección demandada de agua” (MINVIVIENDA, REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO, 2003).

Tabla 5. Dotación Pura Máxima por Habitante Según la Altura Sobre el Nivel del Mar

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

Fuente: (MINVIVIENDA, RESOLUCION 0330 , 2017)

- **Dotación bruta**

La resolución 0330 de 2017 dice que para el diseño de cada uno de los elementos se tiene que calcular dicha dotación para parte que establecer un acueducto.

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

%P = desaprovechamientos admisibles máximas

NOTA: Estos desperdicios no deben ser superiores al 25 %

- **Caudal medio diario**

“ Qmd, es el caudal calculado para la población proyectada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un período de un año y puede calcularse mediante la siguiente ecuación:” (Vivienda, 2018)

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

- **Caudal máximo diario**

“Es el consumo máximo que pasa cuando transcurren las 24 horas, observando en una época de 12 meses, sin importar los casos como los incendios que se hayan presentado y se calcula de la siguiente manera:” (Vivienda, 2018)

$$Q_{\text{maximo diario}} = k_1 * Q_{\text{promedio}}$$

“Dónde:

k1: Es el coeficiente de consumo máximo diario que se obtiene de la relación entre el mayor consumo diario y el consumo medio diario, utilizando los datos registrados en una época mínima de doce meses.” (Vivienda, 2018)

- **Caudal máximo Horario**

“Consumo máximo durante una hora, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.” (Vivienda, 2018)

Se calcula según la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{maximo horario}} = k_2 * Q_{\text{maximo diario}}$$

“Dónde:

El coeficiente de consumo máximo horario k_2 con relación al consumo máximo diario, puede calcularse, QMH y el QMD, registrados durante un período mínimo de 12 meses, sin tener en cuenta días en los que ocurran pausas relevantes en el servicio.” (Vivienda, 2018)

- **Periodo de diseño**

“El período de diseño debe fijar tanto las condiciones básicas del proyecto, como la capacidad de la obra para atender la demanda futura. El período de diseño también depende de la curva de demanda y de la programación de las inversiones, así como de la factibilidad de ampliación, de la tasa de crecimiento de la población, del comercio y la industria” (Vivienda, 2018)

- **Caudal de diseño**

Para diseñar las estructuras hidráulicas de un acueducto es necesario calcular el caudal apropiado, para esto se debe tener en cuenta la población de diseño y los costos de la construcción de un acueducto para un caudal excesivo. (LOPEZ CUALLA R. , DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, 2003)

Regularmente se trabaja con los siguientes tres caudales:

- Caudal medio diario.
- Caudal máximo diario.
- Caudal máximo horario.

- **Bocatoma de fondo**

“Es una estructura hidráulica construida en la cabecera de un canal. La principal función es la de desviar y transportar el flujo que es captado de un cuerpo de agua, ya sea embalse o río.” (NOVAK & MOFFAT, 2001)

- **Rejillas**

“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. El elemento base del diseño es la rejilla de captación, la cual debe ser proyectada con barras transversales o paralelas a la dirección de la corriente.” (Vivienda, 2018)

“Se deben tener en cuenta unos criterios para realizar el diseño de las rejillas, estos son: diámetro de la varilla, longitud de la rejilla, etc.” (CORCHO ROMERO & DUUE SERNA, 2005)

- **Línea de aducción**

“En un sistema de acueducto se entiende como línea de aducción a un conducto que transporta agua de la bocatoma hasta el desarenador este corresponde a un canal cerrado (tubería).” (ESP E. D., 2006)

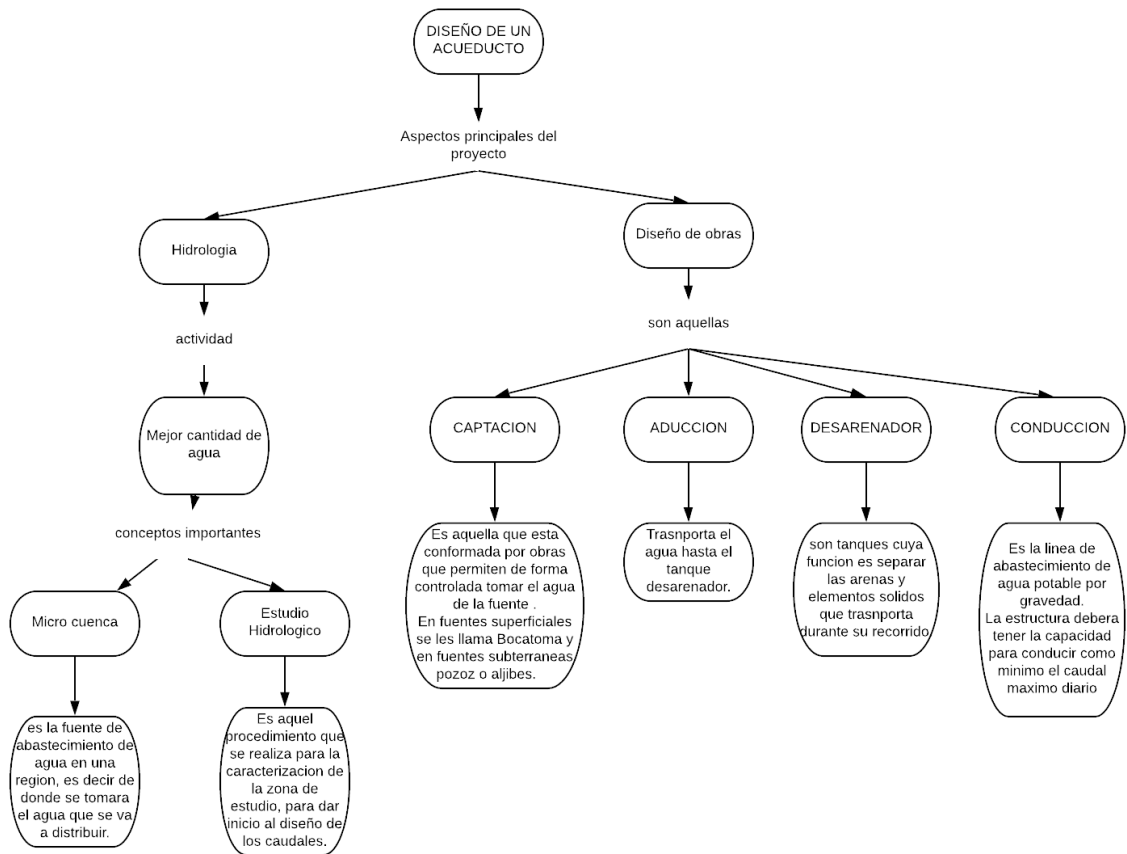
- **Desarenador**

“Un desarenador es un tanque cuya principal función es la de sedimentar ciertas partículas que se encuentran en un estado de suspensión por medio de la gravedad. Este es considerado un tratamiento primario que se hace al agua captada.” (LOPEZ CUALLA R. , ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, 2003)

1.8.2 MARCO CONCEPTUAL

Estos son algunos conceptos que se van a utilizar para el desarrollo del proyecto:

Imagen 11: Marco conceptual del proyecto



FUENTE: Autores

- **ACUEDUCTOS**

Son conductos contruidos artificialmente, los cuales se encargan de transportar el agua hacia un sitio especifico, donde facilita la adquisición de dicho recurso de una manera natural ya que estas estructuras son operadas a empuje atmosférica.

“Entre las ventajas están la posibilidad de construcción con materiales locales disponibles, más duración que los conductos de metal y menor pérdida de capacidad hidráulica con el tiempo. Entre sus desventajas se encuentran, la necesidad de proveer la máxima capacidad inicialmente y la probabilidad de interferencia con el drenaje local” (MCGHEE, 1999).

- **CONSUMO TOTAL**

Para calcular el caudal de diseño de un acueducto es necesario determinar el consumo total de agua o dotación bruta. El consumo se define como el volumen de agua utilizado por una persona en un día y se expresa en litros por habitante por día (L/hab*día). (LOPEZ CUALLA R. , DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, 2003)

La determinación del consumo total se hace por medio de datos estadísticos del consumo pasado y presente de la población. En el caso de no contar con esta información se puede basar en esta misma información de una población vecina con características similares.

El consumo total de un municipio está dividido en el consumo neto y las pérdidas de agua en el sistema de acueducto. (LOPEZ CUALLA R, ELEMENTOS DE DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, 2003)

- **PERDIDAS DE AGUA**

Las pérdidas de agua en un sistema de acueducto se definen como la diferencia entre el volumen de agua producido y el volumen de agua utilizado por los usuarios. Las pérdidas totales se clasifican en pérdidas técnicas o físicas; tales como fugas en la red o en los tanques de almacenamiento y errores en la medición del consumo. Las pérdidas comerciales son debido a conexiones clandestinas y a deficiencias en la cobertura de la medición del consumo (LOPEZ CUALLA R, ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, 2003).

- **ESTRUCTURAS DE CAPTACIÓN**

Se conocen con el nombre de obras de captación a las estructuras que se colocan directamente sobre las fuentes superficiales o subterráneas

que se han seleccionado como económicamente utilizables para surtir una red de acueducto (ROMERO & SERNA, 2005).

Los tipos de captación son esencialmente diferentes según su captación, ya sea las aguas de los ríos, manantiales, lagos, entre otros. (LOPEZ CUALLA R. A., 2003)

1.8.3 MARCO LEGAL

Con base a la normativa que se rige en Colombia y que se contempla en la optimización del sistema de captación, aducción y desarenador que hacen parte del sistema de acueducto de Fusagasugá y que abastece la planta Pekín, se tendrán en cuenta la resolución 330 de 2017, así como también los siguientes decretos:

- a) **Resolución 330 de 2017:** Tiene por título **Reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico (Ras)**, derogando las resoluciones 1096 de 2000, 0424 de 2001, 0668 de 2003, 1459 de 2005, 1447 de 2005 y 2320 de 2009; y como Objetivo reglamentar los requisitos que se deben cumplir, teniendo en cuenta las etapas de planeación, diseño, construcción, puesta en marcha, operación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura. Así como también desarrolla estudios y diseños de un sistema de potabilización del agua, garantizando seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad, eficiencia y sostenibilidad. (MINVIVIENDA, RESOLUCION 0330, 2017)
- b) **Decreto 1575 de 2007:** Tiene por título **Sistema para la protección de control de calidad del agua para el consumo humano**, y como objetivo establecer sistemas para la protección y calidad del agua, con el fin de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana. (MINAMBIENTE, 2007)
- c) **Resolución 2115 de 2007:** Tiene por título **Características, instrumentos básicos, y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano**, y como objetivo establecer las características físicas, químicas y microbiológicas, con instrumentos básicos como índices de riesgo para la calidad del agua con respecto al consumo humano. (MINAMBIENTE, 2007)
- d) **Decreto No.849 de abril 30 de 2002:** El objetivo del presente decreto reglamentario es definir los requisitos que deben cumplir los Municipios y distritos en materia de agua potable y saneamiento básico, y los procedimientos que deben seguir dichos entes y la superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, SSPD, para la expedición de la certificación que permita el cambio de la destinación de los recursos que la Ley 715 de 2001 ha estipulado inicialmente para el desarrollo y ejecución de las competencias asignadas en agua potable y saneamiento básico, así como

la definición de las obras elegibles a ser financiadas con dichos recursos. (MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO, 2002)

- e) **Resolución No. 1096 del 17 de noviembre de 2000:** Esta normativa tiene por finalidad verificar las obligaciones técnicas que deben acreditar los elementos, que correspondientes al Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. (MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO, 2000)

1.8.4 ESTADO DEL ARTE

Para el desarrollo de este proyecto se encontraron las siguientes investigaciones cuyos enfoques son similares.

1. Ene-2016

Garcés José, C. D. (2016). Diagnóstico técnico del acueducto urbano del municipio de Quipile Cundinamarca. Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá.
Director: Ingeniero Torres Quintero, Jesús Ernesto.

En este estudio se identificó que acueducto urbano del municipio de Quipile Cundinamarca presenta inconvenientes, en cuanto a calidad y continuidad en el sistema, el sistema de tratamiento existente no cumple en algunas estructuras con los parámetros establecidos por la norma RAS-2000. Para encontrar cada uno de los problemas que conllevan a que el acueducto no funcione correctamente y por ende que la calidad del agua no sea óptima para el consumo humano, es necesario realizar un diagnóstico técnico de cada una de las estructuras que conforman el sistema de acueducto, desde la captación hasta el tratamiento del agua que posea. El proyecto se centraliza en la realización del diagnóstico técnico, el cual describe cada una de las estructuras que conforman el sistema de acueducto. (ESCAMILLA GARCÉS, 2016)

2. Nov-2016

Pulido Muñoz, H. S. & Carrillo Bernal, M. F. (2016). Diseño hidráulico de una planta de potabilización de agua en la Vereda de San Antonio de Anapoima. Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de ingeniería Civil. Bogotá, Colombia
Director: Ingeniero Obando Garnica, Edgar.

En el proyecto se plantea una solución enfocada a mejorar la calidad de vida de la comunidad. Se ve la necesidad de la construcción de una Planta de Potabilización con todos los parámetros que indica la norma utilizada en este caso las RAS2000. Se analizó el nivel de complejidad y un estudio en el agua con la que se va a abastecer la planta, seguido de esto se analizó cuáles son los mecanismos

necesarios en el proceso de tratamiento para que arroje unos resultados positivos y dar por terminada esta necesidad sufrida por la población. (PULIDO MUZ & CARRILLO BERNAL, 2016)

3. Jun-2017

Cruz Alfonso, J. C. & Sánchez Carvajal, M. Y. (2017). Diagnóstico y optimización de la planta de tratamiento de agua potable en el municipio de Miraflores - Boyacá. Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia
Director: Ingeniero Córdoba Romero, Henry Alberto.

En este proyecto se realizó una evaluación eficaz del estado actual de la planta de tratamiento de agua potable (PTAP) existente en Miraflores Boyacá, por lo que se hizo necesario ejecutar una comparación de cada elemento estructural dispuesto en la planta con respecto a un nuevo diseño propuesto, el cual tiene como finalidad mejorar la planta existente y suplir a una población proyectada para el año 2042. (CRUZ ALFONSO & SANCHEZ CARVAJAS, 2017)

4. Nov-2017

Arboleda Triviño A.F & Ruiz corredor B.A (2017). Diagnóstico y mejoramiento del sistema de acueducto del municipio de Mesitas de colegio (Cundinamarca). Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de ingeniería. Programa de ingeniería Civil. Bogotá, Colombia director: Ingeniero Hernández Torres, Guillermo

En este proyecto se generó un plan de mejoramiento del sistema de acueducto del municipio de mesitas por lo que se hizo necesario un diagnóstico del funcionamiento actual del sistema de acueducto el cual tiene como finalidad ayudar a la comunidad. (ARBOLEDA TRIVIÑO & RUIZ CORREDOR, 2017)

5. May-2018

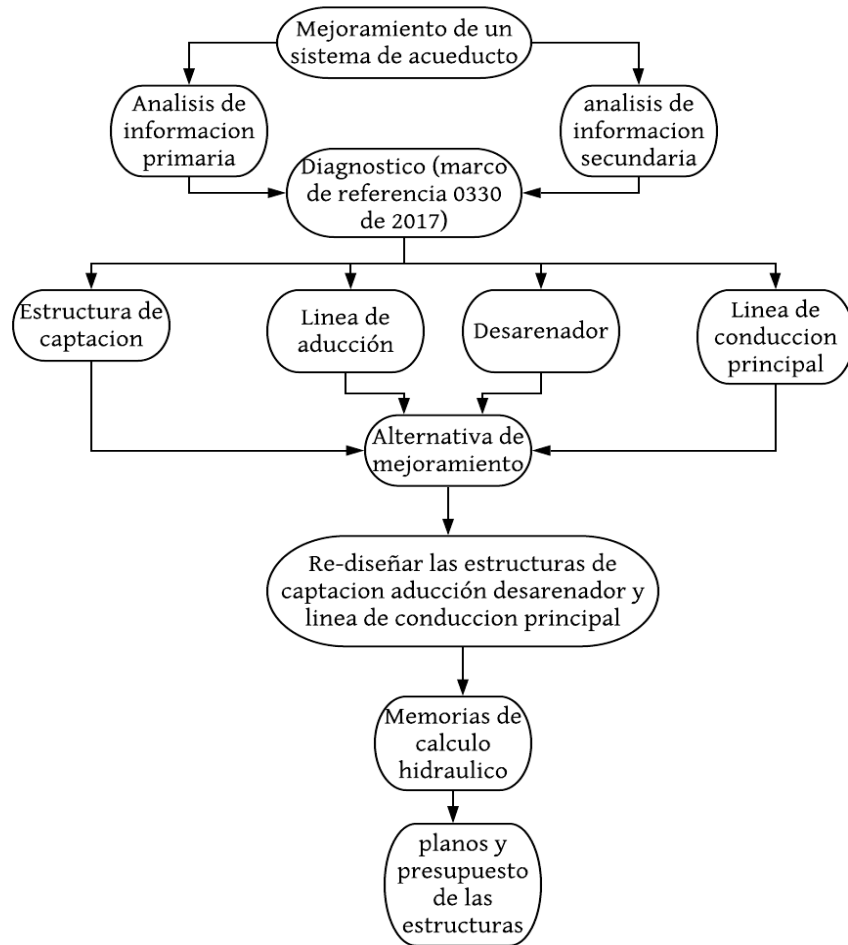
Cubillos Pinzón L.A & Naranjo García J.A (2018). Diseño hidráulico de obras civiles para la captación y tratamiento de agua cruda del sistema de acueducto centro poblado la magdalena municipio de Quebradanegra, Cundinamarca Trabajo de Grado. Universidad Católica de Colombia. Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil. Bogotá, Colombia
Director: Ingeniero Córdoba Romero, Henry Alberto.

En este proyecto se plantea una alternativa de diseño para la captación gestión y uso múltiple de agua para el centro Poblado La Magdalena Municipio de Quebrada negra (Cundinamarca) por medio de un estudio hidrológico de la zona de influencia del municipio. (CUBILLOS PINZON & NARANJO GARCIA, 2018)

METODOLOGÍA

Se plantea la mejora del sistema de acueducto de la siguiente forma:

Imagen 12. Mejoramiento de un Sistema de Acueducto



Fuente: Autores.

En la Imagen [12] se puede observar una descripción general de cómo se realizó el diagnóstico, rediseño y evaluación que esto conlleva para la mejora del sistema de acueducto: captación, aducción, desarenador y línea principal de conducción de la planta Pekín del municipio de Fusagasugá.

El trabajo se solucionó en:

Fase 1

Se realizó una visita técnica al municipio, a la planta y a entidades gubernamentales (DANE, CAR, Emserfusa E.S.P), las cuales permitirán recopilar la siguiente información necesaria:

- Tipo de captación
- Características del sistema de aducción
- Características del tanque Des
- Características línea conducción principal
- Recopilación de censos
- Recopilación de Caudales

Asimismo, se dialogó con los representantes de las comunas implicadas para la descripción del problema y la comunicación del trabajo.

Fase 2

Se realizó el diagnóstico físico de las estructuras existentes (captación, aducción, desarenador y línea principal de conducción).

Fase 3

En esta fase lo que se busco fue una alternativa para mejorar el acueducto que existe actualmente en el municipio, por medio del re-diseño de las estructuras hidráulicas, se realizaron los diseños pertinentes para cada una de las estructuras, que componen el sistema de acueducto desde la captación hasta el desarenador, determinando los parámetros hidráulicos según la normatividad del Reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS).

Fase 4

Se efectuó la evaluación y la modelación de la línea de aducción con ayuda de un software (Epanet) en el cual se observó el comportamiento de la tubería antigua y la propuesta.

Fase 5

Una vez finalizado los diseños se realizó un presupuesto de las estructuras hidráulicas, el cual nos dio un valor aproximado de dinero que se requiere para la continuación de la obra.

2. DIAGNÓSTICO DE LAS ESTRUCTURAS

Según la visita técnica realizada el 22 de febrero de 2019 (**Ver Anexo 2**), se realizó el diagnóstico general de las estructuras bocatoma, línea de aducción, desarenador y línea principal de conducción, donde se evaluó individualmente su aspecto físico.

2.1 DIAGNÓSTICO DE LA BOCATOMA DE FONDO

2.1.1 Diagnóstico Hidráulico.

Durante la visita se realizó una verificación de medidas junto con los planos existentes, donde se identifican las características estructurales correspondientes a la bocatoma, en ellas se resaltan los parámetros de diseño que presentan un sobredimensionamiento partiendo del caudal que es captado por la empresa de servicios públicos Emserfusa E.S.P

Actualmente, la empresa prestadora del servicio capta 195 l/s, siendo este un caudal de bajo abastecimiento para las dimensiones de la estructura que cuenta con las siguientes medidas:

Tabla 6. Dimensiones Existentes de la Bocatoma

BOCATOMA	
ELEMENTO	EXISTENTE
PARAMETROS DE DISEÑO	
CAUDAL	195 l/s
ANCHO DEL RIO	8 m
ANCHO DE LA PRESA	7 m
REJILLA	
LONGITUD	7 m
ANCHO DE LA REJILLA	1,1, m
CANAL DE ADUCCIÓN	
ESPEJOR MURO	0,30 m
BORDE LIBRE	0,15 m
ANCHO CANAL DE ADUCCIÓN	1,1, m
ALTURA DE LOS MUROS	0,45 m
CÁMARA DE RECOLECCIÓN	
LONGITUD CÁMARA DE RECOLECCIÓN	1,4 m

ANCHO CÁMARA DE RECOLECCIÓN	1,2 m
MUROS DE CONTECIÓN	
ALTURA MUROS DE CONTENCIÓN	1,2 m

Fuente: Autores.

En la tabla anterior se identifica que en la sección de la cámara de recolección la longitud no cumple con los parámetros establecidos según la resolución 0330 de 2017, puesto que la medida mínima debe ser de 1,5 m por parámetros de mantenimiento es necesaria dicha longitud.

En los elementos como lo son la rejilla, canal de aducción y muros de contención presentan unas medidas que cumplen con lo establecido según la RAS 2000 y la resolución 0330 de 2017, pero estas medidas presentan un sobredimensionamiento para el caudal actual.

2.1.2 Diagnóstico Físico

Rejilla

En la imagen [13] se evidencia el mal estado en el que se encuentra la rejilla de la bocatoma que abastece las zonas Nor-oriental y Sur-oriental del municipio, las cuales son directamente damnificadas, debido a que la rejilla presenta una falta de segmentos lo que ocasiona el paso de sedimentos de gran tamaño.

Haciéndose notoria la falta de mantenimiento (imagen [14]), que debido al difícil acceso que presenta la zona donde está ubicada la captación, se evidencia que las partículas de gran tamaño que transporta el río, causan que la rejilla pierda su vida útil mucho más rápido, generando que estos sedimentos provoquen que los tornillos que sostienen la rejilla se suelten y por otra parte generan fisuras en las paredes.

Imagen 13. Rejilla de Captación.



Fuente: Autores.

Imagen 14. Residuos de la Rejilla por Falta de Mantenimiento.



Fuente: Autores.

Paredes de contención

Las paredes de la estructura de captación (Bocatoma) presentan un debilitamiento por la falta de mantenimiento, generando fisuras únicamente en la zona de la compuerta de entrada que se encuentra aguas abajo de la rejilla, generando que la altura de estas paredes no sea la adecuada, por otro lado, las paredes ubicados aguas arriba se encuentran en buen estado lo que generaría una reducción económica para la nueva estructura imagen 15.

Imagen 15. Paredes de Contención de la Bocatoma.



Fuente: Autores.

Compuerta

La compuerta presenta fallas estructurales en su marco como muestra la imagen [16], lo cual se debe a que el material de la compuerta no es el más indicado para resistir algunos golpes que se pueden presentar durante el trascurso de grandes sedimentos, en la imagen se nota como por culpa de la erosión la compuerta ha perdido adherencia a la pared lo que implica que la cantidad de agua captada no sea la indicada según los cálculos y de esta manera no controla el ingreso de sedimentos u otros objetos que se puedan encontrar en el sistema.

Imagen 16. Fallas de la compuerta Bocatoma – Aducción.



Fuente: Autores.

2.2 DIAGNÓSTICO DE LA LÍNEA DE ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN

2.2.1 Diagnóstico Hidráulico.

La línea de aducción del sistema es óptima puesto que no presenta ningún tipo de incumplimiento según los parámetros mínimos que se estipulan en la RAS 2000 y/o resolución 0330 de 2017, describiendo los elementos de la línea de aducción de la siguiente manera:

Tabla 7. Dimensiones Existentes de la Línea de Aducción.

LÍNEA DE ADUCCIÓN	
ELEMENTO	ESCENARIO 1
CAUDAL	195 l/s
LONGITUD	25 m
PENDIENTE	3,50%
DIAMETRO TUBERIA ASBESTO CEMENTO COMERCIAL	12"
RUGOSIDAD	0,011

Fuente: Autores.

Según la tabla anterior se identifica que el sistema cuenta con una longitud, pendiente y diámetro óptimo para el caudal existente, sin embargo, presenta una problemática la cual es el tipo de material en la que se encuentra constituido el sistema, puesto que es un material prohibido por la ley 1968 del 2019.

Asimismo, cuando se habla de la línea de conducción, cumple con los parámetros mínimos de la resolución 0330 de 2017 en cuanto a longitudes y presiones, pero como en la línea de aducción también se encuentra el asbesto cemento como material del sistema, que aparte de ser prohibido por la ley es un material obsoleto para ser implementado en un sistema de acueducto.

