

DIAGNÓSTICO Y RECOMENDACIONES DE PRE – DISEÑO PARA EL SISTEMA
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL,
SUBACHOQUE.

FREY NICHOLAS SILVA CANTOR
WALTER ELIAS PERALTA ARBOLEDA

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ, D.C.

2017

DIAGNÓSTICO Y RECOMENDACIONES DE PRE – DISEÑO PARA EL SISTEMA
DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL,
SUBACHOQUE.

FREY NICHOLAS SILVA CANTOR
WALTER ELIAS PERALTA ARBOLEDA

PROYECTO DE GRADO

DIRECTOR: INGENIERO JOSÉ LUIS DÍAZ ARÉVALO
CODIRECTOR: INGENIERO ANDRÉS FELIPE MARTÍNEZ URREGO

UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
BOGOTÁ, D.C.

2017

TABLA DE CONTENIDO

pág.

INTRODUCCIÓN.....	8
1. GENERALIDADES.....	9
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	9
1.2. ANTECEDENTES.....	9
1.3. NORMATIVA APLICADA	12
1.4. LITERATURA APLICADA	13
2. OBJETIVOS.....	14
2.1. OBJETIVO GENERAL	14
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
3. JUSTIFICACIÓN.....	15
4. METODOLOGÍA	16
4.1. VISITAS TÉCNICAS:	16
4.2. DIGITALIZACIÓN:.....	19
4.3. DIAGNOSTICO:.....	19
4.4. SIMULACIÓN:	19
5. ANÁLISIS DE CONSUMOS.....	20
6. DIAGNÓSTICO BOCATOMA.....	21
7. DIAGNÓSTICO DE ADUCCIÓN.....	26
7.1. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA:	26
8. DIAGNÓSTICO DESARENADOR.....	31
8.1. DESARENADOR ACTUAL:	31
8.2. DESARENADOR CONCESIONADO:	35
9. DIAGNÓSTICO DE LA CONDUCCIÓN	48
9.1. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA (DESARENADOR – TANQUE 1 PTAP):	48
9.2. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA (TANQUE 1 PTAP – TANQUE 2): .	51
9.3. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA PARA EL CAUDAL CONSESIONADO (DESARENADOR – TANQUE 1 PTAP):.....	54
9.4. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA PARA EL CAUDAL CONSESIONADO (TANQUE 1 PTAP – Tanque 2):	57

10.	DIAGNÓSTICO DEL TANQUE.....	70
11.	DIAGNÓSTICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.....	75
12.	ANÁLISIS ECONÓMICO	83
13.	CONCLUSIONES	84
14.	RECOMENDACIONES	86
15.	BIBLIOGRAFÍA	88
	ANEXOS	90

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Proyección de consumos (L/s).	20
Tabla 2. Parámetros de la rejilla de la bocatoma.	22
Tabla 3. Chequeo de presión en la línea de aducción.	29
Tabla 4. Parámetros del desarenador actual.	33
Tabla 5. Número de Hazen.	34
Tabla 6. Parámetros del desarenador con el caudal concesionado.	36
Tabla 7. Longitudes equivalentes de la tubería de lavado.	45
Tabla 8. Primer tramo conducción.	61
Tabla 9. Segundo tramo conducción.	62
Tabla 10. Tercer tramo conducción.	63
Tabla 11. Cuarto tramos conducción.	64
Tabla 12. Quinto tramo conducción.	65
Tabla 13. Sexto tramo conducción.	66
Tabla 14. Séptimo tramo conducción.	67
Tabla 15. Octavo tramo conducción.	68
Tabla 16. Costos directos aproximados.	83

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Reconocimiento acueducto.	16
Figura 2. Aforado bocatoma y desarenador.	17
Figura 3. Datos en la aducción y medidas desarenador.	18
Figura 4. Toma de datos en la conducción.	18
Figura 5. Medidas de la rejilla de la bocatoma.	21
Figura 6. Esquema bocatoma de fondo	23
Figura 7. Rejilla de la Bocatoma pre-diseñada	25
Figura 8. Salida del desarenador	41
Figura 9. Modelación de la red de distribución Software EPANET 2.0	77
Figura 10. Modelación Software EPANET 2.0 Cotas	78
Figura 11. Modelación Software EPANET 2.0 Diámetros de tuberías	79
Figura 12. Modelación Software EPANET 2.0 Presiones	80
Figura 13. Modelación Software EPANET 2.0 Caudales	81

LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1. Esquema bocatoma de fondo (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	91
Anexo 2. Esquema de rejilla (cm) con (QD) concesionado – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	93
Anexo 3. Esquema aducción (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	95
Anexo 4. Plano aducción (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	97
Anexo 5. Esquemas del desarenador (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	98
Anexo 6. Datos tomados en el desarenador – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	102
Anexo 7. Plano desarenador con caudal concesionado (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	105
Anexo 8. Planos conducción (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	106
Anexo 9. Tabla para el cálculo del volumen mínimo del tanque (m) – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	107
Anexo 10. Tablas para el diagnóstico de la red de distribución – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	109
Anexo 11. Mapa de contorno con respecto a la presión de la red de distribución - Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	121
Anexo 12. Tablas para el análisis económico – Acueducto vereda El Tobal municipio de Subachoque, Cundinamarca.	123

INTRODUCCIÓN

La vereda El Tobal se encuentra ubicada en el municipio de Subachoque, departamento de Cundinamarca, la cual presenta dificultades relacionadas con el suministro del recurso hídrico, por lo cual las directivas del acueducto de la vereda El Tobal, hicieron un llamado a la Universidad Santo Tomás para poder contar con los conocimientos de la facultad de ingeniería ambiental y civil, brindando alternativas de mejoramiento del sistema y su calidad de agua.

El proyecto consiste en diagnosticar el funcionamiento actual del acueducto veredal, compuesto por la bocatoma, la aducción, desarenador, conducción, tanques y red de distribución, con el fin de establecer que cada componente del acueducto cumpla con los parámetros propuestos en la literatura y el RAS. Por otro lado, aquellas estructuras que no cumplan con los parámetros serán pre-diseñadas garantizando el abastecimiento de agua a cada uno de los usuarios actuales y futuros de la vereda el Tobal.

De igual manera se observa todo lo correspondiente a la parte de costos y presupuestos para aquellas estructuras que debieron ser pre-diseñadas por la falta de eficiencia en el abastecimiento de agua potable a la vereda.

Parte de la información tomada para este proyecto corresponde a información secundaria tomada de un trabajo de grado realizado por estudiantes de la facultad de ingeniería civil y otros trabajos realizados por estudiantes de la facultad de ingeniería ambiental., además de la información suministrada por la junta de la vereda EL Tobal.

1. GENERALIDADES

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto forma parte de un trabajo interdisciplinario entre las facultades de ingeniería ambiental y civil de la Universidad Santo Tomás, que se ha venido desarrollando desde el año 2014; este proyecto consiste en dar solución por medio de un diagnóstico y pre-diseño al sistema de abastecimiento de agua potable para la vereda El Tobal, Subachoque; resolviendo el problema general para la comunidad de deficiencia en el sistema tanto de captación como de distribución. Este sistema está integrado por la bocatoma de fondo, el desarenador convencional, la aducción y conducción en tubería PVC, los tanques de almacenamientos y la red de distribución.

1.2. ANTECEDENTES

El acueducto de la vereda El Tobal¹ inicia en 1943 luego de las labores realizadas, principalmente por Víctor Rico, en pro de conseguir de una manera eficiente y organizada el agua proveniente de la quebrada El Mojan para él y aproximadamente 30 viviendas que se encontraban carentes de este sistema de prestación del recurso. Al cabo de unos años por causa del crecimiento poblacional, se llevó a la ampliación de esa red inicial con una tubería de mayor capacidad y un tanque de almacenamiento y distribución.

En 1978 se iniciaron esfuerzos tanto de la comunidad como del municipio de Subachoque para que los acueductos veredales contaran con un servicio un poco más adecuado, o por lo menos de acuerdo con las diferentes leyes exigidas hasta la fecha, es ahí cuando la vereda decide

¹ Arredondo Gonzales J, Fuentes Solano G. (2013), Catastro de la red de acueducto de la vereda el Tobal. [Trabajo de grado], Bogotá D.C, Universidad Santo Tomás, facultad de ingeniería civil.

consultar a la CAR. Esta corporación analizó la zona y el comportamiento del acueducto, con el fin de aportar un poco de ingeniería a este proceso el cual hasta la fecha era casi empírico. La CAR recomendó que se tomara un caudal de 1,90 litros sobre segundo (*lt/s*) de la quebrada el salitre, ubicada aproximadamente a 2,0 *km* del tanque de distribución y almacenamiento con especificaciones de una red matriz de 3" de diámetro en el abastecimiento al otro tanque y de 1/2" para la red de distribución.