2.2.2 Diagnóstico Físico

La línea de aducción actualmente se encuentra en asbesto cemento con un diámetro de 12 pulgadas, en donde la vida útil de esta tubería por sus materiales no es tan prolongada como con otros, se evidencia junto a la comunidad que cuando el río incrementa su cauce esta tubería muestra excesos de agua, el cual nos hace

pensar que tiene perforaciones por donde se expulsan estos excesos generando que el agua se pose por varios días cuando llueve en grandes cantidades.

2.3 DIAGNOSTICO DEL TANQUE DESARENADOR

2.3.1 Diagnóstico Hidráulico

Los parámetros de diseño del tanque desarenador cuentan con un porcentaje de aceptación según la resolución 0330 de 2017 bastante alto, pero presentan falencias en cuanto a la relación de dimensiones, puesto que la relación existente es de 6:1 y según la norma debe ser 4:1 explicando que el tanque tiene un sobredimensionamiento de manera inadecuada.

A continuación, se observan las dimensiones existentes del tanque desarenador:

Tabla 8. Dimensiones Existentes del Tanque Desarenador.

DESARENADOR	
ELEMENTO	ESCENARIO 1
CAUDAL	195 l/s
NUMERO DE MODULOS	3
GRADO DESARENADOR	1
PARAMETROS DE SEDIMENTACIÓN	
VOLUMEN DEL TANQUE	504 m ³
AREA SUPERFICIAL DEL TANQUE	126 m ²
ANCHO DEL TANQUE	4,5 m
VERTEDERO DE SALIDA	
ALTURA DE VERTEDERO DE SALIDA	0,10 m
LONGITUD VERTEDERO DE SALIDA	0,60 m
BORDE LIBRE	0,20 m
PANTALLA DE SALIDA	
PROFUNDIDAD	2 m
DISTANCIA AL VERTEDERO DE SALIDA	1,33 m
PANTALLA DE ENTRADA	
PROFUNDIDAD	2 m
DISTANCIA A LA CÁMARA DE AQUIETAMIENTO	4,5 m

ALMACENAMIENTO DE LODOS	
PROFUNDIDAD	4,5 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	17.82%
PENDIENTE LONGITUDINAL EN L/3	13.11 %
PENDIENTE LONGITUDINAL EN 2L/3	5.56%
CAMARA DE AQUIETAMIENTO	
PROFUNDIDAD	1,50 m
ANCHO DEL TANQUE	1,81 m
LARGO	3,50 m

Fuente: Autores.

Otra falencia importante que se destaca en el tanque desarenador es la pendiente longitudinal en 2L/3 pues la resolución 0330 de 2017 dice que las pendientes del almacenamiento de lodos deberán ser mayores al 10% y esta no cumple con el parámetro mínimo.

2.3.2 Diagnóstico Físico

Paredes del desarenador:

En el desarenador encontramos que las paredes que contienen el agua presentan desprendimiento de partículas del material en que se encuentran, lo que disminuye la vida útil de estas paredes generando filtraciones subterráneas y desbordamientos, por otra parte, este tanque desarenador de la imagen [17] nos demuestra que el no tener un techo o una cubierta que proteja el tanque permite el ingreso de objetos u animales no permitidos y de igual manera cuando se presentan grandes precipitaciones el desbordamiento de este.

Imagen 17. Tanque Desarenador.



Fuente: Autores.

Pantallas de perforación:

Se observó que las tres (3) pantallas de perforación sufren taponamientos debido a materiales no habituales como hojas, animales muertos y residuos de basura, que ocasionan que el flujo de agua no transcurra de manera óptima, en la imagen 18 se muestra una pantalla de perforación que contiene agua de color turbio por la falta de mantenimiento.

Imagen 18. Pantallas de Perforación.



Fuente: Autores.

Las escaleras de gato evidenciadas en la imagen 19 necesitan un cambio de barrotes debido a que ya cumplieron su vida útil y por permanecer en agua ha hecho que estas se desprendan generando así una labor tediosa a la hora de remover residuos de materia vegetal u orgánica.

Imagen 19. Escaleras de Gato en el Desarenador.



Fuente: Autores.

Válvulas de compuerta:

Estas válvulas que en su totalidad son ocho (8), se encuentran en un estado de abandono, en donde se detalló que solamente cuatro (4) de estas están completas con todos sus accesorios, las restantes presentan una insuficiencia debido a la falta de accesorios que no permiten la operación de estas compuertas como se evidencia en la imagen 20

Imagen 20. Vástago del Módulo.



Fuente: Autores.

3. ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO Y RE-DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS

3.1 ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO

Para mejorar el acueducto que existe actualmente en el municipio de Fusagasugá, se necesita hacer un re-diseño de cada uno de los componentes que forma el sistema, desde la bocatoma hasta la línea de conducción

se propone la mejora del acueducto que existe hoy en día mediante los Sigüientes cálculos:

- ✓ Proyecciones poblacionales.
- ✓ Bocatoma.
- ✓ Línea de aducción.
- ✓ Desarenador.
- ✓ Línea principal de conducción

3.2 PROYECCIONES POBLACIONALES

El diseño de un acueducto se inicia con unos factores que estiman la población a la que se le está realizando el estudio, partiendo de este argumento lo primero a realizar es una proyección poblacional por medio de los tres métodos que se encuentran en la norma RAS 2000 en la sección del título B, por consiguiente, los cálculos obtenidos por los tres métodos son:

- Método lineal o aritmético
- Método geométrico
- Método exponencial

Para iniciar con el diseño se deben obtener los datos de los censos más recientes, en este caso se utilizaron los censos que nos proporciona el DANE 1985-1993-2005 del municipio de Fusagasugá (Cundinamarca).

Tabla 9. Censo vs Habitantes

CENSO	HABITANTES
1985	47485
1993	57915
2005	85008

Fuente: Autores.

3.2.1 Método lineal o aritmético

Este método se usa frecuénteme en poblaciones que presentan un crecimiento constante que a través del tiempo tienden a ser lineal.

$$P_{\text{año proy}} = P_{\text{ultimo censo}} + r(T_{\text{proy}} - T_{\text{ult censo}}) \quad [1]$$

Para calcular r se realiza el despeje correspondiente en donde la ecuación final quedaría:

$$r = \frac{P_{\text{año proy}} - P_{\text{ultimocenso}}}{T_{\text{proy}} - T_{\text{ult censo}}} \quad [2]$$

A continuación, se presentan los cálculos realizados:

Rata poblacional para 1985-1993:

$$r = \frac{P_{1993} - P_{1985}}{T_{1993} - T_{1985}}$$

$$r = \frac{57915 - 47485}{1993 - 1985}$$

$$r = 1304 \text{ hab/año}$$

Rata poblacional para 1993-2005:

$$r = \frac{P_{2005} - P_{1993}}{T_{2005} - T_{1993}}$$

$$r = \frac{85008 - 57915}{2005 - 1993}$$

$$r = 2258 \text{ hab/año}$$

Rata poblacional promedio:

$$r_{\text{prom}} = \left(1304 \frac{\text{hab}}{\text{año}} + 2258 \frac{\text{hab}}{\text{año}}\right) / 2$$

Entonces:

$$r_{prom} = 1781 \frac{hab}{año}$$

Al realizar el ajuste en la estimación de la población, es necesario comparar la población de diseño obtenida con la población proyectada, según la imagen [21] la población estimada para el año 2019 en el municipio de Fusagasugá es de 117019 habitantes.

Imagen 21. Proyecciones de Población Municipales por Área.

DANE				INFORMACIÓN ESTADÍSTICA						
COLOMBIA. PROYECCIONES DE POBLACIÓN MUNICIPALES POR ÁREA										
2005 - 2020										
A junio 30										
				TOTAL						
DP	DPNOM	DPMP	MPIO	2005	2006	2007	2017	2018	2019	2020
25	Cundinamarca	25290	Fusagasugá	108.938	111.420	113.888	139.805	142.426	145.039	147.631

Fuente: (DANE, 2005)

A continuación, se realiza el ajuste a la población de estudio:

Este ajuste se realizará con la rata poblacional promedio (r_{prom})

$$P_{año\proy} = P_{ultimo\ censo} + r_{prom}(T_{proy} - T_{ult\ censo})$$

$$P_{2019} = 85008 + 1781 (2019 - 2005)$$

$$P_{2019} = 109939 \text{ habitantes}$$

Este ajuste se realizará con la rata poblacional entre 1993 y 1985 ($r_{1993-1985}$)

$$P_{año\proy} = P_{ultimo\ censo} + r_{1993-1985}(T_{proy} - T_{ult\ censo})$$

$$P_{2019} = 85008 + 1304 (2019 - 2005)$$

$$P_{2019} = 103261 \text{ habitantes}$$

Este ajuste se realizará con la tasa poblacional entre 2005 y 1993 ($r_{2005-1993}$)

$$P_{\text{año proy}} = P_{\text{ultimo censo}} + r_{2005-1993} (T_{\text{proy}} - T_{\text{ult censo}})$$

$$P_{2019} = 85008 + 2258 (2019 - 2005)$$

$$P_{2019} = 116616 \text{ habitantes}$$

Se concluyó que el mejor ajuste es aquel que se obtuvo con la tasa poblacional entre los años 2005 y 1993.

3.2.2 Método geométrico

Se aplica a cuyas poblaciones presentan un incremento en su dinámica poblacional, en aquellas regiones que no presentan ningún inconveniente en sus actividades económicas.

$$P_{\text{proy}} = P_{\text{ulti. censo}} (1 + r)^{T_{\text{proy}} - T_{\text{ulti. censo}}} \quad [3]$$

Siguiendo el proceso de la resolución 0330 de 2017, la estimación de la población para el acueducto de Fusagasugá se realizó con los cálculos que esta solicita para hacer la comparación de las proyecciones con el DANE:

Rata poblacional para 1985-1993:

$$r = \frac{(P_{1993})^{\frac{1}{(T_{1993} - T_{1985})}}}{(P_{1985})} - 1 \quad [4]$$

$$r = \frac{(57915)^{\frac{1}{(T_{1993} - T_{1985})}}}{(47485)} - 1$$

$$r = 0.02513 \frac{\text{Hab}}{\text{año}}$$

Rata poblacional para 1993- 2005:

$$r = \frac{(P_{2005})^{\left(\frac{1}{T_{2005}-T_{1993}}\right)}}{(P_{1993})} - 1$$

$$r = \frac{(85008)^{\left(\frac{1}{T_{2005}-T_{1993}}\right)}}{(57915)} - 1$$

$$r = 0.03249 \frac{Hab}{año}$$

Rata poblacional promedio:

$$r_{prom} = \left(0,02513 \frac{Hab}{año} + 0.03249 \frac{hab}{año} \right) / 2$$

Entonces:

$$r = 0.02881 \frac{Hab}{año}$$

$$P_{2019} = 85008 (1 + 0.02513)^{2019-2005} = 120327.53 \text{ hab}$$

$$P_{2019} = 85008 (1 + 0,03244)^{2019-2005} = 133003.09 \text{ hab}$$

$$P_{2019} = 85008 (1 + 0,02881)^{2019-2005} = 126517.98 \text{ hab}$$

De igual manera al método anterior, se realizó el ajuste correspondiente al método geométrico, en donde se concluyó que para la población del año 2019 de acuerdo con las proyecciones del DANE el mejor ajuste es aquel que se obtiene en la rata poblacional para los años de 1985 a 1993.

3.2.3 Método exponencial

Para realizar este método es necesario tener como mínimo tres censos, para poder determinar la población, la proyección se hace por medio del promedio de la rata poblacional.

Continuando con los procedimientos anteriores de la población de estudio para el acueducto del municipio de Fusagasugá se realizó el ajuste para hacer su respectiva comparación con las proyecciones proporcionadas por el DANE:

$$P_{proy} = P_{ultcenso} * e^{r(T_{proy}-T_{ultcenso})} \quad [5]$$

Para calcular r se realiza el despeje correspondiente en donde la ecuación final quedaría:

$$r = \frac{\ln \left(\frac{P_{proy}}{P_{ultcenso}} \right)}{T_{proy} - T_{ultcenso}} \quad [6]$$

Rata poblacional para 1985-1993:

$$r = \frac{\ln \left(\frac{57915}{47485} \right)}{1993 - 1985}$$

$$r = 0.02482 \frac{hab}{año}$$

Rata poblacional para 1993-2005:

$$r = \frac{\ln \left(\frac{85008}{57915} \right)}{2005 - 1993}$$

$$r = 0.03198 \frac{hab}{año}$$

Rata poblacional promedio:

$$r_{prom} = 0.02482 \frac{hab}{año} + 0.03198 \frac{hab}{año}$$

Entonces:

$$r_{prom} = 0.0284$$

$$2019 = 85008 \text{ hab} * e^{0,02482(2019-2005)} = 120329 \text{ hab}$$

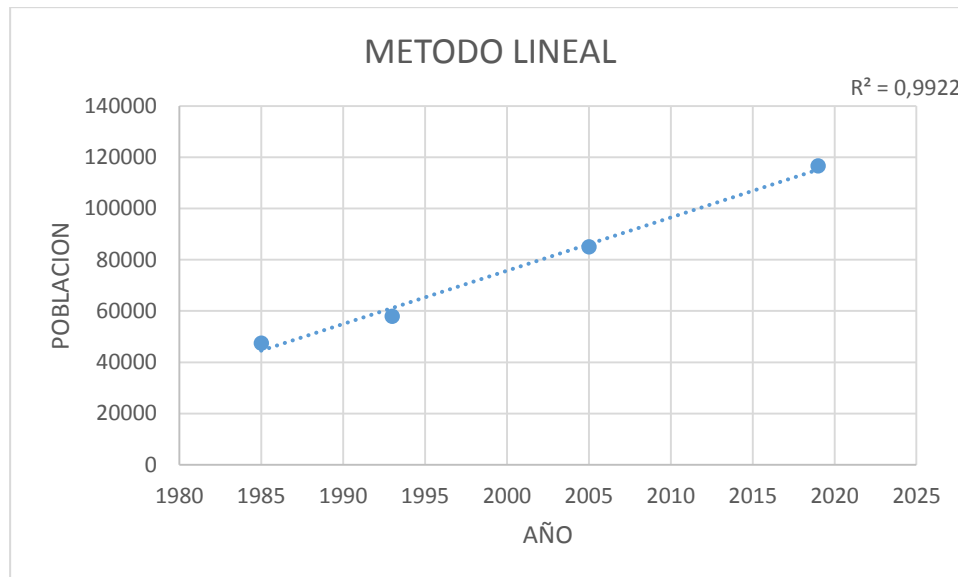
$$2019 = 85008 \text{ hab} * e^{0,03198(2019-2005)} = 133016 \text{ hab}$$

$$2019 = 85008 \text{ hab} * e^{0,0284(2019-2005)} = 126514 \text{ hab}$$

El mejor ajuste para la población del año 2019 de acuerdo con las proyecciones suministradas por el DANE es el obtenido para los años de 1985 y 1993.

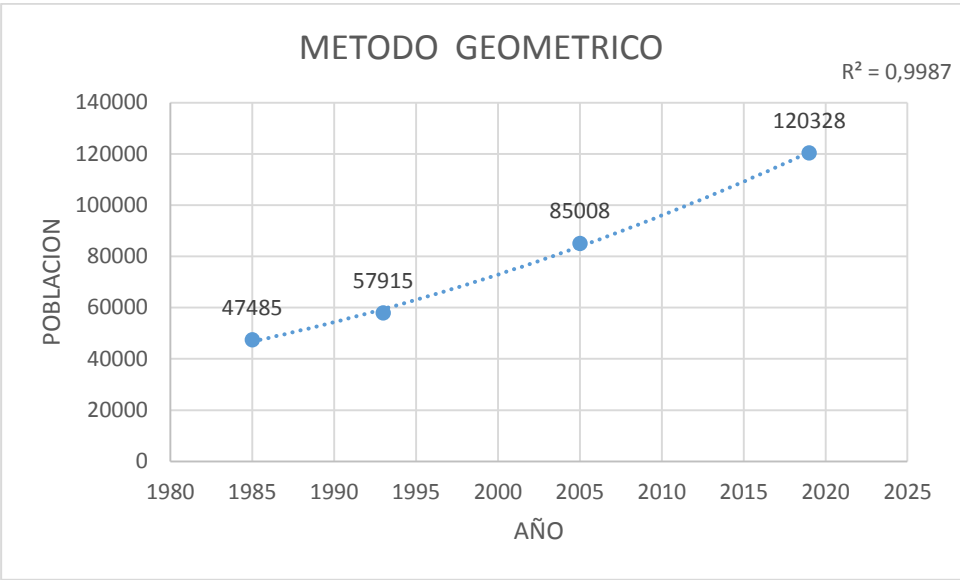
Se realizaron los ajustes mediante el programa Microsoft Excel de los tres métodos con los cuales se complementó la información de las proyecciones para esto se realizaron las gráficas para obtener un modelo con el cual se realizaron los cálculos correspondientes a la hora de diseñar y re-diseñar las estructuras hidráulicas.

Gráfica 1. Proyección Mediante el Método Lineal. (Población vs año)



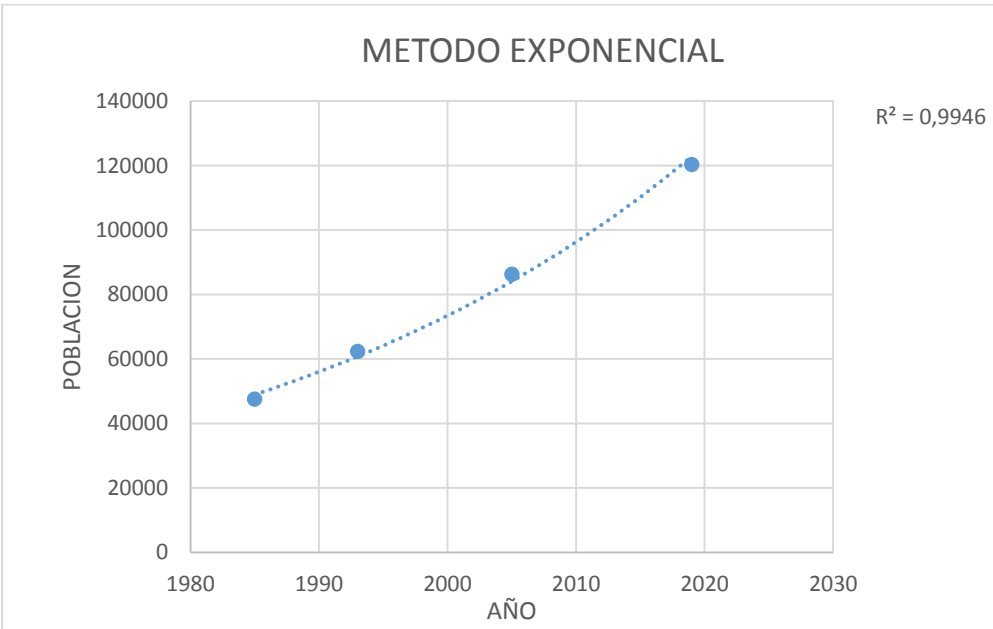
Fuente: Autores.

Gráfica 2. Proyección Mediante el Método Geométrico. (Población vs año)



Fuente: Autores.

Gráfica 3. Proyección Mediante el Método Exponencial. (Población vs año)



Fuente: Autores.

En la Tabla [7] se encuentra el método con la población actual y con la tasa poblacional más precisa a la hora de diseñar.

Tabla 10. Método, Población y Pata Poblacional.

MÉTODO	POBLACIÓN ACTUAL	r^2
Lineal	116617	0,9922
Geométrico	120328	0,9987
Exponencial	120329	0,9946

Fuente: Autores.

Para la rata poblacional:

$$r = 0,02513$$

$$P_{2044} = (120328(1 + 0,02513))^{(2044-2019)}$$

$$P_{2044} = 223790 \text{ habitantes}$$

Debido a que la planta Pekín suministra al 45% de la población, se obtiene el porcentaje correspondiente a la población hallada anteriormente:

$$45\% \text{ de la poblacion} = 223790 \text{ habitantes} * 0,45$$

Siendo así:

$$45\% \text{ de la poblacion} = 100706 \text{ habitantes}$$

Dotación pura

Para hacer un estimado de la dotación a usar, como dato de diseño para el acueducto se tomó 130 L/hab*día de acuerdo a la altitud a la que se encuentra la población, este valor se tomó de la siguiente tabla:

Tabla 11. Dotación pura máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.

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

Fuente: (MINVIVIENDA, RESOLUCION 0330 , 2017).

Cálculo de caudales:

Según la tabla anterior, la dotación pura para municipio de Fusagasugá que se encuentra entre 1000-2000 m.s.n.m es de:

$$130 \frac{l}{hab * dia}$$

Dotación Bruta:

Establecida la dotación pura, se calcula la dotación bruta que según el artículo 44 de la Resolución 0330 de 2017, es el máximo de agua que se requiere para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, por tanto, para realizar su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$d_{bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - 0,25} \quad [7]$$

Donde:

dbruta: Dotación bruta

dpura: Dotación pura

%p: Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para diseño

Tomando como % de pérdidas 25% que es máximo permitido por la normatividad, se obtiene el siguiente resultado:

$$d_{bruta} = \frac{130 \frac{l}{hab * dia}}{1 - 0,25}$$

$$d_{bruta} = 173,33 \frac{l}{hab * dia}$$

Caudal medio diario (Qmd):

Es el promedio obtenido de un registro de 12 meses y es la principal estimación del QMD y QMH, Este caudal expresado en litros por segundo se obtiene así:

$$Qmd = \frac{población * dbruta}{86400} \quad [8]$$

$$Qmd = \frac{100706 \text{ hab} * 173,33 \frac{l}{\text{hab} * \text{día}}}{86400}$$

$$Qmd = 202,03 \frac{l}{s}$$

Caudal máximo diario (QMD):

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. En otras palabras, representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente exempuje:

$$QMD = Qmd \quad * k1 \quad [9]$$

$$QMD = Qmd \quad * 1,3$$

Siendo así:

$$QMD = 202,03 \frac{l}{s} * 1,3$$

$$QMD = 262,63 \frac{l}{s}$$

Caudal máximo horario (QMH):

Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y en general se determina como:

$$QMH = QMD * k2 \quad [10]$$

$$QMH = QMD * 1,6$$

Siendo así:

$$Q_{MH} = 262,63 \frac{l}{s} * 1,6$$

$$Q_{MH} = 420,21 \frac{l}{s}$$

Nota. Los coeficientes de diseño K1 y K2 se tomaron de la resolución 0330 del 8 de junio del 2017, donde se expone que de acuerdo a la población proyectada estos coeficientes no podrán superar unos valores máximos y que para el desarrollo.

3.3 DISEÑO HIDRÁULICO DE LAS ESTRUCTURAS

El diseño hidráulico consiste en elaborar cada uno de los componentes del sistema de acueducto desde la captación hasta el desarenador, es importante destacar que el periodo de diseño para estas estructuras según el artículo 40 de la resolución 0330 de 2017 es de 25 años.

Los diseños de las estructuras en mención se encuentran a continuación

3.3.1 ESCENARIO 1

El siguiente escenario fue diseñado mediante la información proporcionadas por la empresa de servicios públicos Emserfusa y por las medidas tomadas en el campo, y teniendo como base principal la información de la concesión del río.

BOCATOMA

A continuación, se exponen los resultados correspondientes a una bocatoma de fondo:

Caudal de diseño (Q_{diseño}):

Según la tabla 3 el caudal de la concesión es de $153,75 \frac{l}{s}$ el cual se utiliza como caudal de diseño para captación en fuente superficial.

Información previa

Ciclo de diseño: 25 años (según artículo 40 de la resolución 0330 de 2017).

Población de diseño (2044): 100706 habitantes.

Caudal de diseño: 153,75 l/s

Espacio del río: 8.0 metros

Diseño de una presa

Según lo medido en campo, se tomó un espacio de río de 7.0 metros.

La Hoja de agua en condiciones de diseño es de:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [11]$$

$$H = \left(\frac{0,15375 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84(7,0 \text{ m})} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0,0522\text{m}$$

La bocatoma presenta dos contracciones por este hecho se hace una corrección por vertimiento

$$L' = L - 0.2H \quad [12]$$

$$L' = 7 - 0.2(0,0522)$$

$$L' = 6.98\text{m}$$

Vel del río encima la presa

$$V = \frac{Q}{L'H} \quad [13]$$

$$V = \frac{0,15375 \text{ m}^3/\text{s}}{6,98 * 0,0522\text{m}}$$

$$V = 0.42 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se observa que la vel del río sobre la presa cumple con lo establecido en la resolución 0330 de 2017 que es $0,3\text{m/s} \leq V_r \leq 3,0\text{m/s}$

La Vel del río sobre la presa está en el rango de $0,3 \text{ m/s} < 0,42 \text{ m/s} < 3,0 \text{ ms/}$ es decir que la **vel obtenida cumple.**

Solución de la rejilla y canal de aducción

El canal de aducción (B) tiene una amplitud el cual se calcula a partir de la ecuación del alcance de chorro máximo.

$$X_s = 0.36 (V_r)^{\frac{2}{3}} + 0.60(H)^{\frac{4}{7}} \quad [14]$$

Donde:

Es = Al borde superior.

Vr = Vel rio (0,42 m/s).

H = Prof de la Hoja encima la presa (0,0522 m).

Solucionando:

$$X_s = 0.36 (0,42)^{\frac{2}{3}} + 0.6(0,0522)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,31 \text{ m}$$

El alcance al borde inferior se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$X_i = 0.18 V_r^{\frac{2}{3}} + 0.74H^{\frac{3}{4}} \quad [15]$$

Donde:

Xi = Alcance borde inferior.

Vr = Vel de la garganta (0,42 m/s).

H = Prof de la Hoja encima de la presa (0.0522 metros).