Haciendo caso a estas recomendaciones la CAR otorgó una concesión por 10 años a la junta de acción comunal en 1982, que pasados estos se renovó por 10 años más. En el 2001 se crea la asociación de usuarios de la vereda El Tobal, nombrando como presidente a Omar Ángel, el cual inició el proceso de modernización del acueducto rigiéndose por los diferentes estatutos legales tanto de cualificación y calificación de usuarios, tratado del agua, y correcta distribución de la misma, en este año se evaluó la posibilidad de contar con una planta de tratamiento en el sistema. En diciembre de 2006 la CAR otorga una concesión por 10 años más, pero en el 2009 surge una nueva legislación para los acueductos veredales en la que se deben inscribir a la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios, para lo cual es indispensable la red de catastro de la vereda la cual es inexistente hasta la fecha. A partir de esto en el año 2013² por medio de la Universidad Santo Tomás los estudiantes Juan Pablo Arredondo y Gustavo Adolfo Fuentes de la facultad de ingeniería civil plantearon un trazado de redes de catastro de la comunidad que se ven beneficiados del acueducto de la vereda el Tobal, Subachoque Cundinamarca, al igual que una revisión y diferentes estudios relacionados con la calidad del agua proveniente de la fuente de captación del recurso, también propusieron una serie de recomendaciones que garantizan un

² *Ibíd.*, p. 9

correcto funcionamiento del sistema. Por otra parte, en el año 2016³ por medio de la facultad de ingeniería ambiental de la universidad Santo Tomás, los estudiantes Daza Suarez Fabian y Mora Laserna Catalina propusieron la evaluación de la calidad del agua de la quebrada el salitre, utilizando macroinvertebrados acuáticos como bioindicadores para la gestión integral del recurso hídrico, conociendo que los macroinvertebrados acuáticos, así como otros componentes de la biota acuática, han sido utilizados de forma extensiva para evaluar el estado de contaminación en ecosistemas lóticos y lénticos, debido a que poseen características definidas, diferentes tipos de alimentación, ciclos de vida y una escasa capacidad de desplazamiento que permite el análisis temporal de perturbaciones; concluyendo que la quebrada el salitre presenta aguas moderadamente contaminadas.

Este mismo año la facultad de ingeniería ambiental de la universidad Santo Tomás, por medio de los estudiantes Ballesteros Rodríguez Andrés y Hernández Gamboa Juan⁴ los cuales determinaron los principales riesgos generados a la fuente de agua que abastece el acueducto veredal EL Tobal del cual se alimenta esta población, con el propósito de beneficiar a la comunidad afectada por las diferentes actividades económicas generadas, determinando que la quebrada el salitre se encuentra en un nivel de riesgo medio de contaminación. Por último, para el año 2107⁵ los estudiantes Quiñones Salcedo Camilo y Rojas Bernal Camila de la facultad de ingeniería ambiental de la universidad Santo Tomás propusieron una

³ Daza Suarez Fabian, Mora Laserna Catalina. (2016), Evaluación de la calidad del agua de la quebrada el salitre, utilizando macroinvertebrados acuáticos como bioindicadores para la gestión integral del recurso hídrico. [Trabajo de grado], Bogotá D.C, Universidad Santo Tomás, facultad de ingeniería ambiental.

⁴ Ballesteros Rodríguez Andrés, Hernández Gamboa Juan. (2016), Evaluación de riesgos sobre la calidad del agua en el acueducto rural El Tobal, Subachoque, Cundinamarca; en el marco del plan de seguridad del agua. [Trabajo de grado], Bogotá D.C, Universidad Santo Tomás, facultad de ingeniería ambiental.

⁵ Quiñones Salcedo David y Rojas Bernal Camila. (2017), Diseño del plan de optimización de la planta de tratamiento de agua potable de la vereda El Tobal, Subachoque. [Trabajo de grado], Bogotá D.C, Universidad Santo Tomás, facultad de ingeniería ambiental.

solución al problema de abastecimiento de agua potable de la vereda El Tobal en el municipio de Subachoque, Cundinamarca, donde la planta de tratamiento por un periodo de 5 años había dejado de funcionar. Con el fin de asegurar la calidad del agua por medio de un plan de optimización. Concluyendo que la planta de tratamiento no requiere ningún cambio estructural, debido al sobredimensionamiento.

1.3. NORMATIVA APLICADA

La Dirección General de Agua Potable y Saneamiento Básico del Ministerio de Desarrollo Económico⁶ entrega al país esta primera actualización de los títulos, cada uno es un Manual de prácticas de buena Ingeniería que recoge el interés general del sector por lograr un acercamiento a las condiciones reales del país, estableciendo los criterios y recomendaciones para el buen funcionamiento de los sistemas de Agua potable. El título B – Sistemas de Acueductos⁷ fija los criterios básicos que deben reunir los diferentes procesos involucrados en la conceptualización, el diseño, la construcción, la supervisión técnica, la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los sistemas de acueducto garantizando su seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado. De igual manera se implementó en este proyecto la resolución 2320⁸ que modifica algunos aspectos del reglamento Técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico (RAS).

⁶ República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, (RAS), *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*, Bogotá D.C

⁷ *Ibíd.*, p. 12

⁸ República de Colombia Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, (2009), *Resolución 2320 del 27 de noviembre de 2009*, Bogotá D.C

1.4. LITERATURA APLICADA

A lo largo del proyecto se realizaron cálculos de acuerdo con los conceptos especificados en el libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado”⁹ y el libro “Acueductos, teoría y diseño”¹⁰, en los cuales se plantean métodos para solución de factores que intervienen en los procesos técnicos del proyecto; como son el periodo de diseño del acueducto, la población proyectada, la (bocatoma), aducción, desarenador, conducción y tanques de almacenamiento.

⁹ LÓPEZ CUALLA, Ricardo. Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. Bogotá D.C: Editorial Escuela Colombiana De Ingeniería, 1995. 387.

¹⁰ CORCHO ROMERO Freddy, DUQUE SERNA José I. Acueductos teoría y diseño. Medellín: Sello Editorial, 1993. 591.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el diagnóstico del funcionamiento actual del sistema de abastecimiento de agua de la vereda El Tobal, Subachoque, y con base en este el pre – diseño, evaluar la posibilidad de mejorar el estado actual de las estructuras que componen al abastecimiento de agua potable (bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque, o red de distribución.)

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Diagnosticar el sistema de abastecimiento de agua con respecto a la bocatoma, aducción, desarenador, conducción, tanque, y red de distribución en la vereda El Tobal, Subachoque.
- Pre – diseñar las estructuras deficientes del sistema de abastecimiento de agua de la vereda El Tobal, Subachoque.
- Proponer un presupuesto para las estructuras pre-diseñadas con el fin de dar el alcance a la comunidad de la vereda El Tobal, Subachoque, y así poder presentarlo como base a una licitación pública futura.

3. JUSTIFICACIÓN

El sistema de abastecimiento de agua potable es un servicio fundamental para cualquier población, a partir del trabajo realizado anteriormente en el 2013 sobre el catastro de la red de distribución en la vereda Tobal, se quiere dar solución al problema presentado por el acueducto veredal, puesto que el servicio actual presenta deficiencias en algunas estructuras que lo componen. De interés como estudiantes es una oportunidad para aplicar los conocimientos teóricos aprendidos en el plan básico de estudio y reflejarlos en la práctica, además brindar un trabajo social a servicio de la comunidad de esta vereda.

4. METODOLOGÍA

Para el presente proyecto se han desarrollado, los siguientes procesos con el fin de dar solución a la problemática presente en el acueducto veredal El Tobal, Subachoque:

4.1. VISITAS TÉCNICAS:

En este primer proceso se obtuvieron todos aquellos datos que se encontraban en campo y es parte fundamental para realizar el diagnóstico de cada una de los componentes del acueducto, a lo largo del proyecto se realizaron 6 visitas técnicas al acueducto y se realizaron diferentes actividades, que se observan a continuación:

- Primera visita: Durante esta visita se hizo un reconocimiento a la parte superior del acueducto (bocatoma, aducción y desarenador), junto a esto se tomaron las medidas de la bocatoma y desarenador. Véase en los **anexos 1 y 5**.