Resolviendo:

$$X_i = 0.18 (0,42)^{\frac{2}{3}} + 0.74(0,0522)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0,19 \text{ m}$$

Para el holgado del canal:

$$B = X_s + 0.10 \text{ [16]}$$

Donde:

B = Holgado del canal de aducción.

Xs = Dist borde superior (0,31 m).

Solucionando:

$$B = 0,31 + 0,10$$

$$B = 0,41 \text{ m}$$

Siendo así por semejanza se acogió una amplitud de rejilla y del conducto de aducción de 0,45 metros.

Longitud rejilla y número de orificios

Se adquieren barrotes de $\frac{3}{4}$ " (0,0191 m) con una diferencia de 5 cm entre ellos, de igual manera una constante K de 0.9 de flujo paralelo y se supone una vel de barrotes de 0.2 m/s, Se calcula el área pura con la siguiente ecuación:

$$A_n = \frac{Q}{0.9 V_b} \text{ [17]}$$

Donde:

An = Área pura de la rejilla.

Vb = Vel en medio de barrotes (0.2 m/s).

Q = Caudal de diseño (0.15375 m³ /s).

Solucionando:

$$A_n = \frac{0,15375 \frac{m^3}{s}}{0,9 * 0,2 \frac{m}{s}}$$

$$A_n = 0,8542m^2$$

Longitud de la rejilla

Se calcula el largo de la rejilla con la siguiente ecuación:

$$L_r = \frac{A_n * S_b * \emptyset_{barra}}{S_b * B} \quad [18]$$

Donde:

An: Área pura de la rejilla.

Sb: Distancia entre barrotes.

\emptyset_{barra} = diámetro de los barrotes.

B= Amplitud de canal de aducción.

Solucionando:

$$L_r = \frac{0,8542m^2(0,05 m + 0,0191m)}{0,05m * 0,45m}$$

$$L_r = 2,623m$$

Se adquieren 2,65 m de longitud de la rejilla por construcción y para que su mantenimiento sea de fácil acceso debido a que esta longitud se ajusta con el área pura.

Se recalcula el área pura con la siguiente ecuación:

$$A_n = \frac{S_b}{S_b + \emptyset_{barra}} * B * L_r \quad [19]$$

Donde:

An: Área pura de la rejilla.

Sb: Espacio entre barrotes.

\emptyset_{barra} = diámetro de los barrotes.

B= Amplitud de canal de aducción

Lr= Longitud de la rejilla

Solucionando en la ecuación [19].

$$An = \frac{0,05}{0,05 + 0,0191} * 0,45 * 2,65$$

$$An = 0,86m^2$$

Número de orificios

$$N = \frac{An}{Sb * B} \quad [20]$$

Donde:

N= Número de orificios.

An: Área pura de la rejilla.

Sb: Espacio entre barrotes.

B= Amplitud de canal de aducción.

Solucionando:

$$N = \frac{0,86}{0,05 * 0,45}$$

$$N = 38 \text{ orificios}$$

Se adquieren 38 orificios, separados entre sí de 0.05 m. Donde se recalculan los datos para obtener las siguientes condiciones:

Área pura

$$An = Sb * B * N \quad [21]$$

Solucionando:

$$An = 0,05 * 0,45 * 38$$

$$An = 0,86m^2$$

Vel entre barrotes

$$Vb = \frac{Q}{0,9 * An} \quad [22]$$

Solucionando:

$$Vb = \frac{0,15375}{0,9 * 0,86}$$

$$Vb = 0,20 \frac{m}{s}$$

Longitud de la rejilla

$$Lr = \frac{An * (Sb + \phi barra)}{Sb * B} \quad [23]$$

$$Lr = \frac{0,86(0,05+0,0191)}{0,05*0,45}$$

$$Lr = 2,64 \text{ m}$$

Siendo así se adquiere un largo de 2,65 metros de rejilla.

Canal de aducción

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

Aguas abajo

$$he = hc = \left(\frac{Q^2}{gB^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad [24]$$

Donde:

he = Prof aguas abajo.

hc = Prof crítica.

g = Gravedad (9.81 m/s²).

Q = (0.15375 m³ /s).

B = Holgado del canal de aducción (0,45m).

Solucionando:

$$he = hc = \left(\frac{0,15375^2}{9,81(0,45)^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$he = hc = 0,2283 \text{ m}$$

Aguas arriba

La Longitud de la rejilla es 7,0m.

$$L_{canal} = L_{rejilla} + \text{Espesor}$$

$$L_{canal} = 2,65m + 0,3m = 2,95m$$

Se adquiere una inclinación de 3% con un espesor de paredes de 0.3 metros.

La altura total de las paredes del canal de aducción con un borde libre (BL) de 0.15 m.

$$i = 3\%$$

$$h_o = (2(h_e)^2 + \left(h_e - \frac{i * L_c}{3} \right)^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i L_c \quad [26]$$

Donde:

o = Prof aguas arriba.

i = inclinación del fondo del canal (3%)

Lc = Longitud del canal (2,95 m).

he = Prof aguas abajo (0,2283 m).

Solucionando:

$$h_o = [2(0,2283)^2 + \left(0,2283 - \frac{0,03 * 2,65}{3} \right)^2]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0,03 * 2,95$$

$$h_o = 0,3202 \text{ m}$$

Altura total agua arriba

$$H_o = h_o + BL \quad [27]$$

Donde:

Ho = Prof aguas arriba del canal de aducción más capa de agua

ho = Prof aguas arriba (0.3202 m).

BL = Prof del canal de aducción (0.15 m).

Solucionando:

$$H_o = 0,3202 + 0,15$$

$$H_o = 0,4702 \text{ m}$$

Altura total aguas abajo

$$He = Ho + iLc \quad [28]$$

Donde:

He = Prof aguas abajo del canal de aducción más Hoja de agua.

Ho = Prof aguas arriba del canal de aducción más Hoja de agua (0.4702 m).

I = Inclinación del fondo del canal (3%).

Lc = Longitud del canal (2,95 m).

Solucionando:

$$He = 0,4702 + 0,03 * 2,95$$

$$He = 0,5587 \text{ m}$$

Vel del agua al final del canal es:

$$Ve = \frac{Q}{B * he} \quad [29]$$

donde:

Ve = Vel del canal al final del canal.

B = Amplitud de la rejilla (0,45 m).

he = Prof aguas abajo (0,2283m).

Q = Caudal de diseño (0.15375 m³ /s).

Solucionando:

$$Ve = \frac{0,15375}{0,45 * 0,2283}$$

$$Ve = 1,4965 \frac{m}{s}$$

La vel calculada del agua al final del canal no debe ser mayor a 3.0 m/s ni menor a 0.3 m/s.

0.3 m/s < 1,4965 m/s < 3.0 m/s →OK

Diseño de la Cuarto de recolección

Distancia borde superior de la Cuarto de recolección

$$X_s = 0,36(Ve)^{\frac{2}{3}} + 0,60(he)^{\frac{4}{7}} \quad [30]$$

Donde:

X_s = Distancia borde superior.

V_e = Vel del canal al final del canal (1,4965 m/s). h_e = Prof aguas abajo (0,2283m).

Solucionando:

$$X_s = 0,36(1,4965)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,2283)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,7290 \text{ m}$$

Alcance borde inferior Cuarto de recolección

$$X_i = 0,18(Ve)^{\frac{4}{7}} + 0,74(he)^{\frac{3}{4}} \quad [31]$$

Donde:

X_i = Alcance borde inferior.

V_e = Vel del canal al final del canal (1,4965 m/s). h_e = Prof aguas abajo (0,2283 m).

Solucionando:

$$X_i = 0,18(1,4965)^{\frac{4}{7}} + 0,74(0,2283)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0,4710 \text{ m}$$

Para la amplitud de la Cuarto:

$$B_{cámara} = X_s + 0,30 \quad [32]$$

donde:

B_{Cuarto} = Amplitud de la Cuarto.

X_s = Distancia borde superior (0.96 m).

$$B_{cámara} = 0,7290 + 0,30$$

$$B_{cámara} = 1,0290 \text{ m}$$

Se adquiere una Cuarto de 1,20 en el sentido de BCuarto por 1,50 m de lado por facilidad de mantenimiento.

Cálculo de la altura de las paredes de contención

El caudal máximo del río es de 12,16 m³/s según la tabla 9, donde se encontraron los datos de la estación Providencia que está ubicada en el río Barro Blanco.

Tabla 12 Valores Máximos Mensuales de Caudales (m³/s) de la Estación Providencia, Fusagasugá.

C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA												
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica												
VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m ³ /s)												
ESTACIÓN : 2119754 PROVIDENCIA												
Latitud	0422 N X=N=975996		Departamento		CUNDINAMARCA		Corriente		R. BARROBLANCO		Categoría	RN
Longitud	7418 W Y=E=974139		Municipio		FUSAGASUGA		Cuenca		R. SUMAPAZ		Fecha Instalación	6/1/2006
Elevación	2140 m.s.n.m		Oficina Provincial		12 SUMAPAZ						Fecha Suspensión	
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE
2009	2.91	1.294	3.876	6.654	3.554	3.554	2.588	1.035	0.827	1.294	4.199	0.418
2010	0.278	0.278	0.251	4.199	6.654	6.654	6.654	1.967	6.654	1.554	6.654	6.654
2011	0.748	4.199	0.278	2.588	1.555	1.014	0.259	0.853	0.579	2.45	1.014	1.395
2012	0.639	0.609	0.519	1.105	1.242	1.014	1.242	0.579	0.778	1.395	0.549	0.609
2013	0.363	2.679	2.832	8.672	6.124	6.124	12.16	4.708	3.338	2.755	8.672	8.672
2014	2.832	3.248	2.526	3.248	4.708	7.188	5.269	3.518	3.248	4.185	7.188	6.508
2015	0.658			1.752	0.314	1.752	0.731	0.694	0.427	0.398	0.694	0.489
2016		0.341	0.622	0.928	0.021	1.239	0.847	1.013	0.588	1.013	1.239	1.485
2017	1.434	0.807	1.286	0.97	0.622	1.192	0.807	0.807	0.489	1.59	1.59	0.887

Fuente: (CAR, 2019)

Cálculo de la Hoja de agua en la garganta

$$H = \left(\frac{Q}{1,84(L)} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [33]$$

Donde:

H = peso sobre el tope del vertedero.

Q = Qmaximo del río (12,162 m³ /s).

L = Longitud del vertedero (7,0 m).

$$H = \left(\frac{0,845 \text{ m/s}}{1,84 * 7,0 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0,16$$

La posibilidad mayor de captación de la rejilla se acerca al Q por mediación de un boquete, para la ecuación 35. Para el caudal captado se define un coeficiente de descarga de 0,3 (Cd).

Caudal captado

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2gH} \quad [35]$$

Donde:

Qcaptado= Q través de la rejilla.

Cd = Coeficiente de descarga (0.3).

Apura = Área pura de la rejilla (0,86 m²).

H = Altura para hoja de agua encima de la rejilla (0,13 m).

Solucionando:

$$Q_{captado} = 0,3 * 0,86 * \sqrt{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0,16 \text{ m}}$$

$$Q_{captado} = 0,4582 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Caudal de excesos

Qexcesos se identificó por la desigualdad entre el Qcaptado en medio de la rejilla y el Qdiseño, mediante la siguiente:

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseñado} \quad [36]$$

$$Q_{excesos} = 0,4582 - 0,1535$$

$$Q_{excesos} = 0,3045 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Condiciones del vertedero de excesos

Altura de excesos

$$H_{exc} = \left(\frac{Q_{excesos}}{1,84 * B_{camara}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [37]$$

Donde:

H_{exc} = Altura del vertedero de excesos.

Q = Caudal de excesos (0,3045 m³ /s).

B_{Cuarto} = Amplitud de la Cuarto (1,30 m).

Solucionando:

$$H_{exc} = \left(\frac{0,3045 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 1,20} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{exc} = 0,2669 \text{ m}$$

Vel de excesos

$$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} * B_{camara}} \quad [38]$$

Donde:

V_{exc} = Vel de excesos.

H_{exc} = (0,2669 m).

Q_{exc} = (0,3045 m³ /s).

B_{Cuarto} = (1,20 m).

Solucionando:

$$V_{exc} = \frac{0,3045 \text{ m}^3/\text{s}}{0,2669 \text{ m} * 1,20 \text{ m}}$$

$$V_{exc} = 0,95 \text{ m/s}$$

El cálculo de X_s se obtuvo mediante la siguiente ecuación:

$$X_s = 0,36(V_{exc})^{\frac{2}{3}} + 0,60(H_{exc})^{\frac{4}{7}} \quad [39]$$

$$X_s = 0,36(0,95)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,2669)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,6301 \text{ m}$$

Los excesos ubicados a 1,2 m ($0,6301+0,22$) de la pared de agua debajo del cuarto de acumulación, logrando estar a un espacio de 1,2 m ($1,5-1,2$) aguas arriba.

Cálculo de altitudes

Fondo del río de captación = 2050.233 msnm

Hoja sobre la presa

Diseño = 2050.273 msnm

Máxima = 2051.20 msnm

Promedio = 2050,40 msnm

Corona de las paredes de control

2050.233 + 1,00 = 2051.233 msnm

Canal de aducción

Fondo aguas arriba = 2049,7628 msnm

Aguas abajo = 2049,6743 msnm

Capas agua arriba = 2050,083 msnm

Capas agua abajo = 2049,4460 msnm

Cuarto de recolección

Hoja de agua = 2049,524 msnm

Cresta del vertedero = 2049,2574 msnm

Fondo = 2048,3243 msnm

Tubería de Excesos

Altitud de entrada 2048,3243 msnm

LÍNEA DE ADUCCIÓN (BOCATOMA – DESARENADOR)

A continuación, se exponen los resultados o tenidos para la línea de aducción del sistema de acueducto:

Caudal de Diseño

De la misma manera como en la bocatoma, se toma el Qconcesión para diseñar (0,15375 m3/s).

Inclinación de tubería

$$S = \frac{(\text{Cota salida bocatoma} - \text{Cota llegada al desarenador})}{\text{Longitud de conducción}} * 100$$

Solucionando:

$$S = \frac{(2048,324 - 2047,173)}{25} * 100 \quad [40]$$

$$S = 4,61\%$$

Diámetro de tubería

$$D = 1,548 * \left(\frac{nQ}{S^2}\right)^{\frac{3}{8}} \quad [41]$$

Donde:

D= Diámetro.

n = Rugosidad (0.009).

Q = Caudal de diseño (0.15375 m3 /s).

S = Inclinación de la línea de aducción (4,61%).

Solucionando:

$$D = 1,548 * \left(\frac{0,009 * 0,15375}{0,0461^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D=0,234\text{m} = 9,193''$$

Se toma un diámetro comercial de 10" y su respectivo diámetro interno de 0,26101m resolvemos teniendo en cuenta las condiciones de corriente a tubo lleno:

Caudal a tubo lleno

$$Q_0 = 0,312 \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad [42]$$

Donde:

Q_0 = Caudal a tubo lleno.

D = Diámetro interno (0,26101 m).

S = Inclinación aducción (4,61%).

n = 0,009

Solucionando:

$$Q_0 = 0,312 \frac{(0,26101\text{m})^{\frac{8}{3}} * (0,0461)^{\frac{1}{2}}}{0,009}$$

$$Q_0 = 0,2070 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Vel a tubo lleno

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0} \quad [43]$$

donde:

Q_0 = Caudal a tubo lleno (0,2070 m³ /s).

V_0 = Vel a tubo lleno.

A_0 = Zona del tubo (0,22 m²).

Solucionando:

$$Q_0 = \frac{0,2070 \frac{m^3}{s} * 4}{\pi(0,26101m)^2}$$

$$V_0 = 3,87 \frac{m}{s}$$

Según el Artículo 56 de la resolución 0330 de 2017 no se debe sobrepasar la vel recomendada para las características del material con el cual se va a diseñar, en este proyecto se utilizó PVC, donde la vel útil de este material debe estar alrededor de 3-5 m/s.

Radio hidráulico a tubo lleno

$$R_0 = \frac{D}{4} \quad [44]$$

$$R_0 = \frac{0,26101}{4} = 0,065m$$

Relación hidráulica $\frac{Q}{Q_0}$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0,15375}{0,2695} \quad [45]$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,74$$

Con el valor obtenido de $\frac{Q}{Q_0}$ en la ecuación [45] se entra a la tabla 14 para obtener los valores de relación hidráulica para conductos circulares:

Tabla 14. Relaciones Hidráulicas para Conductos Circulares.

Q/Q ₀	ReL	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V ₀	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R ₀	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V ₀	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R ₀	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V ₀	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R ₀	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V ₀	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R ₀	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V ₀	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R ₀	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V ₀	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R ₀	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V ₀	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R ₀	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V ₀	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R ₀	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V ₀	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R ₀	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V ₀	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R ₀	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/V ₀	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R ₀	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: (LOPEZ CUALLA, 2003)

Condiciones hidráulicas

$$\frac{V_r}{V_0} = 0,961$$

$$\frac{d}{D} = 0,719$$

$$\frac{R}{R_0} = 1,188$$

$$V_r = \frac{V_r}{V_0} * V_0 \quad [46]$$

$$V_r = 0,961 * 3,87 \text{ m/s}$$

$$V_r = 3,72 \frac{m}{s}$$

De acuerdo al artículo 56 de la resolución 0330 de 2017, dice que la vel de retención debe ser mayor a 0,5 m/s.

$$d = \frac{d}{D} * D \quad [47]$$

$$d = 0,719 * 0,26101$$

$$d = 0,1877 \text{ m}$$

$$R = \frac{R}{R_o} * R_o \quad [48]$$

$$R = 1,188 * 0,065$$

$$R = 0,0775 \text{ m}$$

Esfuerzo cortante

$$\tau = \gamma R S \quad [49]$$

$$\tau = 9819 * 0,0775 * 0,0461$$

$$\tau = 35,022 \frac{N}{m^2}$$

Comprobación de la altitud a la salida de la bocatoma

En el diseño de la bocatoma se acogió una prof de 1,2 metro desde la Cuarto de recolección hasta la base de la Cuarto, para esta prof se debe hacer una corrección la cual se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Correccion por cota} = d + 1,5 \frac{v^2}{2g} \quad [50]$$

Solucionando:

$$\text{Correccion por cota} = 0,1877 + 1,5 \frac{3,72^2 \text{m/s}}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$\text{Cota de salida} = 1,24 \text{ m}$$

El valor hallado no difiere del valor principal, no se debe realizar una corrección por altitud de salida de la bocatoma y se trabaja con el valor inicial de 1,20 m el Excesos mayor pronosticado es:

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{lleno}} - Q_{\text{diseño}} \quad [51]$$

Solucionando:

$$Q_{\text{excesos}} = 0,2075 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,15375 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0,0532 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Este sería la cantidad de agua que habrá que considerar pensar al momento del diseño de la estructura de excesos del tanque.

Cálculo de altitud

Altitud batea a la salida de la bocatoma = 2048,324

Altitud clave a la salida de la bocatoma = 2048,5853
m.s.n.m

Altitud batea a la llegada del desarenador = 2047,173
m.s.n.m

Altitud clave a la llegada del desarenador = 2047,4340
m.s.n.m

Altitud Hoja de agua a la llegada del desarenador = 2047,3565
m.s.n.m

DESARENADOR

En los Art 188 y 189 de la Res 0330 del 2017 permite realizar los cálculos para el análisis del tanque en donde se obtienen los siguientes resultados con unas situaciones iniciales:

Requisito de la tubería de entrada

Tabla 15. requisitos iniciales

Requisitos de entrada	
Q_d	0,1538
V	3,7177 m/s
Diámetro	0,26101 m
Q_o	0,2070 m ³ /s
V_o	3,87 m/s
d	0,188 m

Requisitos diseño desarenador	
Periodo de diseño	25 años
Número de módulos	3 un
Q_{md} (2044)	0,2020 m ³ /s
Q_{MD} (2044)	0,2626 m ³ /s
Req. planta purificación	0,0101 m ³ /s
Caudal diseño cada módulo	0,2020 m ³ /s
Diam. Partículas	0,100 m
Porcentaje de remoción	80%
Temperatura	20°C
Viscosidad cinemática, μ	0,01007 cm ² /s
categoría desarenador (n)	1
largo - amplitud	L = 4
	B = 1
Altitud Hoja tubería entrada del desarenador (m)	2047,356
Altitud batea tubería entrada del desarenador (m)	2047,173

Fuente: Autores

Operación de factores de sedimentación

Vel de sedimentación de partícula

Se encontró que la vel de sedimentación del grano es el diámetro inferior de ella, para la elaboración del diseño esta es igual a $d_s = 0,1$ mm mediante:

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(P_s - P)}{v} d^2 \quad [52]$$

Donde:

V_s = Vel de sedimentación.

$g = 981 \text{ cm/s}^2$

P_s = peso de la arena = 2,65.

P = Peso del agua = 1,00.

$v = 20^\circ \text{ C}$ (0,01007).

Solucionando:

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1,00)}{0,01007} * 0,010$$

$$V_s = 0,893 \frac{cm}{s} \equiv 0,00893$$

De la tabla 14 se identificó la correspondencia de θ/t mediante los valores del nivel del desarenador $n = 1$ y eliminación del 80%, el valor proporcionado por la tabla es de 4,0 hallado mediante el número de Hazen (V_s/V_0).

Tabla 16 Numero de Hazen

Remoción (%)							
Condiciones	87,5	80	75	65	60	55	50
n=1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,50	1,30	1,00
n=3	2,75		1,66				0,75
n=4	2,37		1,52				0,73
Máximo							
Teórico	0,88		1,75				0,5

Fuente: (LOPEZ CUALLA R. A., 2003)

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

Adquiriendo una prof servible de sedimentación de altura 4,5 m, el instante que tardaría el grano de diámetro 0,1 mm en llegar al fondo es igual:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad [53]$$

Donde:

t = Instante de llegada al fondo.

H = Prof útil de sedimentación (4,5 m).

V_s = Vel de sedimentación (0,223 cm/s).

Solucionando:

$$t = \frac{450 \text{ cm}}{0,893 \frac{cm}{s}}$$

$$t = 504 \text{ segundos}$$

El ciclo de retención hidráulico se calcula:

$$\theta = 4,0 * t \quad [54]$$

Donde:

θ = ciclo de parada.

t = Instante de grano al fondo (504 s)

Solucionando:

$$\theta = 4,0 * 504 = 2016 \text{ segundos}$$

$$\theta = 0,56 \text{ horas}$$

$$0,5 \text{ horas} \leq \Theta \leq 4 \text{ horas}$$

Se obtuvo el volumen correspondiente al tanque mediante:

$$V = \theta * Q \quad [55]$$

Donde:

V = Volumen del tanque.

θ = Periodo de retención (2016 s).

Q = Caudal de diseño (0,15375 m³/s).

Solucionando:

$$V = 2016 \text{ s} \times 0,2626 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 529,32 \text{ m}^3$$

La zona superficial del tanque diseñado se calcula:

$$A_s = \frac{V}{H} \quad [56]$$

Donde:

As = zona del tanque superficial.

V = (529,32 m³).

H = Prof sedimentación (4,5 m).

Solucionando:

$$A_s = \frac{529,32 \text{ m}^3}{4,50 \text{ m}}$$

$$A_s = 117,63 \text{ m}^2$$

El tanque tendrá unas características para L: B de equivalencia igual a 4:1.

La base se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \quad [57]$$

$$B = \sqrt{\frac{117,63}{4}}$$

$$B = 5,43 \text{ m}$$

Por lo que el largo se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$L = 4 * B \quad [58]$$

$$L = 4 * 5,43 \text{ m}$$

$$L = 21,72 \text{ m}$$

Las cargas hidráulicas superficiales para este tanque se obtienen con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad [59]$$

Donde:

q = Carga superficial de agua del tanque.

Q = 0,15375 m³/s.

A_s = 117,63 m².

Solucionando:

$$q = \frac{0,15375 \text{ m}^3/\text{s}}{117,63 \text{ m}^2}$$

$$q = 0,00223250 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

$$q = 192,89 \frac{m^3}{m^2} * d$$

Valor que se encuentra comprendido entre 15 y 1000 $\frac{m^3}{m^2} * d$

La velocidad de sedimentación del grano es la misma que la carga hidráulica superficial en donde en condiciones críticas corresponde a un diámetro inferior.

$$V_o = q = 0,00223250 = 0,223 \text{ cm/s}$$

El diámetro se halló según la siguiente ecuación:

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (P_s - P)}} \quad [60]$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0,223 * 18 * 0,01007}{981 * 1,65}}$$

$$d_o = 0,05 \text{ mm}$$

La eliminación de granos es de 0.05 mm teóricamente y en condiciones reales el diámetro mayor posible para eliminar estos granos, es de 0,1mm.

Tanto el tiempo como la velocidad son complementarias, es decir:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} \quad [61]$$

$$\frac{\theta}{t} = \frac{0,893}{0,223} = 4,0$$

Mediante las situaciones teóricas, se removerán granos de diámetro semejantes a 0,05 mm, pero al tener en cuenta la naturaleza de la corriente no uniforme. El diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0,1 mm.

La vel horizontal se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{V_o L}{H} \quad [62]$$

Donde:

Vh = Vel horizontal.

Vo = (0,223 cm/s).

L = Larg del Desa (21,69 m).

H = 4.50 m

Solucionando:

$$V_h = \frac{0,15375}{4,5 * 21,69} * 100$$

$$V_h = \frac{0,223 * 21,69}{4,5}$$

$$V_h = 1,08 \text{ cm/s}$$

La vel horizontal máxima según la resolución 0330 del 2017 se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{hmax} = 20V_s \quad [63]$$

Donde:

V_{hmax} = Vel máxima horizontal.