Figura 1. Reconocimiento acueducto



Fuente Autores.

- Segunda visita: En esta visita se realizaron los aforos de la bocatoma y del desarenador, para determinar con que caudal trabajaba cada estructura, en este trabajo de campo se usó un cronometro para realizar el aforo de la bocatoma en la cámara de limpieza y en la cámara del desarenador.

Figura 2. Aforado bocatoma y desarenador



Fuente Autores.

- Tercera visita: El trabajo de campo consistió en tomar datos de GPS (altitud y longitud) para realizar el diagnóstico de la aducción y también se realizó la limpieza del desarenador por parte del fontanero, con lo cual se obtuvieron medidas que faltaron en la primera visita.

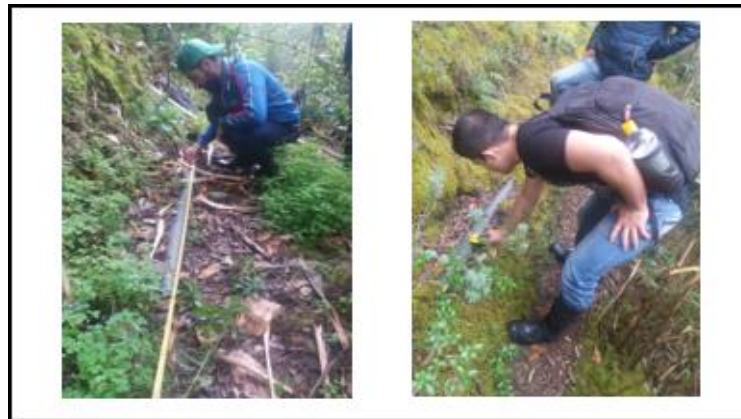
Figura 3. Datos en la aducción y medidas desarenador



Fuente Autores.

- Cuarta visita: El trabajo de campo consistió en tomar datos de altitud con ayuda del GPS y de longitud con la cinta métrica en la parte de la conducción, con el fin de llevar a cabo el diagnóstico de este.

Figura 4. Toma de datos en la conducción



Fuente Autores.

4.2. DIGITALIZACIÓN:

A través de las medidas obtenidas durante las visitas que se realizaron al acueducto, se procedió a digitalizar la bocatomía, el perfil de la aducción y conducción y el desarenador, véase en los **anexos 1, 2, 3, 4, 5, 7,8 y 11**.

4.3. DIAGNOSTICO:

A través de las medidas obtenidas durante las visitas, la digitalización de las diferentes estructuras que componen al acueducto, se procedió a diagnosticar cada una de estas, con el fin de establecer que tan eficientes eran y que dificultades presentaban.

4.4. SIMULACIÓN:

En la parte de la red de distribución, con los datos obtenidos de esta, se realizó una simulación, con el fin de establecer como la red se comporta a lo largo de un determinado tiempo.

5. ANÁLISIS DE CONSUMOS

Para que este proyecto sea congruente con el trabajo realizado en la planta de tratamientos de la vereda, se adoptan los consumos realizados por los autores¹¹ de este:

Tabla 1. Proyección de consumos (L/s)

Año	Qmd	QMD	QMH
2017	0,82	1,07	1,81
2018	0,84	1,09	1,86
2019	0,86	1,12	1,90
2020	0,88	1,14	1,94
2021	0,90	1,17	1,99
2022	0,92	1,20	2,03
2023	0,94	1,22	2,08
2024	0,96	1,25	2,13
2025	0,98	1,28	2,18
2026	1,01	1,31	2,23
2027	1,03	1,34	2,2
2028	1,05	1,37	2,33
2029	1,08	1,40	2,38
2030	1,10	1,43	2,44
2031	1,13	1,47	2,49
2032	1,15	1,50	2,55
2033	1,18	1,54	2,61
2034	1,21	1,57	2,67
2035	1,24	1,61	2,73
2036	1,26	1,64	2,79
2037	1,29	1,68	2,86
2038	1,32	1,72	2,92
2039	1,35	1,76	2,99
2040	1,38	1,80	3,06
2041	1,42	1,84	3,13
2042	1,45	1,88	3,20

Fuente Diseño del plan de optimización de la planta de tratamiento de agua potable de la vereda El Tobal, Subachoque, Rojas & Quiñones.