V_s = vel del grano 0,893 cm/s.

Solucionando:

$$V_{hmax} = 20 * 0,893$$

$$V_{hmax} = 17,86 \text{ cm/s}$$

La vel de suspensión máxima se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g(Ps - P)d} \quad [64]$$

Donde:

V_r = Vel de suspensión máxima.

k = Constante (para sedimentación de arenas es igual a 0.04).

f = Constante (para sedimentación por simple acción de la gravedad, cuando no hay coagulación, es igual a 0.03).

g = 981 cm/s².

$\rho_s = \text{arena} = 2.65.$

$\rho = 1.00.$

$D = 0.010 \text{ m}$

Solucionando:

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * 1,65 * 0,010}$$

$$V_r = 13,14 \frac{cm}{s}$$

Parámetros de sedimentación

Tabla 147. Parámetros de diseño.

Parámetros sedimentación		
d_s	0,010 cm	
ρ_s (gr/cm ³)	2,65	<i>Peso específico arenas</i>
ρ (gr/cm ³)	1,00	<i>Peso específico agua</i>
V_s	0,893 cm/s	
θ/t	4	<i>Tabla Número de Hazen</i>
H	4,50 m	<i>Prof útil sedimentacion, supuesta</i>
t	504 seg.	<i>Tiempo en llegar la partícula al fondo</i>
θ (seg.)	2016	
θ (hr.)	0,56 horas	$0,5 \leq \theta \leq 4$ OK
Vol.	529,32 m ³	<i>Volumen tanque</i>
A_s	117,63 m ²	<i>Área superficial tanque</i>
B	5,42 m	
L	21,69 m	
q	0,00223250 m ³ /m ² *seg.	<i>Carga hidráulica superficial - segundos</i>

q	192,89 m ³ /m ² *d.	q ≤ 1000	Carga hidráulica superficial - día
V _o = q	0,223 cm/s		
d _o	0,05 mm		
Comprobacion No. Hazen	4	Cumple	
V _h	1,08 cm/s	Vel horizontal	
V _{h max.}	17,86 cm/s	Vel horizontal máxima	
V _r	13,14 cm/s	Vel resuspensión máxima	

Condición de operación de los módulos

Tabla 158. Condición de operación de los módulos.

Desarenador valores			
condición de operación de los módulos			
θ	2.016 seg.		
θ	0,56 horas	0,5 ≤ θ ≤ 4	<u>OK</u>
q	192,89 m ³ /m ² *d.	q ≤ 1000	<u>OK</u>
Q _{operacion}	0,27 m ³ /s		
θ	1.941 seg.		
θ	0,54 horas	θ < 0,5	<u>OK</u>
q	200,30655 m ³ /m ² *d.	q > 80	<u>OK</u>

Vertedero de salida

La altura de la Hoja de agua sobre el vertedero se identificó:

$$H_v = \left(\frac{Q}{1,84 * B} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [67]$$

Donde:

H_v = Altura de la Hoja de agua sobre el vertedero.

Q = 0.15375 m³ /s.

B = 5,42 m.

Solucionando:

$$H_v = \left(\frac{0,15375 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 5,42 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0,09 \text{ m}$$

La vel del agua cuando pasa por el vertedero se obtuvo con ayuda de la siguiente ecuación:

$$V_v = \frac{Q}{BH_v} \quad [68]$$

Donde:

Vv = Vel el agua al pasar por el vertedero.

Q = 0,15375 m³/s

B = 5,42 m.

Hv = 0,09 m.

Solucionando:

$$V_v = \frac{0,15375 \text{ m}^3/\text{s}}{5,42 \text{ m} * 0,09 \text{ m}}$$

$$V_v = 0,55 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La vel sobre el tope del vertedero tiene que superar los 0,3 m/s para identificar con mayor constancia la fórmula de distancia Horiz, es decir, que para obtener dicho valor se emplean las siguientes ecuaciones:

$$X_s = 0,36(V_v)^{\frac{2}{3}} + 0,60(H_v)^{\frac{4}{7}} \quad [69]$$

Donde:

Xs, = Distancia borde superior.

Vv = 0.55 m/s.

Hv = 0.09 m.

Solucionando:

$$X_s = 0,36(0,55)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,09)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,39 \text{ m}$$

Para la longitud del vertedero:

$$L_v = X_s + 0,20 \quad [70]$$

Donde:

L_v = distancia del vertedero.

X_s = Distancia borde superior.

Solucionando:

$$L_v = 0,39 \text{ m} + 0,20$$

$$L_v = 0,59 \text{ m}$$

Vertedero de salida

Tabla 169. Vertedero de salida.

Vertedero de salida	
H_v	0,09 m
H_v modificado	0,09 m
V_v	0,55 m/s
X_s	0,39 m
Borde libre	0,20 m
L_v	0,59 m

Pantalla de salida

Tabla 20.17 Pantalla de Salida.

Prof	2,25 m
Dist. al vertedero de salida	1,33 m

Pantalla de ingreso

Tabla 21. Pantalla de ingreso.

Prof	2,25 m
Dist. al Cuarto quietamiento	5,42 m

Capacidad de lodos

Tabla 182 capacidad lodos.

Relación long: prof lodos	10		
Prof máxima	2,17 m		
Prof máxima adoptada	1,50 m	asumido	0,75 ≤ prof ≤ 1,5 (m)
Prof mínima adoptada	0,75 m	asumido	0,75 ≤ prof ≤ 1,5 (m)
Dist. Pto salida a Cuarto quietamiento	7,23 m		
Dist. Pto salida a vertedero	14,46 m		
Inclinación transversal	13,8%	>10%	
Inclinación longitudinal en L/3	10,4%	>10%	
Inclinación longitudinal en 2L/3	5,2%	10%	adquirido >10%

Fuente: Autores

De acuerdo a la resolución 330 del 8 de junio del 2017 las inclinaciones en el desarenador deben ser mayores a 10% por lo cual cumple.

Cuarto de quietamiento

Tabla 23 Cuarto de quietamiento.

Prof	1,50 m
Amplitud	1,81 m
Largo	3,00 m

Fuente: Autores

Evacuación del cuarto de quietamiento

Se usa el valor del caudal de excesos obtenido en la línea de aducción mediante la ecuación [51]:

$$Q_{excesos} = Q_{lleno} - Q_{diseño} \quad [51]$$

$$Q_{excesos} = 0,2070 \frac{m^3}{s} - 0,15375 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{excesos} = 0,0532 \frac{m^3}{s}$$

Se obtuvo la elevación encima del vertedero de excesos, del Cuarto de aquietamiento con la siguiente:

$$H_e = \left(\frac{Q_{excesos}}{1,84 * L_e} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [71]$$

Donde:

He = Altura sobre el vertedero de excesos de la Cuarto de aquietamiento.

Qexcesos = 0,532 m3/s.

Le = Largo adquirido (3,0 m).

Solucionando:

$$H_e = \left(\frac{0,0532 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 3,0 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

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

Se encontró la vel de excesos en la Cuarto de aquietamiento, según la siguiente formula:

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e L_e} \quad [72]$$

Donde:

Ve = Vel de excesos en la Cuarto de aquietamiento.

Qexcesos = 0,0532 m3/s.

He = 0,045 m.

Le = 3,0 m.

Solucionando:

$$V_e = \frac{0,0532 \text{ m}^3/\text{s}}{0,045 \text{ m} * 3,0 \text{ m}}$$

$$V_e = 0,39 \text{ m/s}$$

La distancia horizontal de la corriente se registró mediante las ecuaciones con las variaciones para esta ocasión, y la extensión del vertedero:

$$X_s = 0,36(0,39)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,045)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,30 \text{ m}$$

$$L_r = X_s + 0,10$$

$$L_r = 0,40 \text{ m}$$

Se cotejo el valor anteriormente obtenido con el actual, obteniendo un espacio de división del Cuarto de quietamiento, es decir 3,21 m y se adoptó el mayor como amplitud real, es decir:

$$\text{Amplitud Cuarto de quietamiento} = \frac{B \cdot ancho}{2} = \frac{5,42 \text{ m} \cdot 1,81 \text{ m}}{2} = 1,81 \text{ m}.$$

Tabla 24. Rebose de quietamiento.

Rebose de quietamiento	
Q _{excesos}	0,0532 m ³ /s
H _e	0,045 m
V _e	0,39 m/s
X _s	0,30 m
L _{rebose}	1,81 m
B quietamiento	5,42 m

Fuente: Autores

Perfil hidráulico

Se establece que, para el funcionamiento del perfil hidráulico es necesario un solo módulo, que es aquel que ejerce un trabajo con el Qmd y que necesidad del valor de purificación de la planta, como es un Q idéntico de 272,7 L/s.

Se identifican los desaprovechamientos por aumento de secciones y por el paso inferior de las pantallas

Pérdidas al ingreso del Cuarto de quietamiento

Se halló mediante la ecuación [73] que corresponde a la ecuación de pérdidas por aditamentos:

Tomando $K = 0,2$ debido a que la vel presenta una disminución.

$$h_m = k \Delta \frac{V^2}{2g} \quad [73]$$

Donde:

h_m = Pérdidas a la entrada de la Cuarto.

$k = 0.2$ por pérdida de vel.

V = Vel en la entrada del Cuarto.

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

Solucionando:

- $V_1 = 3,7177 \frac{m}{s}$
- $V_2 = \frac{0,2727}{1,81 \cdot 1,5}$
- $V_2 = 0.10 \frac{m}{s}$

$$h_m = 0.2 \left(\frac{(3,7177 \text{ m/s})^2 - (0.10 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right)$$

$$h_m = 0.14m$$

Pérdidas entrada Cuarto de quietamiento.

Tabla 25. Perdidas entrada Cuarto de quietamiento.

Pérdidas entrada Cuarto de quietamiento	
k	0,2
V_1	3,7177 m/s
V_2	0,01 m/s
h_m	0,14 m

Fuente: Autores

Pérdidas al ingreso del área de sedimentación

$$V_1 = 0.10 \frac{m}{s}$$

$$V_2 = V_h = 0.0108 \frac{m}{s}$$

La estimación de la vel al ingreso del área se calculó al identificar la diferencia entre la vel al ingreso del Cuarto y la vel horizontal, las pérdidas a la entrada del área de sedimentación se obtuvieron solucionando datos de la formula [73], por ende, el k corresponde a 0.1:

$$h_m = 0.1 \left(\frac{0.10^2 - 0.0108^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$h_m = 0.000510 \text{ m}$$

Pérdidas entradas zona sedimentación.

Tabla 26. Perdidas entrada zona sedimentación.

Pérdidas entradas zona sedimentación	
k	0,1
V ₁	0,10 m/s
V ₂	0,0108 m/s
h _m	0,0000510 m

Fuente: Autores

Pérdidas por las pantallas inicial y final

Las pérdidas de los orificios de grandes dimensiones son adquiridas por las pérdidas en las pantallas iniciales:

$$Q = C_d * A_o \sqrt{2gH}$$

$$A_o = 5.65 * 0.72$$

$$A_o = 4.07 \text{ m}^2$$

Despejando las pérdidas:

$$H = \left(\frac{1}{2g} \right) * \left(\frac{Q}{C_d * A_o} \right)^2 \quad [74]$$

$$H = \left(\frac{1}{2 * 9.81} \right) * \left(\frac{0.2727}{0.3 * 4.07} \right)^2$$

$$H = 0.000637 \text{ m}$$

desaprovechamiento por las pantallas inicial y final.

Tabla 197. Desaprovechamiento por las pantallas inicial y final.

desaprovechamiento por las pantallas inicial y final	
A ₀	4,07 m ²
H	0,000637 m

Fuente: Autores

Cálculos de los diámetros de la tubería de sobrantes y lavado

Tubería de sobrantes

Puesto que la magnitud de los caudales de la tubería termina siendo siempre un diámetro inferior o igual a 6"

Tubería de lavado

La operatividad hidráulica de esta tubería es una apreciación importante debido a que la escogencia del diámetro es el instante en que se demora en vaciar el tanque.

- Altitud de llegada del desagüe de lavado = 2047.173
- Altitud Hoja de agua sobre la tubería = 2047.3535
- Suponiendo un diámetro nominal 6 pulgadas = 0.168
- Tubería PVC RDE-41 C = 150
- Diámetro real = 0.154
- Longitud de conducción = 25
- Altura disponible 2047.355-2047.173 = 0.182 m
- Pérdidas en la conducción (longitud equivalente)
 - Entrada normal = 2.50 m
 - Válvula de compuerta = 1.10 m
 - Codo radio corto = 4.90m
 - Te cambio de dirección = 10.00 m
 - Salida: = 5.0 m
 - Tubería = 25 m
 - L.E total = 48.5 m

Se produjo la relación entre la altura aprovechable y el desaprovechamiento longitudinal equivalente:

$$J = \frac{H}{L.E} [75]$$

$$J = \frac{0.182}{48.5}$$

$$J = 0.0037 \frac{m}{m}$$

Se obtuvo el valor del caudal con la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q_{inicial} = 0.2785CD^{2.63}J^{0.54} [76]$$

donde:

$Q_{inicial}$ = Caudal inicial en el momento del lavado del desarenador

C = PVC- RDE41 = 150

D = 0,154 m

J = conexión entre la altura útil y el desaprovechamiento longitudinal equivalente (0,0037 m/m)

Solucionando:

$$Q_{inicial} = 0.2785 * 150 * (0.154)^{2.63} * (0.0037)^{0.54}$$

$$Q_{inicial} = 0.0161 \frac{m^3}{s}$$

Mediante la ecuación de continuidad se halló la vel para el $Q_{inicial}$

$$V = \frac{Q}{A} [77]$$

$$V = \frac{0.0161 m^3/s * 4}{\pi * (0.154 m)^2}$$

$$V = 0.80 \frac{m}{s}$$

Bajo estas condiciones el dato de la cabeza de velocidad se obtuvo mediante:

$$\left(\frac{V^2}{2g}\right) = \frac{(0.80m/s)^2}{2 * 9.81 m/s^2} = 0.03 m$$

El coeficiente de descarga del tanque se obtiene despejando la ecuación [35] teniendo en cuenta la tubería de desagüe:

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gH}$$

$$C_d = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH}} = \frac{0.0161 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi * (0.154 \text{ m})^2}{4} * \sqrt{2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * (1.50\text{m} + 1.00\text{m})}}$$

$$C_d = 0.11$$

El tiempo de instante en el que vacía se determinó mediante la ecuación de descarga de un orificio.

$$Q = \frac{dV}{dt} = C_d A_o \sqrt{2gH}$$

Despejando:

$$\frac{A_s dh}{dt} = C_d A_o \sqrt{2gh}^{\frac{1}{2}}$$

Despejado:

$$dt = \frac{A_s}{C_d A_o \sqrt{2g}} h^{\frac{1}{2}} dh \rightarrow t = \frac{2A_s}{C_D A_o \sqrt{2g}} H^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

t = Instante de vaciado del tanque

As = 117,63m².

Cd = (0.11).

A0 = D = 0.154 m.

g = 9.81 m/s².

H = 0,182 m.

Solucionando:

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2 * 117.63 \text{ m}^2}{0.11 * \frac{\pi(0.154 \text{ m})^2}{4} * \sqrt{2 * 9.81 \text{ m/s}^2}} * (0.182 \text{ m})^{\frac{1}{2}}$$

$$t_{vaciado} = 11059 \text{ seg} = 185 \text{ min} = 3.07 \text{ hr}$$

Cálculo de altitud

Tabla 28. altitud desarenador.

Altitudes	
Altitud batea tubería entrada	2.047,173 m
Altitud capa agua tubería entrada	2.047,36 m
Altitud capa agua Cuarto quietamiento	2.047,22 m
Altitud tope del vertedero cuarto de quiet.	2.047,17 m
Altitud fondo cuarto quiet.	2.045,72 m
Altitud capa agua en zona de sedimentación	2.047,22 m
Altitud de la corona muro desarenador	2.047,66 m
Altitud inferior pantallas de entrada y salida	2.044,97 m
Altitud fondo prof útil sedimentos	2.042,72 m
Altitud placa fondo entrada y salida desarenador	2.041,97 m
Altitud placa fondo en punto de desagüe	2.041,22 m
Altitud batea tubería lavado	2.041,22 m
Altitud clave tubería de lavado	2.041,24 m
Altitud tope vertedero salida	2.047,13 m
Altitud capa agua de recolección	2.046,98 m
Altitud fondo Cuarto de recolección (supuesta)	2.046,48 m
Altitud fondo Cuarto de recolección (calculada)	2.046,98 m

Fuente: Autores

LÍNEA DE CONDUCCION PRINCIPAL

Datos de entrada de la línea de conducción:

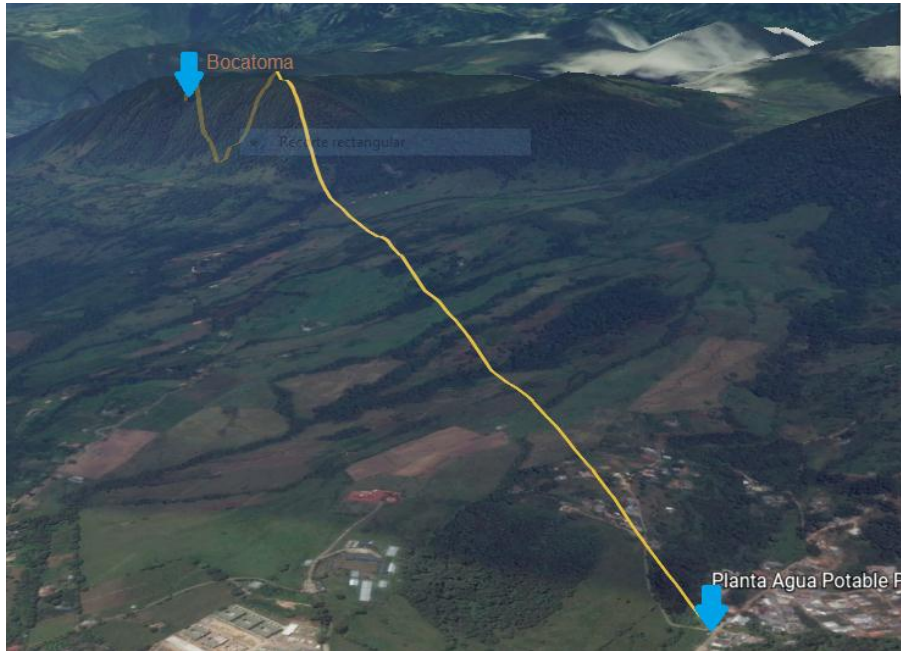
Tabla 209. Datos de entrada

PERIODO DE DISEÑO (años)	25
QMD (m ³ /s)	0,1538
ALTITUD DE CAPA DE AGUA A LA SALIDA DEL DESARENADOR (m)	2046.981
ALTITUD DE DESCARGA EN EL TANQUE DE ALMACENAMIENTO (m)	1989

Fuente. Autores

Mediante Google Earth se localizó la línea de conducción, en donde se encontraron las altitudes del terreno para su desarrollo.

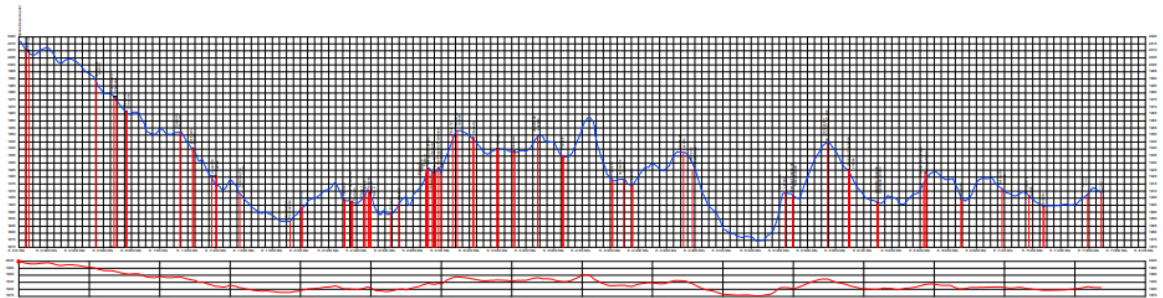
Imagen 22 línea de bocatoma- planta Pekín



Fuente. Autores

El trazado de la rasante, altitud clave y línea piezométrica se hacen presentes en la imagen en donde se muestra el perfil de conducción con todos sus accesorios.

Imagen 23 perfil de conducción.



Fuente. EMSERFUSA

Los valores de perfil de conducción se encuentran en la imagen donde se verifica el empuje máximo a la cual trabaja la tubería.

Imagen 24 Empuje de trabajo

Presión Nominal o de Trabajo a 23°C
PR160 psi (RDE 46)*

Referencia	Diámetro Nominal	Diámetro Exterior	Espesor de Pared	Diámetro Interior	Peso Aprox	Longitud		Rigidez Tubería
	pulg.	mm	mm	mm	Kg/m	Tubo	Campana	psi
2905080	3	88.90	2.76 (RDE 32.5)*	83.38	1.14		105.3	58
2900110	4	114.30	2.52	109.26	1.25		139.2	
2900112	6	168.28	3.71	160.86	2.70		161.7	20
2900114	8	219.08	4.83	209.42	4.58	6.0	179.8	
2900106	10	273.05	6.02	261.01	7.12		203.4	
2900108	12	323.85	7.14	309.57	10.02		220.5	
2900523	14	355.60	7.85	339.00	13.18		211.4	
2905387	16	406.40	8.97	388.46	17.17		232.7	
2905392	18	457.20	10.07	437.06	21.54		265.0	
2905394	20	508.00	11.19	485.62	26.81		295.0	

Fuente. PAVCO

Tabla 30.21 Empuje de diseño.

EMPUJE DE DISEÑO	
EMPUJE ESTATICO MAXIMO (EN ABSCISA 10400) (mca)	202,58
PRESION DE DISEÑO (mca)	263,355

Fuente. Autores

Por tanto, elegimos el tipo de tubería.

Tabla 221. Datos de tubería

DATOS TUBERIA
CALIBRE DE TUBERIA= RDE 13,5, TIPO 1, GRADO 1- PAVCO UNION PLATINO
EMPUJE DE TRABAJO= 22,14 KG/CM2 =221mca
n DE HAZEN-WILLIAMS (C) (150)

Fuente. Autores

Se calculan los diámetros que se implementan en la conducción.

Tabla 232. Calculo de diámetro

CALCULO DE DIAMETRO	
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H) (m)	57,9813
DISTANCIA VERDADERA DE TUBERIA (L) (m)	11922,79
PERDIDA DE CARGA UNITARIA (J) (m/m)	0,00486
DIAMETRO DE LA ECUACION HAZEN- WILLIAMS (m)	0,3338
DIÁMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA EL SISTEMA	14"

Fuente. Autores

Se establece una alternativa de diseño para un cambio de diámetro de la tubería.

ALTERNATIVA DE DISEÑO

Se utilizó la tubería que se encuentra en la imagen donde se define la tubería de conducción.

Para la tubería de 14"

Tabla 243. Alternativa de diseño tubería de 14"

	IN	MM
PARA EL DIAMETRO NOMINAL DE	12	273
DIAMETRO EXTERNO		273,05
ESPESOR DE LA PARED DEL TUBO		7,14
DIAMETRO INTERNO REAL		258,77

J1	0,02247
V1	2,9234
$V1^{1/2}/2G$	0,4356

Fuente. Autores

Para tubería de 16"

Tabla 254. Alternativa de diseño para tubería de 16"

	IN	MM
PARA EL DIAMETRO NOMINAL DE	14	355
DIAMETRO EXTERNO		355,6
GROSOR DE LAS PAREDES DEL TUBO		7,85
DIAMTRO INTERNO REAL		339,9

J2	0,005955
V2	1,694442
$V2^2/2G$	0,146334

Fuente. Autores

Se calculan la longitud para cada diámetro correspondiente.

Tabla 265. Carga hidráulica total

CARGA HIDRÁULICA TOTAL		
L1 TUBERIA EN 14"	3437,355	m
L2 TUBERIA EN 16"	8485,4347	m

Fuente. Autores

Hallamos las pérdidas para cada uno de los accesorios que tendrá la tubería.

Tabla 276. Calculo de pérdidas de energía

VALORES DE LAS PERDIDAD DE ENRG PEDIDAS POR CODOS		
8 CODO DE 90° EN 14"	0,25	13,25
4 CODO DE 22,5° EN 14"	0,12	0,3
Hm	13,55	

Fuente. Autores

Tabla 287. Perdidas por válvulas de control

PERDIDAS POR VALVULAS DE CONTROL		
K	0,2	
8 VALVULA EN 14"	11	2,7524
1 VALVULAS EN 16"	2	0,8537
Hm	0,496179	

Fuente. Autores

Tabla 298. Perdidas por la Tee

PERDIDAS POR LA TEE	
DE PASO DIRECTO (PURGA) EN 14" (K)	0,6
DE PASO LATERAL (SALIDA DESARENADOR) EN 14" (K)	1,3
Hm	0,2780

Fuente. Autores

Tabla 309. Perdidas por reducción gradual

PERDIDAS POR REDUCCIÓN GRADUAL (DE 14" A 12")	
D1/D2=	1,30777
K	0,22
Hm	0,0939137

Fuente. Autores

Tabla 40.31 Desaprovechamiento al ingreso normal al tubo 12"

PERDIDAS ingreso (12")	
Hm	0,435607

Fuente. Autores

Tabla 321. Perdidas por salida 12"

PERDIDAS POR SALIDA (12")	
Hm	0,435607

Fuente. Autores

Tabla 332. Pérdidas Totales

PERDIDAS TOTALES
14,9288237

Fuente. Autores

Recalculamos diámetros.

Tabla 343. Calculo de diámetro

CALCULO DE DIAMETRO	
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H)	43,052573
LONGITUD VERDADERA DE TUBERIA (L)	11922,79
ESCACEZ DE CARGA UNITARIA (J)	0,0036109
DIAMETRO DE LA ECUACION HAZEN- WILLIAMS	0,276943
DIÁMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA EL SISTEMA	12"

Fuente. Autores

Tabla 354. Carga hidráulica total

CARGA HIDRAULICA TOTAL	
L1 TUBERIA EN 12"	2533,7511
L2 TUBERIA EN 14"	9389,0388

Fuente. Autores

La línea piezométrica para cada tramo de diámetro diferente.

Tabla 365. Línea piezométrica tramo 14"

TRAMO EN 14"	
ALTITUD PIEZOMETRICA AL INICIO	2046,9813
ALTITUD PIEZOMETRICA AL FINAL	1976,1992

Fuente. Autores

Tabla 376. Línea piezométrica tramo 16"

TRAMO EN 16"	
ALTITUD PIEZOMETRICA AL INICIO	1976,1992
ALTITUD PIEZOMETRICA AL FINAL	1917,9422

Fuente. Autores

Comprobación del golpe de ariete.

Tabla 387. Comprobación Golpe de ariete

VERIFICACION DEL GDA	
VALVULA ABSCISA 1800	
ENLACE DE MODULOS DE ELASTICIDAD (K)	18
DISTANCIA REAL AL DESARENADOR	4000,9
ALTITUD	805
D 14" (mm)	339,9
ESPESOR DE LA PARED (mm)	7,85
VEL (m/s)	1,6944
CELERIDAD DE LA ONDA (C)	344,113
FASE DE TUBERIA (T)	23,2551
Ha	59,4368

Fuente. Autores

Tabla 398. Tiempo de manejo para no sobrepasar el empuje

DURACION PARA NO SOBREPASAR EL EMPUJE	
EMPUJE ESTATICO SOBRE LA VALVULA	1241,981
EMPUJE TOTAL SOBRE LA VALVULA	1301,418

Fuente. Autores

Se conocen con las condiciones a las cuales estará afectada la tubería.

Tabla 409. Condiciones que afectaran la tubería

VALVULA ABSCISA 3600:	
(K)	18
DISTANCIA VERDADERA AL DESARENADOR	8000,7
ALTITUD	727
D14" (mm)	339,9
GROSOR DE LA PARED (mm)	7,85
VEL (m/s)	1,6944
PRONTITUD DE LA ONDA (C)	344,11
FASE DE TUBERIA (T)	46,5003
Ha	59,43682

Fuente. Autores

Tabla 50. Tiempo de manejo para sobrepasar el empuje

TIEMPO PARA NO SOBREPASAR LA EMPUJE	
EMPUJE ESTATICA SOBRE LA VALVULA	1319,9814
EMPUJE TOTAL SOBRE LA VALVULA	1379,4182

Fuente. Autores

Tabla 411. Tiempo de maniobra

DURACION DE MANIOBRA	
EMPUJE DISPONIBLE PARA EL GDA	570,018
DURACION DE MANIOBRA	4,8486

Fuente. Autores

ANALISIS ESCENARIO 1

En el escenario 1 se determinó que actualmente se está captando más caudal del permitido y aun así protegiendo el caudal ecológico que es correspondiente a 58.5 l/s para así garantizar la vida útil del río y poder seguir captando de esta fuente, basándose en los cálculos obtenidos de las estructuras en comparación a las estructuras que existen se observa que la capacidad de estas estructuras no satisfacen la cantidad de agua que se está recogiendo partiendo de la necesidad de incumplir con la concesión para poder abastecer a los usuarios que son beneficiados por esta planta.

Al realizar los cálculos mostrados anteriormente se puede establecer que este sistema de acueducto actual necesita una remodelación y partiendo de que la concesión necesita volver a solicitarse para poder tener la autorización legal de captar lo necesario para los suscriptores y cuidando el caudal ecológico necesario para la conservación del río.

3.3.2 ESCENARIO 2

Este escenario se realizó mediante los caudales hallados por el método de proyecciones poblacional para determinar los caudales de diseño; De igual manera la información necesaria fue proporcionada por la empresa de servicios de Fusagasugá EMSERFUSA E.S.P.

BOCATOMA

Por consiguiente, se demuestran aquellos valores correspondientes a una bocatoma de fondo:

Caudal de diseño (Q_{diseño}):

Según la tabla [48] el caudal de diseño para captación en fuente superficial es hasta dos veces el caudal máximo diario.

Tabla 422.. Caudales de Diseño.

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

Fuente: (MINVIVIENDA, RESOLUCION 0330, 2017)

En este caso se utilizó 2 veces el caudal máximo diario.

$$Q_{diseño} = QMD * 2$$

$$Q_{diseño} = 262,63 \frac{l}{s} * 2$$

$$Q_{diseño} = 525,26 \frac{l}{s}$$

Información previa

Periodo de diseño: 25 años (según artículo 40 de la resolución 0330 de 2017).

Población de diseño (2044): 100706 habitantes.

Caudal de diseño: 525,26 l/s

Amplitud del río: 8.0 m

Diseño de una presa

Según lo medido en campo, se tomó una amplitud de presa de 7.0 metros.

La Hoja de agua en condiciones de diseño es de:

$$H = \left(\frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [11]$$

$$H = \left(\frac{0,5252 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84(7,0 \text{ m})} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0,1185\text{m}$$

La bocatoma presenta dos contracciones por este hecho se hace una corrección por vertimiento

$$L' = L - 0.2H \quad [12]$$

$$L' = 7 - 02(0,1185)$$

$$L' = 6,9763$$

Vel del río sobre la presa

$$V = \frac{Q}{L'H} \quad [13]$$

$$V = \frac{0,5252 \text{ m}^3/\text{s}}{6,9763 * 0,1185\text{m}}$$

$$V = 0.64 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se observa que la vel del río sobre la presa cumple con lo establecido en la resolución 0330 de 2017 que es $0,3\text{m/s} \leq V_r \leq 3,0\text{m/s}$

La Vel del río sobre la presa está en el rango de $0,3 \text{ m/s} < 0,64\text{m/s} < 3,0 \text{ ms/}$ es decir que la **vel obtenida cumple.**

Cálculo de la rejilla y canal de aducción

El canal (B) tiene una amplitud el cual se calcula a partir del alcance de fluido máximo.

$$X_s = 0.36 (V_r)^{\frac{2}{3}} + 0.60(H)^{\frac{4}{7}} \quad [14]$$

Donde:

X_s = Distancia borde superior.

V_r = Vel del rio (0,65 m/s).

H = Prof de la Hoja de agua sobre la presa (0,122 m).

Solucionando:

$$X_s = 0.36 (0,64)^{\frac{2}{3}} + 0.60(0,1185)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,44 \text{ m}$$

El alcance al borde inferior se calculó mediante la siguiente ecuación:

$$X_i = 0.18 V_r^{\frac{2}{3}} + 0.74H^{\frac{3}{4}} \quad [15]$$

Donde:

X_i = Alcance borde inferior.

V_r = Vel (0,65 m/s).

H = (0.122 m).

Solucionando:

$$X_i = 0.18 (0,64)^{\frac{2}{3}} + 0.74(0,1185)^{\frac{3}{4}}$$

$$X_i = 0,29m$$

Para el holgado del canal:

$$B = X_s + 0.10 [16]$$

Donde:

B = Holgado del canal de aducción.

Xs = 0,45 m.

Solucionando:

$$B = 0,45 + 0,10$$

$$B = 0,55m$$

Distancia de rejilla y cantidad de orificios

Se adquieren barrotes de $\frac{3}{4}$ " (0,0191 m) con un espacio de 5 cm entre ellos, de igual manera una constante K de 0.9 de flujo paralelo y se supone una vel de barrotes de 0.2 m/s, Se calcula el área pura con la siguiente ecuación:

$$A_n = \frac{Q}{0.9 V_b} [17]$$

Donde:

An = Área pura de la rejilla.

Vb = 0.2 m/s.

Q = 0.5252 m³ /s.

Solucionando:

$$A_n = \frac{0,5252 \frac{m^3}{s}}{0,9 * 0,2 \frac{m}{s}}$$

$$A_n = 2,9178 m^2$$

Distancia de la rejilla

Se calcula la longitud de la rejilla con la siguiente ecuación:

$$L_r = \frac{A_n * S_b * \emptyset_{barra}}{S_b * B} \quad [18]$$

Donde:

An: Área pura de la rejilla.

Sb: Espacio entre barrotes.

Øbarra= diámetro de los barrotes.

B= Amplitud de canal de aducción.

Solucionando:

$$L_r = \frac{2.92(0,05 + 0,0191)}{0,05 * 0,55}$$

$$L_r = 7,33$$

Se adquieren 7.4 m de longitud de la rejilla por adecuación y para que su revisión sea de fácil acceso debido a que esta longitud se ajusta con el área pura.

Se recalcula el área pura con la siguiente ecuación:

$$A_n = \frac{S_b}{S_b + \emptyset_{barra}} * B * L_r \quad [19]$$

Donde:

An: Área pura de la rejilla.

Sb: Espacio entre barrotes.

Øbarra= diámetro de los barrotes.

B= Amplitud de canal de aducción

Lr= Longitud de la rejilla

Solucionando:

$$An = \frac{0,05}{0,05 + 0,0191} * 0,55 * 7,4$$

$$An = 2,9450m^2$$

Número de orificios

$$N = \frac{An}{Sb * B} [20]$$

Donde:

N= Número de orificios.

An: Área pura de la rejilla.

Sb: Espacio entre barrotes.

B= Amplitud de canal de aducción.

Solucionando:

$$N = \frac{2,9450}{0,05 * 0,55}$$

$$N = 107,09 \text{ orificios}$$

Se adquieren 108 orificios, separados entre sí de 0.05 m. Donde se recalculan los datos para obtener las siguientes condiciones:

Área pura

$$An = Sb * B * N [21]$$

Solucionando:

$$An = 0,05 * 0,55 * 108$$

$$An = 2,97 m^2$$

Vel entre barrotes

$$Vb = \frac{Q}{0,9 * An} [22]$$

Solucionando:

$$V_b = \frac{0,5252}{0,9 * 2,97}$$

$$V_b = 0,20 \frac{m}{s}$$

Longitud de la rejilla

$$Lr = \frac{An * (Sb + \phi barra)}{Sb * B} \quad [23]$$

$$Lr = \frac{2,97 * (0,05 + 0,0191)}{0,05 * 0,55}$$

$$Lr = 7,46 \text{ m}$$

Siendo así se adquiere el valor de 7,5 m de largo para la rejilla.

Canal de aducción

Los niveles de agua en el canal de aducción son:

Aguas abajo

$$he = hc = \left(\frac{Q^2}{gB^2}\right)^{\frac{1}{3}} \quad [24]$$

Donde:

he = Prof aguas abajo.

hc = Prof crítica.

g = 9.81 m/s².

Q = 0.5252 m³ /s.

B = 0,55m.

Solucionando:

$$he = hc = \left(\frac{0,5252^2}{9,81 * (0,55)^2}\right)^{\frac{1}{3}}$$

$$he = hc = 0,4530 \text{ m}$$

Aguas arriba

La Longitud de la rejilla es 7,5m.

$$L_{canal} = L_{rejilla} + Espesor \quad [25]$$

$$L_{canal} = 7,5 \text{ m} + 0,3 \text{ m} = 7,8 \text{ m}$$

Se adquiere una inclinación de 3% con un grosor de paredes de 0.3 m.

La elevación total de las paredes del canal de aducción con una orilla libre (BL) de 0.15 m.

$$i = 3\%$$

$$h_o = (2(h_e)^2 + \left(h_e - \frac{i * L_c}{3} \right)^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * i L_c \quad [26]$$

Donde:

h_o = Prof aguas arriba.

$$i = 3\%$$

$$L_c = 7,8 \text{ m.}$$

$$h_e = 0,4530 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$h_o = (2(0,4530)^2 + \left(0,44 - \frac{0,03 * 7,8}{3} \right)^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} * 0,03 * 7,8$$

$$h_o = 0,5863 \text{ m}$$

Altura total agua arriba

$$H_o = h_o + BL \quad [27]$$

Donde:

H_o = Prof aguas arriba del canal de aducción más Hoja de agua

$$h_o = 0.5863 \text{ m.}$$

$$BL = 0.15 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$H_o = 0,5863 + 0,15$$

$$H_o = 0,7363 \text{ m}$$

Altura total aguas abajo

$$H_e = H_o + iL_c \quad [28]$$

Donde:

H_e = Prof aguas abajo del canal de aducción más Hoja de agua.

$$H_o = 0.7363 \text{ m}$$

$$i = 3\%$$

$$L_c = 7,80 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$H_e = 0,7363 + 0,03 * 7,8$$

$$H_e = 0,9703 \text{ m}$$

Vel del agua al final del canal es:

$$V_e = \frac{Q}{B * h_e} \quad [29]$$

donde:

B = Amplitud de la rejilla (0,50 m).

h_e = Prof aguas abajo (0,4530m).

Q = Caudal de diseño (0.5252 m³ /s).

Solucionando:

$$V_e = \frac{0,5252}{0,55 * 0,4530}$$

$$V_e = 2,11 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

La vel calculada del fluido al terminal el canal no debe ser mayor a 3.0 m/s ni menor a 0.3 m/s.

$$0.3 \text{ m/s} < 2,11 \text{ m/s} < 3.0 \text{ m/s} \rightarrow \text{OK}$$

Diseño de la Cuarto de recolección

Distancia borde superior de la Cuarto de recolección

$$X_s = 0,36(Ve)^{\frac{2}{3}} + 0,60(he)^{\frac{4}{7}} \quad [30]$$

Donde:

$$Ve = 2,11 \text{ m/s}$$
$$he = 0,4530 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$X_s = 0,36(2,11)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,4530)^{\frac{4}{7}}$$
$$X_s = 0,9735 \text{ m}$$

Alcance borde inferior Cuarto de recolección

$$X_i = 0,18(Ve)^{\frac{4}{7}} + 0,74(he)^{\frac{3}{4}} \quad [31]$$

Donde:

$$Ve = 2,11 \text{ m/s.}$$
$$he = 0,4530 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$X_i = 0,18(2,11)^{\frac{4}{7}} + 0,74(0,4530)^{\frac{3}{4}}$$
$$X_i = 0,6842 \text{ m}$$

Para la amplitud del Cuarto:

$$B_{\text{cámara}} = X_s + 0,30 \quad [32]$$

donde:

BCuarto = Amplitud de la Cuarto.

$$X_s = 0,96 \text{ m.}$$

$$B_{\text{cámara}} = 0,9735 + 0,30$$

$$B_{\text{cámara}} = 1,2735 \text{ m}$$

Se adquiere una Cuarto de 1,30 en el sentido de BCuarto por 2,0 m de lado por facilidad de mantenimiento.

Cálculo de la altura de las paredes de contención

El caudal máximo del río es de 12,16 m³/s según la tabla [49], donde se encontraron los datos de la estación Providencia que está ubicada en el río Barro Blanco.

Tabla 433. Valores Máximos Mensuales de Caudales (m³/s) de la Estación Providencia, Fusagasugá.

C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA													
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica													
VALORES MÁXIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m ³ /s)													
ESTACIÓN : 2119754 PROVIDENCIA													
Latitud	0422 N X=N=975996		Departamento		CUNDINAMARCA		Corriente		R. BARROBLANCO		Categoría		RN
Longitud	7418 W Y=E=974139		Municipio		FUSAGASUGA		Cuenca		R. SUMAPAZ		Fecha Instalación		6/1/2006
Elevación	2140 m.s.n.m		Oficina Provincial		12 SUMAPAZ						Fecha Suspensión		
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	
2009	2.91	1.294	3.876	6.654	3.554	3.554	2.588	1.035	0.827	1.294	4.199	0.418	
2010	0.278	0.278	0.251	4.199	6.654	6.654	6.654	1.967	6.654	1.554	6.654	6.654	
2011	0.748	4.199	0.278	2.588	1.555	1.014	0.259	0.853	0.579	2.45	1.014	1.395	
2012	0.639	0.609	0.519	1.105	1.242	1.014	1.242	0.579	0.778	1.395	0.549	0.609	
2013	0.363	2.679	2.832	8.672	6.124	6.124	12.16	4.708	3.338	2.755	8.672	8.672	
2014	2.832	3.248	2.526	3.248	4.708	7.188	5.269	3.518	3.248	4.185	7.188	6.508	
2015	0.658			1.752	0.314	1.752	0.731	0.694	0.427	0.398	0.694	0.489	
2016		0.341	0.622	0.928	0.021	1.239	0.847	1.013	0.588	1.013	1.239	1.485	
2017	1.434	0.807	1.286	0.97	0.622	1.192	0.807	0.807	0.489	1.59	1.59	0.887	

Fuente: (CAR, 2019)

Cálculo de la Hoja de agua en la garganta

$$H = \left(\frac{Q}{1,84(L)} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [33]$$

Donde:

H = Carga sobre la cresta del vertedero.

Qmedio = 12,162 m³ /s.

L = 7,0 m.

Solucionando:

$$H = \left(\frac{12,162 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 7,0 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0,96 \text{ m}$$

Dejando una orilla disponible de 0,34 m siendo así las paredes serán de 1,30 m.

Cálculo del caudal de excesos

El Qmedio diario del río según la tabla [50] es de 0,845 m³/s.

Tabla 444. Valores Medios Mensuales de Caudales Estación Providencia, Fusagasugá.

C A R - CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE CUNDINAMARCA														
SICLICA - Sistema de Información Climatológica e Hidrológica														
VALORES MEDIOS MENSUALES DE CAUDALES (m ³ /s)														
ESTACIÓN : 2119754 PROVIDENCIA														
Latitud	0422 N	X=N=975996	Departamento	CUNDINAMARCA	Corriente	R. BARROBLANCO	Categoría	RN						
Longitud	7418 W	Y=E=974139	Municipio	FUSAGASUGA	Cuenca	R. SUMAPAZ	Fecha Instalación	6/01/2006						
Elevación	2140 m.s.n.m		Oficina Provincial	12 SUMAPAZ			Fecha Suspensión							
AÑO	ENERO	FEBRE	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOST	SEPTI	OCTUB	NOVIE	DICIE	PROMEDIO ANUAL	
2009	0,844	0,652	0,739	0,866	0,748	0,663	0,847	0,514	0,427	0,438	1,406	0,338	0,706833333	
2010	0,277	0,259	0,251	1,474	1,61	1,629	1,372	0,998	1,776	1,07	1,346	1,498	1,13	
2011	0,522	0,907	0,084	0,636	0,966	0,756	0,206	0,721	0,445	0,911	0,848	0,769	0,647583333	
2012	0,608	0,536	0,265	0,751	0,647	0,566	0,619	0,478	0,552	0,505	0,471	0,511	0,542416667	
2013	0,275	1,33	1,398	1,789	1,675	1,971	1,602	1,753	1,591	1,367	1,664	1,545	1,496666667	
2014	1,557	1,364	1,321	1,533	1,787	1,85	1,932	1,902	1,62	1,845	1,755	1,785	1,687583333	
2015	0,493			0,523	0,177	0,693	0,536	0,485	0,354	0,243	0,371	0,216	0,4091	
2016		0,225	0,234	0,507	0,015	0,637	0,562	0,65	0,412	0,566	0,806	0,803	0,492454545	
2017	0,742	0,568	0,777	0,71	0,451	0,885	0,617	0,611	0,383	0,496	0,974	0,618	0,652666667	
2018	0,589	0,536	0,422	0,921	0,938	0,729							0,689166667	
													PROMEDIO TOTAL	
													0,845447121	

Fuente: (CAR, 2019)

$$H = \left(\frac{Q}{1,84(L)} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [34]$$

Donde:

H = Altura de excesos.

Q = Caudal medio del río (0,845 m³ /s).

L = Longitud del vertedero (7,0 m).

Solucionando:

$$H = \left(\frac{0,845 \text{ m/s}}{1,84 * 7,0 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H = 0,1627$$

La toma máxima de obtención de la rejilla se puede semejar al Q a través de un orificio, para lo que se usó [35]. Para el caudal captado se define un coeficiente de descarga de 0,3 (Cd).

Caudal captado

$$Q_{captado} = C_d * A_{neta} * \sqrt{2gH} \quad [35]$$

Donde:

Qcaptado= Caudal a través de la rejilla.

Cd = 0.3.

Apura = 2,97 m².

H = 0,1627 m.

Solucionando:

$$Q_{captado} = 0,3 * 2,97 \text{ m}^2 * \sqrt{2 * 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0,1627 \text{ m}}$$

$$Q_{captado} = 1,5917 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Caudal de excesos

$$Q_{excesos} = Q_{captado} - Q_{diseñado} \quad [36]$$

$$Q_{excesos} = 1,5917 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,5252 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{excesos} = 1,0665 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Condiciones del vertedero de excesos

Altura de excesos

$$H_{exc} = \left(\frac{Q_{excesos}}{1,84 * B_{camara}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [37]$$

Donde:

H_{exc} = Altura del vertedero de excesos.

Q_{exc} = 1,06 m³ /s.

B_{Cuarto} = 1,30 m.

Solucionando:

$$H_{exc} = \left(\frac{1,06 \frac{m^3}{s}}{1,84 * 1,30m} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{exc} = 0,5836 m$$

Vel de excesos

$$V_{exc} = \frac{Q_{exc}}{H_{exc} * B_{camara}} \quad [38]$$

Donde:

V_{exc} = Vel de excesos.

H_{exc} = 0,5836 m.

Q_{exc} = 1,06 m³ /s.

B_{Cuarto} = 1,30 m.

Solucionando:

$$V_{exc} = \frac{1,06 \frac{m^3}{s}}{0,5836 m * 1,30 m}$$

$$V_{exc} = 1,41 m/s$$

El cálculo de X_s se obtuvo mediante la siguiente ecuación:

$$X_s = 0,36(V_{exc})^{\frac{2}{3}} + 0,60(H_{exc})^{\frac{4}{7}} \quad [39]$$

$$X_s = 0,36(1,41)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,5836)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,8928 \text{ m}$$

Estará encontrado el vertedero de excesos a 1,1 m (0,89+0,22) de la pared de agua debajo del cuarto de recolección, quedando aguas arriba a una distancia de 1,2 (1,5-1,1).

Cálculo de altitud

Hondo del río de captación = 2050.233 msnm

Hoja sobre la presa

Diseño = 2050.3515 msnm

Mayor = 2051.195 msnm

Media = 2050,396 msnm

Corona de las paredes de contención

= 2051.233 msnm

Canal de aducción

Fondo aguas arriba = 2049,497 msnm

Aguas abajo = 2049,263 msnm

Capas agua arriba = 2050,083 msnm

Capas agua abajo = 2048,810 msnm

Cuarto de recolección

Hoja de agua = 2049,113 msnm

Tope del vertedero = 2048,529 msnm

Fondo = 2047,913 msnm

Tubería de Excesos

Altitud de entrada =2047,913 msnm

Los planos de la estructura de la bocatoma se encontrarán en los anexos 3-4-5.

LÍNEA DE ADUCCIÓN (BOCATOMA – DESARENADOR)

La realización del diseño del proyecto, los parámetros establecidos por la sección 3 artículo 56 de la resolución 0330 del 2017 se cumplieron, logrando los siguientes resultados.

Caudal de Diseño

Según el artículo 47 de la resolución 0330 de 2017 el caudal para la línea de aducción corresponde al QMD calculado anteriormente (0,2626 m3/s).

Inclinación de tubería

$$S = \frac{(Cota\ salida\ bocatoma - Cota\ llegada\ al\ desarenador)}{Longitud\ de\ conducción} * 100$$

Solucionando:

$$S = \frac{(2047,913 - 2047,173)}{25} * 100 \quad [40]$$

$$S = 2,96\%$$

Diámetro de tubería

$$D = 1,548 * \left(\frac{nQ}{S^2}\right)^{\frac{3}{8}} \quad [41]$$

Donde:

D= Diámetro.

n = 0.009.

Q = 0.2626 m3 /s.

S = 2,96%.

Solucionando:

$$D = 1,548 * \left(\frac{0,009 * 0,2626}{0,00296^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$D = 0,310m = 12,2090''$$

Se toma un diámetro comercial de 14" y su respectivo diámetro interno de 0,33990m aplicamos:

Caudal a tubo lleno

$$Q_0 = 0,312 \frac{D^{\frac{8}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad [42]$$

Donde:

Q_0 = Caudal a tubo lleno.

D_{int} = 0,33990 m.

S = 2,96%.

n = 0,009.

Solucionando:

$$Q_0 = 0,312 \frac{(0,33990)^{\frac{8}{3}} * (0,0296)^{\frac{1}{2}}}{0,009}$$

$$Q_0 = 0,3355 \frac{m^3}{s}$$

Vel a tubo lleno

$$V_0 = \frac{Q_0}{A_0} \quad [43]$$

donde:

Q_0 = 0.3355, m³ /s.

V_0 = Vel a tubo lleno.

$$A_0 = 0,362 \text{ m}^2.$$

Solucionando:

$$V_0 = \frac{0,3355 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 4}{\pi(0,33990 \text{ m})^2}$$

$$V_0 = 3,6968 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Según el Artículo 56 de la resolución 0330 de 2017 no se debe sobrepasar la vel recomendada. El material que se va a utilizar corresponde con las características del PVC, donde la vel útil de este material debe estar alrededor de 3-5 m/s.