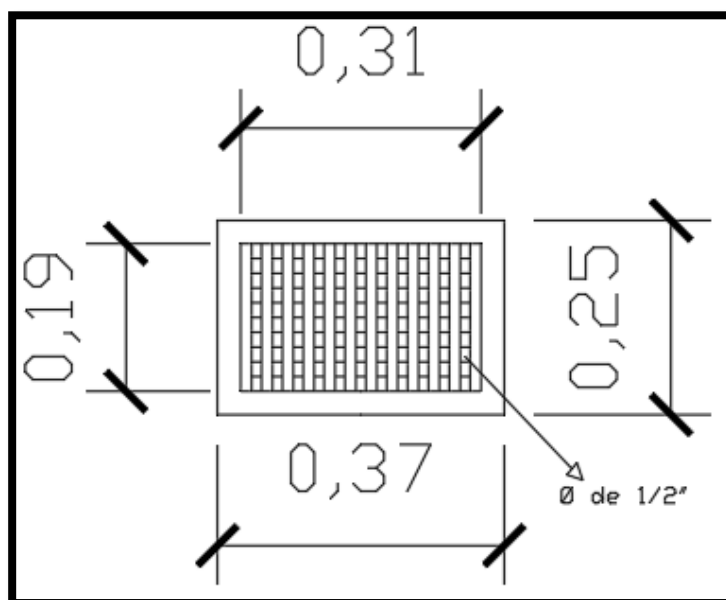
¹¹ Ibíd., p. 11

6. DIAGNÓSTICO BOCATOMA

El sistema de acueducto de la vereda El Tobal cuenta con una bocatoma de fondo, que está compuesta por un canal de captación, un canal de derivación, una cámara de limpieza y una rejilla; el canal de captación es de forma trapezoidal visto en planta de la bocatoma. El canal de derivación y la cámara de limpieza cumplen con sus objetivos para el buen funcionamiento de la estructura, finalmente, se encontró que la rejilla fue elaborada por el fontanero y anterior a esta rejilla, la bocatoma no contaba con ningún tipo de retención de materiales flotantes, que generaban problemas a lo largo del sistema.

Para determinar si la rejilla que tiene la bocatoma actualmente cumple con los requisitos que el sistema de acueducto exige, se presenta la siguiente imagen y tabla, las cuales tienen las medidas de la rejilla tomadas en campo:

Figura 5. Medidas de la rejilla de la bocatoma



Fuente Autores.

Tabla 2. Parámetros de la rejilla de la bocatoma

Long rejilla (m)	0.310
Anch rejilla (m)	0.190
φ barras (m)	0.0127
N de varillas	11
N de espacios	12
Esp entre barras (m)	0.014

Fuente Autores.

El área total por donde ingresa el agua el sistema es:

$$\text{Area neta} = \text{Espaciado entre barras} * \text{N de espacios} * \text{Ancho rejilla}$$

$$\text{Area neta} = 0,014 * 12 * 0,190 = 0,032 \text{ m}^2$$

Durante la visita llevada a cabo el día 12 de julio de 2017 se realizó el aforo de la cantidad de agua que entra en la bocatoma en un determinado tiempo, para calcular el caudal de entrada (Q), a continuación, se observa los cálculos para obtener dicho caudal, se menciona que el aforo se realizó dentro de la cámara de limpieza que tiene un área de $0,80 \text{ m} \times 0,80 \text{ m}$ y a una profundidad de $0,03 \text{ m}$:

$$\text{Volumen} = \text{Largo} * \text{Ancho} * \text{Alto}$$

$$\text{Volumen} = 0,80 * 0,80 * 0,03 = 0,019 \text{ m}^3$$

$$\text{Tiempo promedio} = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3}$$

$$\text{Tiempo promedio} = \frac{2,10 + 1,72 + 1,91}{3} = 1,91 \text{ s}$$

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo promedio}}$$

$$Q = \frac{0,019}{1,91} = 0,010 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 10,05 \frac{\text{Lt}}{\text{s}}$$