Radio hidráulico a tubo lleno

$$R_0 = \frac{D}{4} \quad [44]$$

$$R_0 = \frac{0,33990}{4} = 0,0850 \text{ m}$$

Relación hidráulica $\frac{Q}{Q_0}$

$$\frac{Q}{Q_0} = \frac{0,2626}{0,3355} \quad [45]$$

$$\frac{Q}{Q_0} = 0,78$$

Con el valor obtenido de $\frac{Q}{Q_0}$ en la ecuación [45] se entra a la tabla [51] para obtener los valores de relación hidráulica para conductos circulares:

Tabla 455. Relaciones Hidráulicas para Conductos Circulares.

Q/Q ₀	ReL	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V ₀	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R ₀	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V ₀	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R ₀	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V ₀	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R ₀	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V ₀	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R ₀	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V ₀	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R ₀	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V ₀	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R ₀	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V ₀	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R ₀	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V ₀	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R ₀	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V ₀	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R ₀	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V ₀	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.835	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R ₀	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.190
1.0	V/V ₀	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R ₀	1.172	1.164	1.150	1.136						

Fuente: (LOPEZ CUALLA, 2003)

Condiciones hidráulicas

$$\frac{V_r}{V_0} = 0,975$$

$$\frac{d}{D} = 0,743$$

$$\frac{R}{R_0} = 1,197$$

$$V_r = \frac{V_r}{V_0} * V_0 \quad [46]$$

$$V_r = 0,975 * 3,6968 \text{ m/s}$$

$$V_r = 3,61 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

De acuerdo al artículo 56 de la resolución 0330 de 2017, dice que la vel de retención debe ser mayor a 0,5 m/s.

$$d = \frac{d}{D} * D \quad [47]$$

$$d = 0,743 * 0,33990$$

$$d = 0,2525 \text{ m}$$

$$R = \frac{R}{R_o} * R_o \quad [48]$$

$$R = 1,197 * 0,0850$$

$$R = 0,1017 \text{ m}$$

Esfuerzo cortante

$$\tau = \gamma RS \quad [49]$$

$$\tau = 9810 * 0,1017 * 0,0296$$

$$\tau = 29,5237 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Comprobación de la altitud a la salida de la bocatoma

En la bocatoma se acogió una prof de 1,2 metro desde el Cuarto de recolección hasta la base, para esta prof se debe hacer una corrección la cual se realiza de la siguiente manera:

$$\text{Correccion por cota} = d + 1,5 \frac{v^2}{2g} \quad [50]$$

Solucionando:

$$\text{Correccion por cota} = 0,2525 + 1,5 \frac{3,60^2 \text{ m/s}}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2}$$

$$\text{Correccion por cota} = 1,20$$

El valor hallado no difiere del valor principal, no se debe realizar una corrección por altitud de salida de la bocatoma y se trabaja con el valor inicial de 1,20 m.

$$Q_{\text{excesos}} = Q_{\text{lleno}} - Q_{\text{diseño}} \quad [51]$$

Solucionando:

$$Q_{\text{excesos}} = 0,3355 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} - 0,2626 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$Q_{\text{excesos}} = 0,0729 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Este valor corresponde al caudal que se utilizó para los demás diseños correspondientes al desarenador.

Cálculo de altitud

Altitud batea a la salida de la bocatoma = 2047,913
m.s.n.m

Altitud clave a la salida de la bocatoma = 2048,2526
m.s.n.m

Altitud batea al ingreso del desarenador = 2047,173 m.s.n.m

Altitud clave al ingreso del desarenador = 2047,5129
m.s.n.m

Altitud Hoja de agua al ingreso del desarenador = 2047,4112 m.s.n.m

DESARENADOR

Lo establecido en los Art 188 y 189 de la Res 0330 del 2017 permite realizar los cálculos para la estructura del desarenador en donde se obtienen:

Condiciones de la tubería de entrada

- $Q = 0,2626 \frac{m^3}{s}$ $Q_o = 0,3355 \frac{m^3}{s}$
- $V = 3,60 \frac{m}{s}$ $V_o = 3,70 \frac{m}{s}$
- $D = 14'' (0,3399 m)$ $d = 0,253$

Requisitos de diseño del desarenado

Ciclo de diseño = 25 años (según artículo 40 de la resolución 0330 del 2017).

Número de módulos = 3.

Caudal medio diario (2044) = 202.03 L/s.

Caudal máximo diario (2044) = 262,63 L/s.

Caudal de diseño = 0,2626 m³/s, según tabla [7].

Temperatura = 20° C.

Viscosidad cinemática = 0,01007.

Vel de sedimentación del grano

Se obtuvo la vel de sedimentación de la partícula, teniendo en cuenta que el diámetro mínimo para la realización de los cálculos fue $d_s = 0,05mm$, estos datos se obtuvieron con la siguiente ecuación:

$$V_s = \frac{g}{18} \frac{(P_s - P)}{v} d^2 [52]$$

Donde:

V_s = Vel de sedimentación.

$g = 981cm/s^2$.

$P_s =$ arena 2,65.

$P = 1,00$.

$v = 20^\circ C (0,01007)$.

Solucionando:

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1,00)}{0,01007} * 0,010$$

$$V_s = 0,893 \frac{cm}{s} \equiv 0,00893$$

Según la tabla 56 los datos del nivel del desarenador (n1) corresponden a un valor de 4,0 debido a que tiene una eliminación del 80%.

Tabla 466. Número de Hazen.

Remoción (%)							
Condiciones	87,5	80	75	65	60	55	50
n=1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,50	1,30	1,00
n=3	2,75		1,66				0,75
n=4	2,37		1,52				0,73
Máximo							
Teórico	0,88		1,75				0,5

Fuente: (LOPEZ CUALLA R. A., 2003)

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

Adquiriendo una prof útil de asentamiento de H igual a 1,5 m, el momento que tardaría el grano de diámetro 0,1 mm en llegar al fondo se calcula con la siguiente ecuación:

$$t = \frac{H}{V_s} \quad [53]$$

Donde:

t = instante de llegada al fondo.

H = 4,20 m.

$V_s = 0,893 \text{ cm/s}$.

Solucionando:

$$t = \frac{420 \text{ cm}}{0,893 \frac{cm}{s}}$$

$$t = 470 \text{ segundos}$$

El ciclo para determinar la retención es mediante:

$$\theta = 4,0 * t \text{ [54]}$$

Donde:

θ = Ciclo de retención

t = 470 s

Solucionando:

$$\theta = 4,0 * 470 = 1881 \text{ segundos}$$

$$\theta = 0,52 \text{ horas}$$

$$0,5 \text{ horas} \leq \Theta \leq 4 \text{ horas}$$

Se calculo el volumen del tanque mediante:

$$V = \theta * Q \text{ [55]}$$

Donde:

V = Volumen del tanque.

θ = 1881 s.

Qdiseño = 0,2626 m³/s.

Solucionando:

$$V = 1881 \text{ s} \times 0,2626 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 494,03 \text{ m}^3$$

El tanque presenta una zona superficial equivalente a:

$$A_s = \frac{V}{H} \text{ [56]}$$

Donde:

V = 494,03 m³.

$$H = 4,2 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$A_s = \frac{494,03 \text{ m}^3}{4,20 \text{ m}}$$

$$A_s = 117,63 \text{ m}^2$$

En las cuales el tanque presenta unas dimensiones de 4:1

La base se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \quad [57]$$

$$B = \sqrt{\frac{117,63}{4}}$$

$$B = 5,42 \text{ m}$$

Por lo que el largo se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$L = 4 * B \quad [58]$$

$$L = 4 * 5,42 \text{ m}$$

$$L = 21,68 \text{ m}$$

Las cargas hidráulicas superficiales para este tanque se obtienen con la siguiente ecuación:

$$q = \frac{Q}{A_s} \quad [59]$$

Donde:

$$Q = 0,2626 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$A_s = 117,63 \text{ m}^2.$$

Solucionando:

$$q = \frac{0,2626 \text{ m}^3/\text{s}}{117,63 \text{ m}^2}$$

$$q = 0,00223250 \frac{m^3}{m^2 * s}$$

$$q = 182,89 \frac{m^3}{m^2} * d$$

Valor que se encuentra comprendido entre 15 y 1000 $\frac{m^3}{m^2} * d$.

Carga hidráulica es equivalente a la velocidad de sedimentación, pero en condiciones teóricas corresponde a un diámetro menor.

$$V_o = q = 0,00223250 = 0,223 \text{ cm/s}$$

El diámetro se halló según la siguiente ecuación:

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (P_s - P)}} \quad [60]$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0,223 * 18 * 0,01007}{981 * 1,65}}$$

$$d_o = 0,05 \text{ mm}$$

Se eliminan partículas correspondientes a 0.10 mm en condiciones reales.

La relación de tiempos es igual a la relación de rapidez, es decir:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} \quad [61]$$

$$\frac{\theta}{t} = \frac{0,893}{0,223} = 4,0$$

En términos teóricos, serán removidos granos hasta un diámetro similar a 0,05 mm, pero al tener presente estas condiciones de fluido no uniforme. El diámetro máximo posible de ser removido se aumenta a 0,10 mm.

La vel horizontal se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_h = \frac{Q}{W} = \frac{V_o L}{H} \quad [62]$$

Donde:

Vh = Vel horizontal.

Vo = 0,223 cm/s.

L = 21,68 m.

H = 4.20 m.

Solucionando:

$$V_h = \frac{0,2626}{1,5 * 21,68} * 100$$

$$V_h = \frac{0,223 * 21,68}{4,20}$$

$$V_h = 1,15 \text{ cm/s}$$

La vel horizontal máxima según la resolución 0330 del 2017 se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_{hmax} = 20V_s \quad [63]$$

Donde:

$$V_s = 0,893 \text{ cm/s.}$$

Solucionando:

$$V_{hmax} = 20 * 0,893$$

$$V_{hmax} = 17,86 \text{ cm/s}$$

La vel de suspensión máxima se calcula con la siguiente ecuación:

$$V_r = \sqrt{\frac{8k}{f} g(Ps - P)d} \quad [64]$$

Donde:

Vr = Vel de suspensión máxima.

$$k = 0.04.$$

$$f = 0.03.$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$\rho_{sarena} = 2.65$$

$$\rho = 1.00.$$

$$D = 0.005 \text{ m}$$

Solucionando:

$$V_r = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * 1,65 * 0,010}$$

$$V_r = 13,14 \frac{cm}{s}$$

Verificación de los elementos del desarenador

Vertedero de salida

La altura de la Hoja de agua sobre el vertedero se obtuvo con ayuda de la siguiente:

$$H_v = \left(\frac{Q}{1,84 * B}\right)^{\frac{2}{3}} \quad [67]$$

Donde:

Qdiseño = 0.2626 m³ /s.

B = 5,42 m.

Solucionando:

$$H_v = \left(\frac{0,2626 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 5,42 \text{ m}}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_v = 0,09 \text{ m}$$

La rapidez del agua cuando pasa por el vertedero se obtuvo:

$$V_v = \frac{Q}{BH_v} \quad [68]$$

Donde:

Q = 0,2626 m³/s.

B = 5,42 m.

Hv = 0,09 m.

Solucionando:

$$V_v = \frac{0,2626 \text{ m}^3/\text{s}}{5,42 \text{ m} * 0,09 \text{ m}}$$

$$V_v = 0,55 \frac{m}{s}$$

La vel sobre el tope del vertedero debe ser superior a 0,3 m/s para poder aplicar con mayor constancia la ecuación de distancia horizontal:

$$X_s = 0,36(V_v)^{\frac{2}{3}} + 0,60(H_v)^{\frac{4}{7}} \quad [69]$$

Donde:

$$V_v = 0.55 \text{ m/s.}$$

$$H_v = 0.09 \text{ m.}$$

Solucionando:

$$X_s = 0,36(0,55)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,09)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,39 \text{ m}$$

Para la longitud del vertedero:

$$L_v = X_s + 0,20 \quad [70]$$

Solucionando:

$$L_v = 0,39 \text{ m} + 0,20$$

$$L_v = 0,59 \text{ m}$$

Pantalla de salida

$$\text{Prof} = H/2 \quad = 2,10 \text{ m}$$

$$\text{Distancia al vertedero de salida} = 15H_v \quad = 1,33 \text{ m}$$

Pantalla de entrada

$$\begin{aligned} \text{Prof} &= H/2 && = 2,10\text{m} \\ \text{Distancia a la Cuarto de aquietamiento} &= L/4 && = 5,42\text{m} \end{aligned}$$

Capacidad de lodos

$$\begin{aligned} \text{Relación longitud: Prof. Lodos} &&& = 10 \\ \text{Prof máxima} &21,68/10 && = 2,17 \text{ m} \\ \text{Prof máxima adquirida} &&& = 1,5 \text{ m} \\ \text{Prof mínima adquirida} &&& = 0,75 \text{ m} \\ \text{salida al Cuarto de aquietamiento} &= L/3 && = 7,23 \text{ m} \\ \text{salida al vertedero de salida} &= 2L/3 && = 14,46 \text{ m} \\ \text{Inclinación transversal} &= (1,5-0,75) / 5,42 && = 13,86\% \\ \text{Inclinación longitudinal en (L/3)} &= 0,75/7,23 && = 10,4 \% \\ \text{Inclinación longitudinal en (2L/3)} &= 1,5/14,46 && = 5,20\% \text{ se adquiere} \\ &&& 10\% \end{aligned}$$

Cuarto de aquietamiento

$$\begin{aligned} \text{Prof} &= H/3 && = 1,40\text{m} \\ \text{Amplitud} &= 5,42/3 && = 1,81 \text{ m} \\ \text{Largo adquirido} &&& = 3 \text{ m} \end{aligned}$$

Rebose de la Cuarto de aquietamiento

El Q_{exces} se utilizó en la línea de aducción mediante la ecuación [51]:

$$Q_{excesos} = Q_{lleno} - Q_{diseño} \quad [51]$$

$$Q_{excesos} = 0,3355 \frac{m^3}{s} - 0,2626 \frac{m^3}{s}$$

$$Q_{excesos} = 0,0729 \frac{m^3}{s}$$

La altura correspondiente a la cámara de aquietamiento de excesos fue mediante:

$$H_e = \left(\frac{Q_{excesos}}{1,84 * L_e} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [71]$$

Donde:

H_e = Altura sobre el vertedero de excesos de la Cuarto de quietamiento.

$Q_{excesos}$ = 0,0729 m³/s.

L_e = 3,0 m.

Solucionando:

$$H_e = \left(\frac{0,0729 \text{ m}^3/\text{s}}{1,84 * 3,0 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_e = 0,06 \text{ m}$$

El cuarto de quietamiento tiene una velocidad correspondiente a:

$$V_e = \frac{Q_{excesos}}{H_e L_e} \quad [72]$$

Donde:

$Q_{excesos}$ = 0,0729 m³/s.

H_e = 0,06 m.

L_e = 3,0 m.

Solucionando:

$$V_e = \frac{0,0729 \text{ m}^3/\text{s}}{0,06 \text{ m} * 3,0 \text{ m}}$$

$$V_e = 0,43 \text{ m/s}$$

Mediante las siguientes ecuaciones se logró obtener el alcance del chorro horizontal, de igual manera para las modificaciones:

$$X_s = 0,36(0,43)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,06)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,32 \text{ m}$$

$$L_r = X_s + 0,15$$

$$L_r = 0,47 \text{ m}$$

se realizó la verificación de una sección del cuarto de quietamiento en donde el valor de 1.81 m corresponde al ancho de la cámara.

$$\text{Amplitud Cuarto de quietamiento} = \frac{B * ancho}{2} = \frac{5,42\text{m} - 1,81\text{m}}{2} = 1,81\text{m}.$$



Se adopta 1,81

Perfil hidráulico

Se establece que, para el funcionamiento del perfil hidráulico un solo modulo es aquel que trabaja con el QMD y tiene la necesidad de que la planta de suministre la cantidad de purificación siendo así el caudal de 272 l/s.

Pérdidas a la entrada de la Cuarto de aquietamiento

Mediante [73] se logró calcular las perdidas por al cuarto de aquietamiento:

Tomando $k = 0,2$ debido a que la vel presenta una disminución.

$$h_m = k\Delta \frac{V^2}{2g} \quad [73]$$

Donde:

$$k = 0.2.$$

$$g = 9.81 \text{ m /s}^3.$$

Solucionando:

- $V_1 = 3,60 \frac{m}{s}$
- $V_2 = \frac{0,2727}{1,81*1,4}$
- $V_2 = 0,11 \frac{m}{s}$

$$h_m = 0.2 \left(\frac{(3,60 \text{ m/s})^2 - (0,11 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right)$$

$$h_m = 0,13m$$

Déficit a la entrada del área de sedimentación

$$V_1 = 0.11 \frac{m}{s}$$

$$V_2 = V_h = 0.0115 \frac{m}{s}$$

La entrada de sedimentación tiene un valor el cual parte de la diferencia entre la rapidez al ingreso a la cámara como a la rapidez horizontal, la entrada al área de sedimentación tiene un valor constante de 1.

$$h_m = 0.1 \left(\frac{0.11^2 - 0.0115^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$h_m = 0.000585 \text{ m}$$

Déficit por las pantallas inicial y final

Son aquellas perdidas que se encuentran en un orificio sumergido de grandes dimensiones en la cual mediante la fórmula siguiente:

$$Q = C_d * A_o \sqrt{2gH}$$

$$A_o = 2,10 * 1,81$$

$$A_o = 3.80 \text{ m}^2$$

Despejando las pérdidas:

$$H = \left(\frac{1}{2g} \right) * \left(\frac{Q}{C_d * A_o} \right)^2 \quad [74]$$

$$H = \left(\frac{1}{2 * 9.81} \right) * \left(\frac{0.2727}{0.3 * 3.80} \right)^2$$

$$H = 0.000731 \text{ m}$$

Valoración de los diámetros de la tubería de excesos y lavado

Tubería de excesos

Debido a que la magnitud de los caudales de la tubería resulta siempre un diámetro mínimo o igual a 6"

Tubería de lavado

Depende del criterio de la selección del diámetro cuya función fue determinar el ciclo de vaciado del tanque

- Altitud de entrega del desagüe de lavado m.s.n.m = 2047.173
- Altitud Hoja de agua sobre la tubería m.s.n.m = 2047.430
- Suponiendo un diámetro nominal 6 pulgadas = 0.168
- Tubería PVC RDE-41 C = 150
- Diámetro real = 0.154
- Longitud de conducción = 25
- Altura disponible 2047.355-2047.173 = 0.257 m
- Inconsistencias en la conducción (longitud equivalente)
 - Ingreso normal = 2.50 m
 - Válvula de compuerta = 1.10 m
 - Codo radio corto = 4.90m
 - Te cambio de dirección = 10.00 m
 - Salida: = 5.0 m
 - Tubería = 25 m
 - L.E total = 48.5 m

Se obtuvo la relación entre la altura disponible y las pérdidas en longitud equivalente:

$$J = \frac{H}{L.E} [75]$$

$$J = \frac{0.257}{48.5}$$

$$J = 0.0053 \frac{m}{m}$$

Se obtuvo el valor del caudal con la ecuación de Hazen-Williams:

$$Q_{inicial} = 0.2785CD^{2.63}J^{0.54} [76]$$

donde:

C = PVC- RDE41, el valor es 150

$$D = 0,154 \text{ m}$$

$$J = 0,0053 \text{ m/m}$$

Solucionando:

$$Q_{inicial} = 0.2785 * 150 * (0.154)^{2.63} * (0.0053)^{0.54}$$

$$Q_{inicial} = 0.0180 \frac{m^3}{s}$$

Mediante la ecuación de continuidad se logró hallar el valor de la velocidad del caudal anteriormente hallado.

$$V = \frac{Q}{A} \quad [77]$$

$$V = \frac{0.0180 \text{ m}^3/\text{s} * 4}{\pi * (0.154 \text{ m})^2}$$

$$V = 0.97 \frac{m}{s}$$

El valor de la altura cinética y/o de la velocidad en condiciones óptimas fue mediante:

$$\left(\frac{V^2}{2g}\right) = \frac{(0.97 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.047 \text{ m}$$

El coeficiente de descarga del tanque se obtiene despejando la ecuación [35] teniendo en cuenta la tubería de desagüe:

$$Q = C_d A_o \sqrt{2gH}$$

$$C_d = \frac{Q}{A_o \sqrt{2gH}} = \frac{0.0180 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi * (0.154 \text{ m})^2}{4} * \sqrt{2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * (1.50 \text{ m} + 1.00 \text{ m})}}$$

$$C_d = 0.14$$

Para determinar el ciclo de vaciado se calculó mediante la ecuación de descarga de un orificio que es:

$$Q = \frac{dV}{dt} = C_d A_o \sqrt{2gH}$$

Despejando:

$$\frac{A_s dh}{dt} = C_d A_o \sqrt{2gh}^{\frac{1}{2}}$$

Despejado:

$$dt = \frac{A_s}{C_d A_o \sqrt{2g}} h^{\frac{1}{2}} dh \rightarrow t = \frac{2A_s}{C_D A_o \sqrt{2g}} H^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$$A_s = 117,63 \text{ m}^2.$$

$$C_d = 0.14.$$

$$A_o = 0.154 \text{ m}.$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2.$$

$$H = 0,257 \text{ m}.$$

Solucionando:

$$t_{\text{vaciado}} = \frac{2 * 117.63 \text{ m}^2}{0.14 * \frac{\pi(0.154 \text{ m})^2}{4} * \sqrt{2 * 9.81 \text{ m/s}^2}} * (0.257 \text{ m})^{\frac{1}{2}}$$

$$t_{\text{vaciado}} = 10326 \text{ seg} = 173 = 2 \text{ horas y } 50 \text{ minutos}$$

Cálculo de altitud

- Altitud batea de la tubería de entrada =2047.173
m.s.n.m
- Altitud Hoja de agua en tubería de entrada =2047.43
m.s.n.m
- Altitud Hoja de agua en el Cuarto de aquietamiento =
2047.29 m.s.n.m
- Altitud del tope del vertedero Cuarto de aquietamiento =2047.24
m.s.n.m

- Altitud fondo del Cuarto de quietamiento
m.s.n.m = 2045.89
- Altitud Hoja de agua en zona de sedimentación
m.s.n.m =2047.29
- Altitud de la corona de las paredes del desarenador
m.s.n.m =2047.73
- Altitud inferior de pantalla de entrada y salida
m.s.n.m =2045.19
- Altitud del fondo de prof útil de sedimentación
m.s.n.m =2043.09
- Altitud placa fondo a la entrada y salida del desarenador
m.s.n.m =2042.34
- Altitud placa fondo en punto de desagüe
m.s.n.m =2041.59
- Altitud de batea de la tubería de lavado:
m.s.n.m =2041.59
- Altitud clave de la tubería de lavado:
m.s.n.m =2041.61
- Altitud tope del vertedero de salida
m.s.n.m =2047.20
- Altitud Hoja de agua del Cuarto de recolección:
m.s.n.m =2047.05
- altitud fondo del Cuarto de recolección (supuesta)
m.s.n.m = 2046.55

Diseño línea de conducción

Datos de entrada:

Tabla 477. Datos de entrada.

PERIODO DE DISEÑO (años)	25
QMD (m ³ /s)	0,2626
ALTITUD DE CAPA DE AGUA A LA SALIDA DEL DESARENADOR (m)	2047.054

Fuente. Autores

Mediante el programa de Google Earth pudimos definir una posible línea de conducción, encontrando las respectivas altitudes que contiene el terreno.

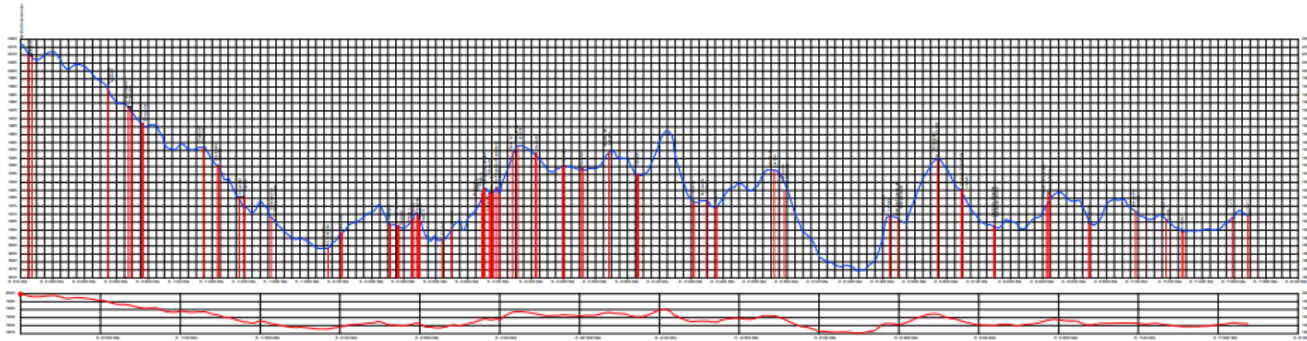
Imagen 25 trazado línea bocatoma-Planta Pekín.



Fuente: (MAPS, FUSAGASUGA, 2019)

El trazado de la rasante, altitud clave y línea piezométrica, los valores correspondientes a la tabla los pueden encontrar en el anexo como perfil de la conducción.

Imagen 26 Perfil línea de conducción.



Fuente: (ESP E. , 2018)

Los valores del perfil de conducción se pueden encontrar en la imagen 24 donde se verifica el empuje máximo a la cual trabaja la tubería

Imagen 27 Empuje de trabajo o nominal.