Con base en el área neta y el caudal anteriormente determinados, se verifica la velocidad dentro de la bocatoma $V_{bocatoma}$, la cual es:

$$V_{bocatoma} = \frac{Q}{Area\ neta}$$

$$V_{bocatoma} = \frac{0,010}{0,032} = 0,31\ m/s$$

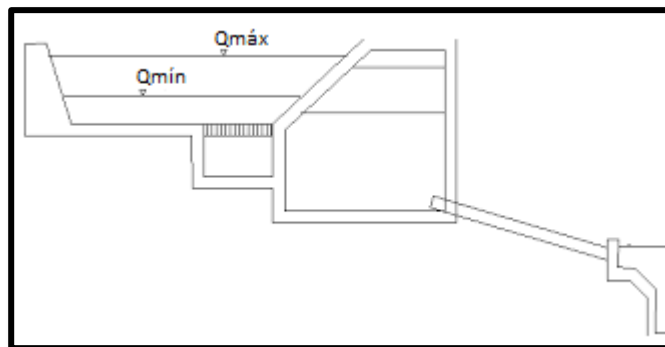
Siguiendo con el diagnóstico de la bocatoma, se presenta a continuación el cálculo del caudal en épocas de verano (Q_{min}) que pasa al final del canal de derivación, el cual tiene una longitud (L) de $0,50\ m$ y según la experiencia del fontanero a lo largo de estos años ha observado que la mínima lámina de agua (H) en épocas de verano sobre el final del canal de derivación ha sido de $0,06\ m$, con base en el anterior información el caudal es:

$$Q_{min} = 1,64 * L * H^{(3/2)}$$

$$Q_{min} = 1,64 * 0,50 * 0,06^{(\frac{3}{2})} = 0,012\ m^3/s$$

El cálculo realizado anteriormente se observa en la siguiente imagen.

Figura 6. Esquema bocatoma de fondo



Fuente Autores.

Finalmente se concluye que a partir del aforo realizado el día 12 de julio, se observa que el caudal captado es aproximadamente 5 veces mayor al que exige el sistema. Con respecto a la rejilla se hace la observación que la velocidad presente en la bocatoma es baja, pero se encuentra dentro del rango propuesto por la literatura $0,30 \text{ m/s}$ y $3,00 \text{ m/s}$. Por último, con base en la información del fontanero y al cálculo hecho del caudal en épocas de verano que pasa al final del canal de derivación, se determina que la bocatoma es capaz de abastecer el sistema en estas épocas, debido a que, si no fuera capaz, el cálculo del $Q_{\min}$ hubiese tendido a cero.

6.1. Pre-diseño de la rejilla para el caudal concesionado.

Para que la bocatoma trabaje con un caudal de 1.9 lt/s siendo este el caudal concesionado, a continuación, se plantean los siguientes cálculos:

$$Q = 0,0019 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \quad V = 0,31 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

A partir de los datos anteriores se determina el área neta para el caudal concesionado.

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0,0019}{0,31} = 0,0061 \text{ m}^2$$

Con el fin de pre-diseñar una rejilla similar a la actual, en los siguientes cálculos se varia la longitud de la rejilla, se asume un numero de varillas (3) y un numero de espacios (2):

$$\text{Area neta} = \text{Espaciado entre barras} * N \text{ de espacios} * \text{Ancho rejilla}$$

$$\text{Espaciado entre barras} = \frac{\text{Long rejilla} - (\emptyset \text{ barras} * N \text{ de varillas})}{N \text{ de espacios}}$$

$$Area\ neta = \frac{Long\ rejilla - (\emptyset\ barras * N\ de\ varillas)}{N\ de\ espacios} * N\ de\ espacios * Ancho\ rejilla$$