Presión Nominal o de Trabajo a 23°C
PR160 psi (RDE 46)*

Referencia	Diámetro Nominal	Diámetro Exterior	Espesor de Pared	Diámetro Interior	Peso Aprox	Longitud		Rigidez Tubería
	pulg.	mm	mm	mm	Kg/m	Tubo (m)	Campana (mm)	psi
2905080	3	88.90	2.76 (RDE 32.5)*	83.38	1.14		105.3	58
2900110	4	114.30	2.52	109.26	1.25		139.2	
2900112	6	168.28	3.71	160.86	2.70		161.7	20
2900114	8	219.08	4.83	209.42	4.58	6.0	179.8	
2900106	10	273.05	6.02	261.01	7.12		203.4	
2900108	12	323.85	7.14	309.57	10.02		220.5	
2900523	14	355.60	7.85	339.90	13.18		211.4	
2905387	16	406.40	8.97	388.46	17.17		232.7	
2905392	18	457.20	10.07	437.06	21.54		265.0	
2905394	20	508.00	11.19	485.62	26.81		295.0	

Fuente: (Pavco, 2019)

Tabla 488. Empuje de diseño conducción principal.

EMPUJE DE DISEÑO	
EMPUJE ESTATICO MAXIMO (EN ABSCISA 10400) (mca)	202,65
EMPUJE DE DISEÑO (mca)	263,4509

Fuente: Autores

Por consiguiente, se elige el tipo de tubería a utilizar

Tabla 499. Datos de tubería.

DATOS TUBERIA	
CLASE DE TUBERIA= RDE 13,5, TIPO 1, GRADO 1- PAVCO UNION PLATINO	
EMPUJE DE TRABAJO= 22,14 KG/CM2 =221mca	
RUGOSIDAD HAZEN-WILLIAMS (C) (150)	

Fuente: Autores

Se calculan los diámetros que se implementaran en la conducción.

Tabla 60.50 Calculo de diámetro.

CALCULO DE DIAMETRO	
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H) (m)	58,054
DISTANCIA VERDADERA DE TUBERIA (L) (m)	11922,79
DESAPROVECHAMIENTO DE CARGA UNITARIA (J) (m/m)	0,00486
DIAMETRO DE LA ECUACION HAZEN- WILLIAMS (m)	0,3338
DIÁMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA EL SISTEMA	14"

Fuente. Autores

Se establece una alternativa de diseño para un cambio de diámetro de la tubería.

ALTERNATIVA DE DISEÑO

La tubería a utilizar se encuentra de igual manera en la imagen donde se referencia la tubería de conducción.

Para la tubería de 14"

Tabla 511. Alternativa de diseño para tubería de 14".

	IN	MM
PARA EL DIAMTRO NOMNAL DE	14	355
DIAMTRO EXTERNO		355,6
SPESOR DE LA PARED DEL TUBO		7,85
DIAMTRO INTERNO REAL		339,9

J1	0,01604
V1	2,89402
$V1^{2/2G}$	0,42688

Fuente. Autores

Para tubería de 16"

Tabla 522. Alternativa de diseño para tubería de 16"

	IN	MM
PARA EL DIAMETRO NOMINAL DE	16	406
DIAMETRO EXTERNO		406,4
ESPESOR DE LA PARED DEL TUBO		8,97
DIAMETRO INTERNO REAL		388,46

J2	0,00837
V2	2,21570
$V2^{2/2G}$	0,25022

Fuente. Autores

Se calcula la longitud para cada uno de los diámetros.

Tabla 533. Carga Hidráulica total.

CARGA HIDRÁULICA TOTAL		
L1 TUBERIA EN 14"	7347,41	m
L2 TUBERIA EN 16"	4575,37	m

Fuente. Autores

Hallamos las pérdidas para cada uno de los accesorios que tendrá la tubería.

Tabla 544. Calculo de las pérdidas de energía.

CALCULO DE LAS PERDIDAS DE ENERGIA		
PERDIDAS POR CODOS		
8 CODOS DE 90° EN 14"	0,25	13,25
4 CODOS DE 22,5° EN 14"	0,12	0,3
Hm	13,55	

Fuente. Autores

Tabla 555. Déficit por válvulas de control.

DESAPROVECHAMIENTO POR VALVULAS DE CONTROL		
K	0,2	
8 VALVULA EN 14"	11	2,7524
1 VALVULAS EN 16"	2	0,8537
Hm	0,721204	

Fuente. Autores

Tabla 566. Perdidas por TEE.

PERDIDAS POR LA TEE	
DE PASO DIRECTO (PURGA) EN 14" (K)	0,6
DE PASO LATERAL (SALIDA DESARENADOR) EN 14" (K)	1,3
Hm	0,4754

Fuente. Autores

Tabla 577. Perdidas por reducción gradual de 16" a 14"

PERDIDAS POR REDUCCIÓN GRADUAL (DE 16" A 14")	
D1/D2=	1,14286
K	0,22
Hm	0,0939137

Fuente. Autores

tabla 588. Déficit por entrada normal al tubo

DESAPROVECHAMIENTO POR INGRESO NORMAL AL TUBO (16")	
Hm	0,125110

Fuente. Autores

Tabla 599. Perdidas por salida de 14"

PERDIDAS POR SALIDA (14")	
Hm	0,426880

Fuente. Autores

Tabla 60. Pérdidas totales.

PERDIDAS TOTALES	
	15,392567

Fuente. Autores

Se vuelven a recalcular diámetros

Tabla 611. Calculo de diámetro.

CALCULO DE DIAMETRO	
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H)	42,6620
DISTANCIA VERDADERA DE TUBERIA (L)	11922,79
DEFICIT DE CARGA UNITARIA (J)	0,003578
DIAMETRO DE LA ECUACION HAZEN- WILLIAMS	0,362826
DIÁMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA EL SISTEMA	14"

Fuente. Autores

Tabla 622. Carga hidráulica total.

CARGA HIDRAULICA TOTAL	
L1 TUBERIA EN 14"	5341,44
L2 TUBERIA EN 16"	6581,34

Fuente. Autores

La línea piezométrica para cada tramo de diámetro diferente

Tabla 633. Línea piezométrica en 16"

TRAMO EN 16"	
ALTITUD PIEZOMETRICA AL INICIO	2047,0546
ALTITUD PIEZOMETRICA AL FINAL	1976,8411

Fuente. Autores

Tabla 644. Línea piezométrica en 14"

TRAMO EN 14"	
ALTITUD PIEZOMETRICA AL INICIO	1976,8411
ALTITUD PIEZOMETRICA AL FINAL	1889,8415

Fuente. Autores

Comprobación de golpe de ariete.

Tabla 655. Comprobación del golpe de ariete.

VERIFICACION DEL GDA	
VALVULA ABSCISA 1800	
MODULOS DE ELASTICIDAD (K)	18
LONGITUD VERDADERA AL DESARENADOR	4000,9
ALTITUD	805
D14" (mm)	388,46
ESPEJOR DE LA PARED (mm)	8,97
VEL (m/s)	2,215706
CELERIDAD DE LA ONDA (C)	344,086
FASE DE TUBERIA (T)	23,2551
Ha	77,7160

Fuente. Autores

Tabla 666. Ciclo de manejo para no sobrepasar el empuje.

CICLO PARA NO SOBREPASAR EL EMPUJE	
EMPUJE ESTATICO SOBRE LA VALVULA	1242,054
EMPUJE TOTAL SOBRE LA VALVULA	1319,770

Fuente. Autores

Se conocen las condiciones a las cuales estará afectada la tubería.

Tabla 677. Condiciones en las que estará afectada la tubería

VALVULA ABSCISA 3600:	
-----------------------	--

ELASTICIDAD (K)	18
DISTANCIA REAL AL DESARENADOR	8000,7
ALTITUD	727
D14" (mm)	388,46
GROSOR DE LA PARED (mm)	8,97
VEL (m/s)	2,21570
FRECUENCIA DE LA ONDA (C)	344,0865
FASE DE TUBERIA (T)	46,50400
Ha	77,71607

Fuente. Autores

Tabla 688. Tiempo de manejo para no sobrepasar el empuje.

TIEMPO PARA NO SOBREPASAR LA EMPUJE	
PRESION ESTATICA SOBRE LA VALVULA	1320,054
PRESION TOTAL SOBRE LA VALVULA	1397,7707

Fuente. Autores

Tabla 699. Tiempo de manejo.

TIEMPO DE MANIOBRA	
PRESION DISPONIBLE PARA EL GOLPE DE ARIETE	569,945
TIEMPO DE MANIOBRA	6,34114

Fuente. Autores

4. ANALISIS DE RESULTADOS

4.1 ALTERNATIVA DE MEJORAMIENTO

Es necesario optar por realizar modificaciones al sistema existente debido a que no está en las condiciones necesarias para captar y transportar la demanda necesaria. Existe la gran posibilidad de fugas de fluido durante su movilización lo que presenta un déficit hacia lugares de ubicación lejana, causando que usuarios tengan la necesidad de captar por otros medios.

En las siguientes tablas se evidencian las medidas para las estructuras, basados en el caudal de concesión tomando este como el escenario número uno, con respecto al caudal proyectado como escenario número dos, se observa que es de suma importancia realizar un nuevo diseño seleccionando la alternativa que cumpla con los parámetros necesarios para el abastecimiento de la población.

Tabla 80.70 Bocatoma escenario 1 / escenario 2

BOCATOMA		
ELEMENTO	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2
PARAMETROS DE DISEÑO		
CAUDAL	0,15375 m ³ /s	0,5252 m ³ /s
ANCHO DEL RIO	8 m	8 m
ANCHO DE LA PRESA	7 m	7 m
REJILLA		
LONGITUD	2,65	7,4 m
ANCHO DE LA REJILLA	0,45 m	0,55 m
DIAMETRO DE BARROTES	3/4"	3/4"
SEPARACION ENTRE BARROTES	0,05 m	0,05 m
CANAL DE ADUCCIÓN		
ESESOR MURO	0,30 m	0,30 m
BORDE LIBRE	0,15 m	0,15 m
ANCHO CANAL DE ADUCCIÓN	0,45 m	0,55 m
ALTURA DE LOS MUROS	0,32 m	0,56 m
CÁMARA DE RECOLECCIÓN		
LONGITUD CÁMARA DE RECOLECCIÓN	1,5 m	1,5 m
ANCHO CÁMARA DE RECOLECCIÓN	1,2 m	1,3 m
MUROS DE CONTECIÓN		
ALTURA MUROS DE CONTECIÓN	1 m	1 m

Fuente: Autores

Tabla 711. línea de aducción escenario 1 / escenario 2

LINEA DE ADUCCIÓN		
ELEMENTO	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2
CAUDAL	0,15375 m ³ /s	0,2626 m ³ /s
LONGITUD	25 m	25 m
PENDIENTE	4,61%	2,96%
DIAMETRO TUBERIA PVC COMERCIAL	10"	14"
RUGOSIDAD	0,009	0,009
CONDICIONES DE FLUJO A TUBO LLENO		
Q _o	0,2070 m ³ /s	0,3355 m ³ /s
V _o	3,87 m/s	3,69 m/s
R _o	0,0653 m	0,0850 m
RELACIONES HIDRAULICAS		
Q/Q _o	0,74	0,78
V _r /V _o	0,961	0,975
d/D	0,719	0,743
R/R _o	1,188	1,197
V _r	3,72 m/s	3,61 m/s
d	0,188 m	0,253 m
R	0,078 m	0,102 m
ESFUERZO CORTANTE	35,02 N/m ²	29,52 N/m ²

Fuente: Autores

Tabla 722. Desarenador escenario 1 / escenario 2

DESARENADOR		
ELEMENTO	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2
CAUDAL	0,15375 m ³ /s	0,2626 m ³ /s
NUMERO DE MODULOS	3	3
GRADO DESARENADOR	1	1
PARAMETROS DE SEDIMENTACIÓN		
VOLUMEN DEL TANQUE	529,32 m ³	494,01 m ³
AREA SUPERFICIAL DEL TANQUE	117,63 m ²	117,63 m ²
ANCHO DEL TANQUE	5,42 m	5,42 m
CARGA HIDRAULICA DEL TANQUE	0,0022324 m ³ /m ² *s	0,0022324 m ³ /m ² *s
VELOCIDAD DE SEDIMENTACION	0,223 m/s	0,223 m/s
VERTEDERO DE SALIDA		
ALTURA DE VERTEDERO DE SALIDA	0,09 m	0,09 m
LONGITUD VERTEDERO DE SALIDA	0,59 m	0,59 m
BORDE LIBRE	0,20 m	0,20 m
PANTALLA DE SALIDA		
PROFUNDIDAD	2,25 m	2,10 m
DISTANCIA AL VERTEDERO DE SALIDA	1,33 m	1,33 m
PANTALLA DE ENTRADA		
PROFUNDIDAD	2,25 m	2,10 m
DISTANCIA A LA CÁMARA DE AQUIETAM	5,42 m	5,42 m
ALMACENAMIENTO DE LODOS		
PROFUNDIDAD	2,17 m	2,17 m
PENDIENTE TRANSVERSAL	13,8%	13,8%
PENDIENTE LONGITUDINAL EN L/3	10,4%	10,4%
PENDIENTE ONGITUDINAL EN 2L/3	5,2%	5,2%
CÁMARA DE AQUIETAMIENTO		
PROFUNDIDAD	1,50 m	1,40 m

Fuente: Autores

Tabla 733. conducción escenario 1 / escenario 2

CONDUCCIÓN		
ELEMENTO	ESCENARIO 1	ESCENARIO 2
PRESION ESTATICA MAXIMA	202,5814 M.C.A	202,6547 M.C.A
PRESION DE DISEÑO	263,3558	263,4511
CARGA HIDRAULICA DISPONIBLE (H)	43,05257391	42,66211331
DIAMETRO MÍNIMO CON EL QUE TRABAJA LA TUBERIA	12"	14"
DIAMETRO CON EL QUE TRABAJA LA TUBERIA	14"	16"
LONGITUD DIAMETRO MINIMO	2533,76 m	5341,45 m
LONGITUD DIAMETRO CON EL QUE TRABAJA	9389,04 m	6581,35 m
PERDIDAS TOTALES EN ACCESORIOS DE LA TUBERIA	14,93 m	15,40 m

Fuente: Autores

Después de la comparación de los escenarios se realizan los cálculos necesarios para identificar el cumplimiento o incumplimiento con el caudal de concesión en el presente año

Según la información suministrada (**Ver anexo 3**) por la empresa de servicios públicos Emserfusa E.S.P cuenta con 47633 suscriptores a la fecha con el fin de verificar el abastecimiento para la población con el caudal de concesión.

$$P_{2019} = 47633 \text{ suscriptores}$$

$$P_{2019} = 47633 \text{ suscriptores} * 4$$

$$P_{2019} = 190532 \text{ habitantes}$$

Debido a que la planta Pekín suministra al 45% de la población, se obtiene el porcentaje correspondiente a la población hallada anteriormente:

$$45\% \text{ de la poblacion} = 190532 \text{ habitantes} * 0,45$$

Siendo así:

$$45\% \text{ de la poblacion} = 85740 \text{ habitantes}$$

Dotación pura

Para hacer un estimado de la dotación a usar, como dato de diseño para el acueducto se tomó 130 L/hab*día de acuerdo a la altitud a la que se encuentra la población, este valor se tomó de la siguiente tabla:

Tabla 744. Dotación pura máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida.

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

Fuente: (MINVIVIENDA, RESOLUCION 0330 , 2017).

Cálculo de caudales:

Según la tabla anterior, la dotación pura para municipio de Fusagasugá que se encuentra entre 1000-2000 m.s.n.m es de:

$$130 \frac{l}{hab * dia}$$

Dotación Bruta:

Establecida la dotación pura, se calcula la dotación bruta que según el artículo 44 de la Resolución 0330 de 2017, es el máximo de agua que se requiere para satisfacer las necesidades básicas de un habitante, por tanto, para realizar su cálculo se utiliza la siguiente fórmula:

$$d_{bruta} = \frac{dneta}{1 - 0,25} \quad [7]$$

Donde:

dbruta: Dotación bruta

dpura: Dotación pura

%p: Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para diseño

Tomando como % de pérdidas 25% que es máximo permitido por la normatividad, se obtiene el siguiente resultado:

$$d_{bruta} = \frac{130 \frac{l}{hab * dia}}{1 - 0,25}$$

$$d_{bruta} = 173,33 \frac{l}{hab * dia}$$

Caudal medio diario (Qmd):

Es el promedio obtenido de un registro de 12 meses y es la principal estimación del QMD y QMH, Este caudal expresado en litros por segundo se obtiene así:

$$Qmd = \frac{pblación * dbruta}{86400} \quad [8]$$

$$Qmd = \frac{85740 \text{ hab} * 173,33 \frac{l}{\text{hab} * \text{dia}}}{86400}$$

$$Qmd = 172,00 \frac{l}{s}$$

Caudal máximo diario (QMD):

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año. En otras palabras, representa el día de mayor consumo en el año y se calcula según la siguiente ecuación:

$$QMD = Qmd * k1 \quad [9]$$

$$QMD = Qmd * 1,3$$

Siendo así:

$$QMD = 172,00 \frac{l}{s} * 1,3$$

$$QMD = 223,63 \frac{l}{s}$$

Caudal máximo horario (QMH):

Corresponde a la demanda máxima que se presenta en una hora durante un año completo, y en general se determina como:

$$QMH = QMD * k2 \quad [10]$$

$$QMH = QMD * 1,6$$

Siendo así:

$$QMH = 223,63 \frac{l}{s} * 1,6$$

$$QMH = 357,76 \frac{l}{s}$$

Nota. Los coeficientes de diseño K1 y K2 se tomaron de la resolución 0330 del 8 de junio del 2017, donde se expone que de acuerdo a la población proyectada estos coeficientes no podrán superar unos valores máximos y que para el desarrollo.

Luego de realizar y analizar los cálculos pertinentes se observa que el caudal de la concesión no cumple con el porcentaje total de abastecimiento que la población requiere, pues se necesita una captación de 223,63 l/s y la concesión solo permite una captación de 153,3 l/s demostrando así que solo se capta el 68,55 % del recurso hídrico.

Por consiguiente, es descartado el escenario uno como alternativa de mejoramiento del sistema de acueducto, pues no cumple con los requerimientos mínimos de abastecimiento de la población, considerando que no suministra ni un 80% de lo demandado; Implementando como alternativa optima el escenario dos donde se garantiza el abastecimiento en un 100% a población proyectada captando un caudal máximo diario de 262,6 l/s.

4.1.1 BOCATOMA DE FONDO

Para el mejoramiento de la bocatoma de fondo, vista en el municipio de Fusagasugá, se tiene en cuenta las medidas de la estructura principal. La medida encontrada en campo para la longitud de la rejilla fue de 7.0 m, los cálculos obtenidos indican que debe tener una longitud de 7,4 metros (ver anexo 3), en donde se alcanza una mejor captación del rio conociendo los caudales mínimos y máximos que trascurren en el rio Barro Blanco

Realizando la comprobación de los datos obtenidos con los datos en campo, se observó que las medidas actuales 7.0 m x 1.10 m y realizando los ajustes respectivos con los datos recalculados se contempla que según la resolución 0330 del 2017, las dimensiones deben ser de 7.40m x 0.60 m logrando así un mayor caudal captado.

4.1.2 LINEA DE ADUCCION

La mejor manera de optimizar la estructura es realizando un cambio de material, ya que el actual se encuentra en Asbesto Cemento con un diámetro de 12 pulgadas, sabiendo que este material presenta unas pérdidas mayores y generan un mayor golpe de ariete, actualmente se diseñó en PVC debido a que es un material que nos va reducir las pérdidas y va ser más resistente a cambio de presiones.

Teniendo como medidas calculadas, la línea de aducción posee una longitud de 25 m, un diámetro de 14 pulgadas en PVC RDE- 21 un empuje nominal o de trabajo a 23°C considerando que el libro de elementos de diseño para acueductos y alcantarillados del ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla (LOPEZ CUALLA R. , ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS, 2003) recomienda tener lo más cerca posible el canal de aducción para evitar estas pérdidas.

4.1.3 DESARENADOR

Una de las condiciones principales del desarenador es almacenar agua que se encuentre libre de sedimentos, en la imagen [17] podemos evidenciar que hace falta una cubierta con las dimensiones necesarias para cubrir todo el tanque desarenador y así evitar taponamientos e ingreso de objetos extraños que puedan afectar al tanque, de igual manera se observa que la conexión longitud : amplitud es elevada ya que supera la relación 4:1 que recomienda la resolución 0330 del 2017 debido a que el tanque presenta un sobre-dimensionamiento de 6:1.

La estructura de lavado de lodos se encuentra con un área más pequeña y esto dificulta que cumpla con su función de almacenar sin que se vuelvan a re-suspender, para eso optimizamos aumentando el área de la estructura de lavado con sus inclinación correspondientes, la inclinación transversal 13.82% y la inclinación a L/3 es de 10.4% y la de 2L/3 es correspondiente a 5.52% pero asumida como 10% según la resolución 0330 de 2017, con estas inclinaciones se genera el no taponamiento en el almacenamiento de lodos y de igual manera el mejoramiento de las válvulas de compuerta ya que el deterioro de estas es causa de que hayan filtraciones de sedimentos.

4.1.4 LINEA PRINCIPAL DE CONDUCCIÓN

Esta línea se encuentra bajo unos diversos problemas los cuales son por falta de mantenimiento además de la tubería presenta unos diámetros los cuales no son acordes a la necesidad que requiere, en estos momentos se encuentran con una tubería de 10" y 12" con una longitud de 12 km por lo cual para el nuevo diseño se requiere de manera precisa diámetros de 14" y 16" con una longitud de 11 km, para que esta sección de la tubería no presente problemas ni requiera adecuaciones más adelante, generando de manera eficiente un mejor transporte y minimizando gastos de económicos, cuyas características son:

Tabla 755. Diseño línea de conducción principal.

DISEÑO LINEA DE CONDUCCIÓN			
CONDUCCIÓN ACTUAL	CONDUCCIÓN DISEÑADA		
La conducción que se encuentra es una tubería de PVC de 10" y 12" su longitud	22		
	Empuje Estática máxima	202,65	m.c.a.
	Empuje de diseño	263,451	m.c.a.

total es de 11922,79 kilómetros, por otra parte, no se reconocen pérdidas de energía en el sistema.	Datos de la tubería		
	PAVCO UNION PLATINO	13,5	RDE
	Empuje de trabajo	350	m.c.a.
	Diámetro mínimo con el que trabaja la tubería	14	pulg
	Diámetro con el que puede trabajar la tubería	16	pulg
	Longitud de 14"	5341,44	m
	Longitud de 16"	6581,34	m
	Pérdidas totales en accesorios de la tubería	15,392	m

Fuente: Autores

5. MODELACION EN EPANET

Se realizó la modelación mediante el software Epanet, el cual fue desarrollado para analizar redes de tuberías, con el fin de comprobar el consumo, y hallar las presiones y nodos.

En primer lugar, para el uso del software se requiere de manera obligatoria los siguientes datos:

- Caudal
- Diámetro
- Rugosidad
- Altitud de entrada y salida

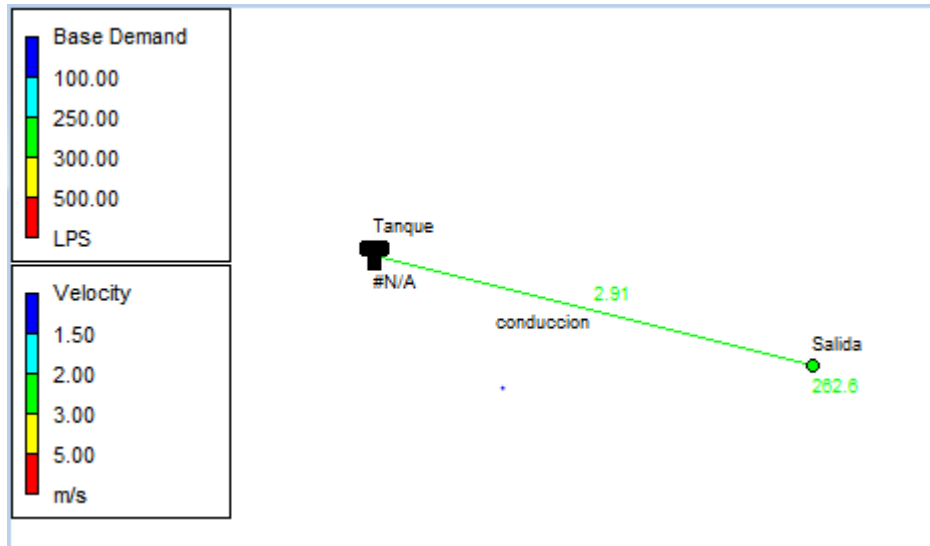
Los cuales se calcularon y se investigaron debidamente:

- ✓ Caudal (Q): Se utilizó con el caudal medio diario el cual corresponde a 262.6 L/S.
- ✓ Diámetro (d): Se utilizó el diámetro interno comercial de la tubería de 14" en PVC-RD21 que corresponde 339.9 mm.
- ✓ Rugosidad (n): Se investigó que corresponde a 0.009 para realizar la modelación en PVC.

En la imagen 28 se puede observar que al ejecutar el programa este no arroja ningún error por lo que se identifica como una COMPROBACION EXITOSA.

En primer lugar, se realizó el diseño de la línea de conducción principal.

Imagen 28 modelación tanque-conducción-salida



Fuente: Autores mediante el software Epanet

Una vez insertada la información con las unidades solicitadas, el programa arrojó los resultados que anteriormente fueron hallados, y se comprueba que sale con 262 L/S.

En la imagen [29] se evidencia los resultados para la línea de conducción principal.

Imagen 29 Tabla de resultados tanque-nodo

Network Table - Nodes					
Node ID	Elevation m	Base Demand LPS	Demand LPS	Head m	Pressure m
Junc Salida	2047.17	262.6	262.60	2057.52	10.35
Tank Tanque	2047.91	#N/A	-262.60	2057.91	10.00

Fuente: Autores mediante software Epanet.

Una vez terminada la modelación, los datos arrojados por el software en comparación con los diseñados manualmente presentan una similitud en la vel, en la tabla 77 se encontrarán dichos valores.

Tabla 766. Comparación Vel Obtenida Manualmente vs Software Epanet.

VEL OBTENIDA MANUALMENTE	VEL OBTENIDA MEDIANTE SOFTWARE
--------------------------	--------------------------------

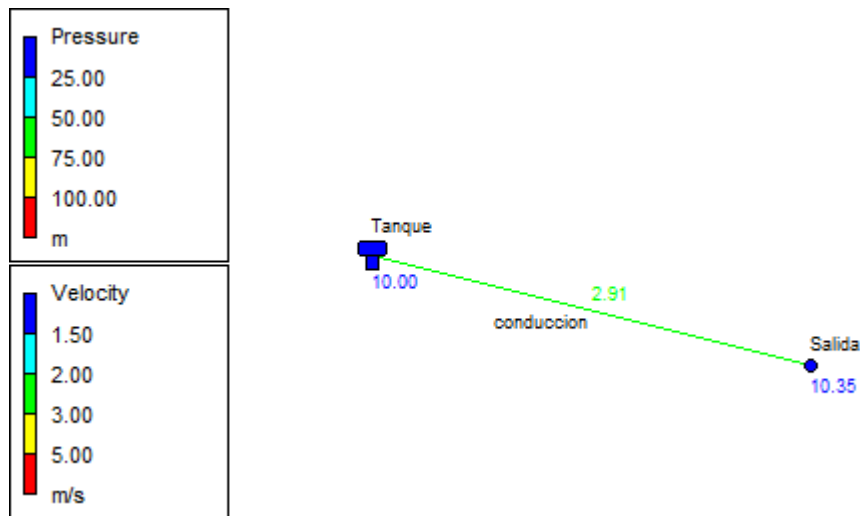
2.88 m/s	2.91 m/s
----------	----------

Fuente: Autores.

Cabe resaltar que ambos cálculos se realizaron con un caudal de 262.6 L/S, un diámetro de 339.9 mm que corresponde al diámetro interno de la tubería comercial de 14 pulgadas para PVC-RD21, una rugosidad de 0,009 correspondiente al PVC.

El error porcentual del software es mínimo en comparación con el cálculo manual, por esto la vel a tubo lleno

Imagen 30 Presiones-vel



Fuente: Autores mediante software Epanet.

Una vez terminada la modelación, se comprueba que las presiones obtenidas son óptimas para el sistema de acueducto.

6. PRESUPUESTO

A continuación, se presenta un estimado del costo del Sistema de Acueducto del Municipio de Fusagasugá:

Tabla 777. Presupuesto del sistema de acueducto.

DIAGNOSTICO Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL MUNICIPIO DE FUSAGASUGÁ: CAPTACIÓN DEL RÍO BARRO BLANCO, ADUCCIÓN, DESARENADOR Y LINEA DE CONDUCCION PRINCIPAL					
ITEM	CONCEPTO	CAN TIDA D	UND	VALOR UNITAR IO	VALOR PARCIA L
BOCATOMA					
OBRA CIVIL BOCATOMA					
	Localización y replanteo	m2	30.00	\$ 1,085	\$ 32,550
	Obra de Desvió de cauce naturales entre 1 y 5 m	gl	1.00	\$ 7,033,737	\$ 7,033,737
	Boquete manual o mecánica en material común o roca en mal estado a prof de 0-2m, bajo cualquier nivel de aguas subterráneas	m ³	17.13	\$ 12,737	\$ 218,121
	Excavación en roca a cualquier prof por medio de métodos no explosivos bajo cualquier grado de humedad	m ³	1.66	\$ 242,768	\$ 402,418
	Emanación de material excedente de la excavación	m ³	4.81	\$ 6,330	\$ 30,448
	Elaboración y colocación de concreto Ciclópeo 2500 psi	m ³	3.00	\$ 360,197	\$ 1,080,591
	Elaboración y colocación de concreto de f'c=4000PSI para losa de fondo sobre terreno, incluye formaletería, no incluye acero de refuerzo	m ³	1.00	\$ 448,895	\$ 448,895
	Elaboración y colocación de concreto de f'c=4000PSI para muro, incluye formaletería	m ³	4.40	\$ 448,895	\$ 1,975,138

	Suministro, transporte, figuración y colocación de Acero de refuerzo fy = 60000 PSI	kg	459.00	\$ 3,571	\$ 1,639,089
	Construcción de tapa en concreto f'c = 2000 PSI de 1.30m x0.55m e=0,05 m, incluye herraje y acero de refuerzo	un	1.00	\$ 152,122	\$ 152,122
	Costo Directo Obra Civil Bocatoma				\$ 13,013,109
SUMINISTRO, INSTALACIÓN Y TRANSPORTE BOCATOMA					
	Tubería PVC unión platino de Ø6"	ml	18.00	\$ 80,695	\$ 1,452,510
	transporte e instalación Tubería PVC-Empuje RDE 21 Ø6", Unión platino	ml	18.00	\$ 7,499	\$ 134,986
	Suministro, transporte e instalación Codo 45° Ø6", unión platino	un	1.00	\$ 16,469	\$ 16,469
	Suministro, transporte e instalación Pasamuros Ø6" L=0,30m Z=0,08, extremo liso - liso, según norma de fabricación ASTM A-53, A-106	un	1.00	\$ 475,200	\$ 475,200
	Suministro, transporte e instalación Niple pasamuro en Hierro Dúctil de Ø6" L=1,30m, liso - extremo brida, Z=0,4m según norma de fabricación ASTM A-536; incluye juego de empaques y tornillos	un	1.00	\$ 2,059,200	\$ 2,059,200
	Suministro, transporte e instalación Válvula de compuerta sello elástico de vástago no ascendente en Hierro Dúctil Ø6", Extremo Brida, según norma de fabricación AWWA C-515/509, incluye juego de empaques y tornillos	un	1.00	\$ 1,483,606	\$ 1,483,606
	Suministro, transporte e instalación Rejilla en acero galvanizado de 7,5m x 0,55m, incluye platina de 1" x 3/16", guías	un	1.00	\$ 1,121,200	\$ 1,121,200

	en U de 1" x 1/2" (un) y bisagras para fijación				
	Suministro, transporte e instalación Abrazadera para fijación de Tubería de Ø6" sobre paredes en concreto incluye perfil en acero galvanizado, abrazaderas y pernos de fijación en acero inoxidable de 3/8" x 2". Y aislante en neopreno	un	1.00	\$ 70,113	\$ 70,113
	Costo directo de suministro, instalación y transporte bocATOMA				\$ 6,813,283
	COSTO DIRECTO TOTAL CONSTRUCCIÓN BOCATOMA				\$ 19,826,392
DESARENADOR					
OBRA CIVIL DESARENADOR					
1.4.2	Localización y replanteo	m ²	353.00	\$ 1,085	\$ 383,005
3.1.1	Excavación manual o mecánica en material común o roca descompuesta a prof de 0-5m, bajo cualquier condición de humedad.	m ³	1,600.00	\$ 11,737	\$ 18,779,200
3.6	Dispersión de material excedente de la excavación	m ³	40.64	\$ 6,330	\$ 257,280
7.5	Elaboración y colocación de concreto Ciclópeo 2500 psi	m ³	3.06	\$ 565,409	\$ 1,730,152
8.2	Suministro, transporte, figuración y colocación de Acero de refuerzo fy = 60000 PSI	Kg	357.10	\$ 3,571	\$ 1,275,204
7.152	Elaboración y colocación de concreto de f'c=4000PSI para losa de fondo sobre terreno, incluye formaletería, no incluye acero de refuerzo	m ³	35.00	\$ 448,895	\$ 15,711,325

7.132	Elaboración y colocación de concreto de f'c=4000PSI para muro, incluye formaletería	m ³	75.00	\$ 448,895	\$ 33,667,125
	Costo directo obra civil desarenador				\$ 71,803,290
SUMINISTRO, TRANSPORTE E INSTALACIÓN DESARENADOR					
	Suministro, transporte e instalación Válvula de compuerta sello elástico vástago no ascendente de Hierro Dúctil de Ø6", Junta hidráulica según norma de fabricación AWWA C -515/509	un	3.00	\$ 540,731	\$ 1,622,193
	Suministro, transporte e instalación Sistema de desarenación en PRFV Q= 1 l/s	un	1.00	\$ 3,563,131	\$ 3,563,131
	Suministro, transporte e instalación de 0,7m Tubería PVC unión platino de Ø10" más Tapón PVC Ø10" para protección de Válvulas	un	2.00	\$ 50,321	\$ 100,642
	Costo directo SUMINISTRO desarenador				\$ 5,285,966
TOTAL, COSTO DIRECTO CONSTRUCCIÓN DESARENADOR					\$ 77,089,256
ADUCCION Y CONDUCCIÓN					
OBRA CIVIL ADUCCIÓN Y CONDUCCIÓN					
	Localización y replanteo	ML	11948	\$ 1,085	\$ 12,963,580
	Actualización Topografía de la red de conducción del rio barro blanco	ML	11923	\$ 798	\$ 9,514,554
	Excavación manual en conglomerado h=0.-2.0 m (incluye retiro de sobrantes a una distancia menor de 5 km)	M3	17922	\$ 18,887	\$ 338,492,814
	Relleno con material seleccionado de excavación compactado mecánicamente	M3	10948	\$ 19,076	\$ 208,844,048

	Suministro e Instalación de tubería PVC RDE 21 de 14" incluye trasiego de material 6km	ML	5367	\$ 404,678	\$ 2,171,906,826
	Suministro e Instalación de tubería PVC RDE 21 de 16" incluye trasiego de material 6km	ML	6582	\$ 532,242	\$ 3,503,216,844
	Suministro e instalación de ventosa de 2" doble acción en la red de aducción de la planta Pekín incluye tee partida de 16" y válvula de cierre	UND	1	\$ 4,990,000	\$ 4,990,000
	Cilindro pozo en ladrillo tolete, D=1.20m, E=0.25m (inc. Pañete interno E=1.5cm y cañuela)	UND	10	\$ 618,046	\$ 6,180,460
	Cubierta pozo D= 1.7m, E=0.20m concreto 3000 psi con refuerzo	UND	10	\$ 689,963	\$ 6,899,630
	Suministro e instalación de tapa de seguridad para pozo de inspección con su respectiva llave	UND	10	\$ 1,117,760	\$ 11,177,600
	TOTAL, COSTO DIRECTO CONSTRUCCIÓN ADUCCIÓN - CONDUCCIÓN				\$ 6,274,186,356
COSTO DIRECTO OBRA CIVIL					\$ 6,371,102,004
ADMINIS TRACIÓN (A)	20.00%				\$ 1,274,220,401
IMPREVI STOS (I)	2.00%				\$ 127,422,040
UTILIDAD ES (U)	5.00%				\$ 318,555,100
TOTAL A.I. U	27.00%				\$ 1,720,197,540
IVA sobre UTILIDAD	19.00%				\$ 60,525,469

CONCLUSIONES

- Este proyecto pretende mejorar la calidad de vida de la comunidad, proporcionando un sistema de acueducto que a largo plazo beneficiará su desarrollo comercial, industrial y social.
- Según el diagnóstico hidráulico se identificó que la bocatoma presenta un sobredimensionamiento, cabe resaltar que dicho sobredimensionamiento será ineficiente para la proyección de caudal demandado en el 2044.
- Al realizar el diagnóstico de las líneas de aducción y conducción se evidencio que es de suma urgencia realizar el cambio de tubería pues presenta problemas en el recorrido de agua generando sedimentos que disminuyen la vida útil de las demás estructuras, además genera problemas a la comunidad de salud puesto que se encuentra en asbesto-cemento, siendo el PVC el mejor material para evitar estos inconvenientes.
- El tanque desarenador presenta un sobredimensionamiento en una relación 6:1 resaltando que no cumple con los parámetros de la resolución 0330 de 2017 puesto que esta recomienda que la relación sea 4:1.
- Al realizar el análisis de alternativas se evidencio que el caudal de concesión no cumple con lo demandado por la población.
- De mantenerse el caudal de concesión al año de la proyección este caudal solo abastecerá alrededor de un 58% del caudal requerido por la población proyectada.
- El desarrollo de este trabajo permitió proponer una alternativa de mejora del sistema de acueducto de la Planta Pekín la cual suministra al 45% de la población del municipio de Fusagasugá.
- En la bocatoma de fondo al realizar la mejora encontramos en los cálculos que actualmente presenta unas medidas mínimas, con los datos obtenidos se establece que la estructura es capaz de mejorar las condiciones de consumo y de igual manera su tamaño será de fácil acceso a la hora de realizar los mantenimientos necesarios.
- La mejora del tanque del desarenador, se puede decir que presenta inconsistencias debido a su abandono lo que afectaría el proceso de agua cruda por eso en primer lugar se recomienda el rediseño del tanque con su correspondiente cubierta para así mejorar la función del desarenador actual y

al mejoramiento del municipio.

- Mediante el diagnóstico realizado a las diferentes estructuras se observó que se encuentran en un estado de abandono, pues es visible la falta de mantenimiento.
- Se determina que el presupuesto estimado es asequible para la empresa de servicios públicos Emserfusa E.S.P y el Municipio de Fusagasugá puesto que los recursos anuales para inversión de obras de saneamiento básico son superiores al costo de la alternativa de mejoramiento.
- Se concluye que las medidas que se deben tomar para realizar el mejoramiento del sistema de acueducto son las planteadas en el escenario número dos.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda que la Empresa de Servicios Públicos de Fusagasugá Emserfusa E.S.P renueve el caudal de concesión pues no cumple con el caudal requerido para abastecer la comunidad.
- A la hora de realizar el proyecto se recomienda seguir la normativa 0330 del 2017 para cumplir con los parámetros de diseño debido a que por falla de esto se presentan las fallas en el funcionamiento.
- Se recomienda adecuar dichas estructuras para así brindar un mejor servicio a la comunidad quienes son directamente afectados por este acueducto.
- se sugiere realizar la adecuación a la presa de la bocatoma, pues durante la visita realizada se observó la presencia de fallas y grietas en la estructura de la presa, implicando una reducción de tiempo en el periodo de diseño.
- Se recomienda cubrir el tanque desarenador para evitar el ingreso de materiales inadecuados para mejorar la calidad del servicio.
- En caso de no ser posible la renovación del caudal de concesión, se recomienda que se realicen estudios de aguas subterráneas, así como la posibilidad de construir un embalse de almacenamiento con el fin de abastecer en un 100% la población futura del Municipio de Fusagasugá.

REFERENCIAS

1. CLIMATE-DATA.ORG. (OCTUBRE de 2018). *FUSAGASUGA*. Obtenido de <https://es.climate-data.org/location/49842/>
2. CORCHO ROMERO, F., & DUUE SERNA, J. (2005). Acueductos. Teoría y diseño. En *Obras de captación* (pág. 45). Medellín.
3. DANE. (2005). *DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL DE ESTADÍSTICA*. Obtenido de <https://censo2018.dane.gov.co/sobre-censo>
4. E.S.P, E. (OCTUBRE de 2018). *NUESTRA HISTORIA*. Obtenido de http://www.emserfusa.com.co/publicaciones/9/nuestra_historia/
5. Eckenfelder, W. (1991). *Principles of Water Quality Management*. Krieger Pub .
6. ECONOMICO, M. D. (2000). Reglamento técnico del sector de Agua potable y Saneamiento básico Ras-2000. En *Título B* (pág. 29). Bogotá D.C.
7. EMPRESAS PUBLICAS DE MEDELLIN. (2009). *NORMAS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE ACUEDUCTO DE EPM. MEDELLÍN*.
8. EMSERFUSA E.S.P. (OCTUBRE de 2018). *EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS DE FUSAGASUGA*. Obtenido de PLANTA PEKIN: http://www.emserfusa.com.co/publicaciones/30/planta_pekin_emserfusa_es_p/
9. ESP, E. (OCTUBRE de 2018). *EMPRESA DE SERVICIOS PUBLICOS DE FUSAGASUGA*. Obtenido de NUESTRA HISTORIA: http://www.emserfusa.com.co/publicaciones/9/nuestra_historia/
10. ESP, E. D. (2006). *LINEA DE ADUCCIÓN*. Obtenido de <http://www.espyumbo.com/aduccion.htm>
11. FUSAGASUGA, A. D. (ENERO de 2018). *Acerca de nosotros*. Obtenido de <http://www.fusagasugacundinamarca.gov.co/MiMunicipio/Paginas/Presentacion.aspx>
12. IGAC. (OCTUBRE de 2018). *INSTITUTO GEOGRAFICO AGUSTIN CODAZZI*. Obtenido de <http://sigot.igac.gov.co>

13. J.A. Pérez, C. Q. (1998). *ESTUDIO EXPERIMENTAL DE REJILLAS EN BOCA TOMA DE FONDO*. MEDELLIN. Obtenido de UNIVERSIDAD NACIONAL SEDE MEDELLIN.
14. LOPEZ CUALLA R, A. (2003). *ELEMENTOS DE DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS*. BOGOTÁ D.C: 2 edición.
15. LOPEZ CUALLA, R. (2003). *ELEMENTOS DE DISEÑO PARA ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS*. En *DESARENADOR* (pág. 183). BOGOTÁ D.C.
16. LOPEZ CUALLA, R. A. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. BOGOTA: ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERIA.
17. MAPS, G. (OCTUBRE de 2018). *RIOS FUSAGASUGA*. Obtenido de <https://www.google.com/maps/@4.3851751,-74.3547397,13.25z>
18. MAPS, G. (ABRIL de 2019). *FUSAGASUGA*. Obtenido de SATELITE: <https://www.google.com/maps/@4.3537427,-74.3796339,10795m/data=!3m1!1e3>
19. MCGHEE, T. (1999). *Water Supply and Sewerage*. NEW YORK, NEW YORK, ESTADOS UNIDOS: McGraw-Hill.
20. MINAMBIENTE. (9 de MAYO de 2007). *DECRETO 1575*. Obtenido de GESTION INTEGRAL DEL RECURSO HIDRICO: <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de2007.pdf>
21. MINAMBIENTE. (22 de JUNIO de 2007). *RESOLUCION 2115*. Obtenido de CARACTERISTICAS, INSTRUMENTOS BASICOS, Y FRECUENCIAS DEL SISTEMA DE CONTROL Y VIGILANCIA PARA LA CALIDAD DEL AGUA PARA CONSUMO HUMANO: <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de2007.pdf>
22. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. (17 de NOVIEMBRE de 2000). *RESOLUCIÓN 1096*. Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/1096%20-%202000.pdf>
23. MINISTERIO DE DESARROLLO ECONOMICO. (4 de MAYO de 2002). *DECRETO 849*. Obtenido de <http://extwprlegs1.fao.org/docs/pdf/col150245.pdf>

24. MINISTERIO DE SALUD PUBLICA. (10 de MARZO de 1998). *DECRETO 475*. Obtenido de https://www.minsalud.gov.co/Normatividad_Nuevo/DECRETO%200475%20DE%201998.PDF
25. MINISTERIO DE VIVIENDA, C. Y. (2014). reglamento tecnico del sector de Agua potable y Saneamiento basico ras. En *Titulo B* (pág. 30). Bogotá D.C.
26. MINVIVIENDA. (14 de JULIO de 2003). *REGLAMENTO TECNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO*. Obtenido de TITULO B: www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULO B%20030714.pdf
27. MINVIVIENDA. (8 de JUNIO de 2017). *RESOLUCION 0330* . Obtenido de <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf>
28. MINVIVIENDA. (OCTUBRE de 2018). *RAS 2000*. Obtenido de REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO TÍTULO A ASPECTOS GENERALES DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO.: http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/010710_ras_titulo_a_.pdf
29. MOTT, R., & J.A, U. (2014). Applied Fluid Mechanics. DAYTON: PEARSON.
30. MOTT, R., & UNTENER, J. (2014). Applied Fluid Mechanics. DAYTON, OHAIO, ESTADOS UNIDOS: PEARSON.
31. Murray, A., Golshan, H., & Mohitpour, M. (2003). Pipeline Design & Construction. Amer Society of Mechanical.
32. Murray, A., Golshan, H., & Mohitpour, M. (2003). Pipeline Design & Construction. Amer Society of Mechanical.
33. NOVAK, P., & MOFFAT, A. (2001). Hydraulic Structures. En U. University of Newcastle upon Tyne, *Deviation works* (pág. 334). Newcastle,UK: McGraw-Hill.
34. POT-FUSAGASUGA. (2017). *PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL FUSAGASUGA*. Obtenido de <http://cdim.esap.edu.co/BancoMedios/Imagenes/pot%20-fusa%20->

cundinamarca%20-diagn%C3%B3stico%20-
rese%C3%B1a%20historica.pdf

35. ROMERO, F., & SERNA, J. (2005). *ACUEDUCTOS TEORIA Y DISEÑO*. MEDELLÍN: UNIVERSIDAD DE MEDELLÍN.
36. Shashi Menon, E. (2013). *Liquid Pipeline Hydraulics*. New York: Trafford Publishing.

ANEXOS

Anexo 1. Solicitud de Estudio.

Fusagasugá a 14 de mayo de 2019

Señores:
Universidad Católica de Colombia
Facultad de Ingeniería

Presente:

Con esta carta nosotros Ángela Beltrán y Omar Rojas, en representación de los habitantes de los barrios Obrero y San Fernando respectivamente de la comunidad sur-oriental del municipio de Fusagasugá, quisiéramos hacer de su conocimiento, que con miras a que se mejore el servicio prestado por la empresa de servicios público de Fusagasugá (Emserfusa E.S.P)

Solicitamos a ustedes la ayuda en el estudio del mejoramiento de la primera parte del sistema de acueducto debido a que se presentan algunas fallas físicas en su estructura ya que afecta el servicio prestado a nuestra comunidad.

Nuestra solicitud viene motivada desde varios meses atrás, al ver el deterioro y mal estado de las estructuras, por los que requerimos un cambio de tubería debido a la antigüedad del material de la misma, todo esto con el fin que se mejore la calidad en la prestación del servicio.

Atentamente,


Ángela Beltrán 21173 886.
Presidente Junta de Acción
Comunal Barrio Obrero
Firma


Omar Rojas CC348 858
Presidente Junta de Acción
Comunal Barrio San Fernando
Firma

Fuente: Comunidad.

Anexo 2. Certificación de la Visita Técnica.



Fusagasugá, 22 de febrero de 2019

Señores:
Universidad católica de Colombia
Bogotá

ASUNTO: Certificación de asistencia captación río barro blanco.

La empresa de servicios públicos de Fusagasugá, certifica que los siguientes estudiantes realizaron visita a la captación del río barro blanco el día 22 de febrero del 2019

Nombre	Cedula
Nicolás Mauricio sabogal Beltrán	1.018.498.091
Sebastián David león reina	1.018.479.313

Cordialmente,


SERGIO ENRIQUE LYNETT H
Pu. De acueducto



VERIFICADA SUPERSEVICIOS - NUMERO UNICO DE REGISTRO UUR 1 - 23700003

Avenida Las Palmas No 4-66PBX 867 98 77 Líneas de atención 24 horas 8672577 - 8675722 - 8673922
emserfusa@emserfusa.com.co pqr@emserfusa.com.co www.emserfusa.com.co

Juntos en paz, podemos más

Scanned by CamScanner

Fuente: Emserfusa E.S.P

Anexo 3. Respuesta a información solicitada



NIT. 890.680.053-6
SOMOS AUTORRETENEDORES
RES. 0547 - 25 ENR/2002



Fusagasugá, 19 de septiembre de 2019

500-O-174-19

Señor:
NICOLAS SABOGAL BELTRAN
Calle 22 No 10-59 terrazas de manila
Tel: 3013017657
La Ciudad.



V U CORRESPONDENCIA
EMSERFUSA E.S.P.

19 SEP 2019

HORA: 3:50 PM
RADICADO No.: B400
FIRMA: German Vargas M.

Asunto: Solicitud información.


Respetado señor.

Reciba un cordial saludo de la Empresa de Servicios Públicos de Fusagasugá, EMSERFUSA E.S.P., *Juntos en paz, podemos más*, a través de la División de Acueducto.

Por medio del presente y en atención a su solicitud en el oficio, nos permitimos informar que actualmente la empresa cuenta con 47633 suscriptores, con respecto al porcentaje de la planta de tratamiento de agua potable Pekín abastece el 45% de los suscriptores.

Cordialmente.


SANDRA MILENA RODRIGUEZ DIAZ
Ing. Jefe División Acueducto

Elaboro: Sergio Lynett H. Pu acueducto 
RADICADO DE EMSERFUSA 8558 DEL 17 SEPTIEMBRE 2019

Avenida Las Palmas No.4-66PBX 867 98 77 Líneas de atención 24 horas 8672577 - 8675722 - 8673922
emserfusa@emserfusa.com.co pqr@emserfusa.com.co www.emserfusa.com.co

Juntos en paz, podemos más

Fuente: Emserfusa E.S.P

Anexo 4. Plano Bocatoma Diseño en Planta.

Anexo 5. Plano Bocatoma Corte A - A.

Anexo 6. Plano Bocatoma Corte B - B.

Anexo 7. Plano Línea Aducción (Bocatoma - Desarenador).

Anexo 8. Plano Diseño en Planta del Desarenador.

Anexo 9. Plano Desarenador Diseño Corte Transversal A - A.

Anexo 10. Plano Desarenador Diseño Corte Transversal B - B.

Anexo 11. Plano en planta del sistema de acueducto.