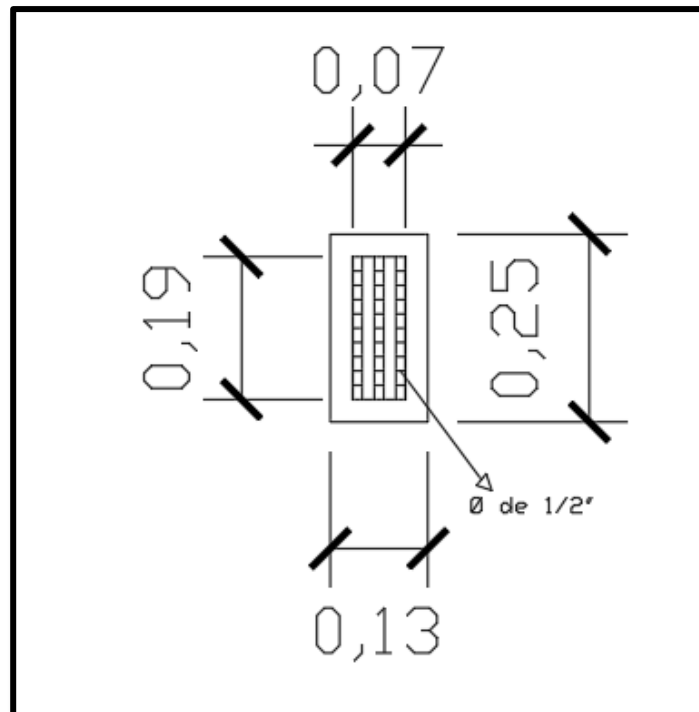
$$Area\ neta = [Long\ rejilla - (\emptyset\ barras * N\ de\ varillas)] * Ancho\ rejilla$$

De la anterior ecuación se despeja la longitud de la rejilla, que es el parámetro a variar:

$$Long\ rejilla = \frac{Area\ neta}{Ancho\ rejilla} + (\emptyset\ barras * N\ de\ varillas)$$

$$Long\ rejilla = \frac{0,0061}{0,190} + (0,0127 * 3) = 0,070\ m$$

Figura 7. Rejilla de la bocatoma pre-diseñada



Fuente Autores.

7. DIAGNÓSTICO DE ADUCCIÓN

Teniendo en cuenta que para determinar el caudal de diseño según el RAS¹², para los niveles de complejidad bajo y medio, la aducción debe diseñarse con el caudal máximo diario (QMD), previamente calculado a partir de la población correspondiente a la vereda el Tobal (Subachoque); al final del periodo de diseño o año horizonte del proyecto, resaltando que en este caso se considera que el periodo de diseño sea de 25 años, correspondiente a un nivel de complejidad bajo.

A lo largo de la línea de aducción se realizó la verificación de varios factores que intervienen en el funcionamiento adecuado de este proceso; se analizaron las presiones que se presentan en los diferentes puntos, luego se analizan los diferentes factores relacionados con la velocidad del flujo, diámetro, pérdidas en el curso del flujo, pendientes mínimas y máximas y finalmente los esfuerzos cortantes.

7.1. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA:

Para analizar el sistema se parte de los siguientes datos, que fueron extraídos del **anexo 3**:

Caudal (Q)	= $0,010 \text{ m}^3/\text{s}$
Longitud (L)	= $73,000 \text{ m}$
Cota salida Bocatoma	= $2974,10 \text{ m. s. n. m}$
Cota llegada desarenador	= $2962,78 \text{ m. s. n. m}$
Diámetro tubería (D)	= $0,0762 \text{ m} = 3''$

¹² Ibíd., p. 12

a continuación, se realiza el cálculo para determinar la pendiente de la aducción, teniendo en cuenta la siguiente operación:

$$S = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{L}$$

$$S = \frac{2973,50\ m - 2962,78\ m}{73,000\ m} = 0.1468\ \frac{m}{m} = 14,68\ \% \approx 15\%$$

Teniendo en cuenta lo estipulado por el RAS¹³ en el título B.4.4.13 con respecto a la pendiente, se infiere que con el objeto de sacar el aire que se acumula en los puntos altos de la línea de aducción, es necesario la implementación de ventosas ubicadas en las misma, con el fin de facilitar el arrastre de los sedimentos hacia los puntos bajos; la pendiente mínima recomendada para el caso que el aire circule en el mismo sentido del flujo del agua debe ser mínimo de 0,04%, lo cual cumple con lo calculado anteriormente.

Ahora se realiza la verificación de la pérdida de carga (J), usando la formula de Hazen – Williams y haciendo uso del diámetro que actualmente tiene la aducción 3" (0,0762 m):

$$J = \frac{0.54}{\sqrt{0,2785 \times C \times D^{2,63}}} Q$$

$$J = \frac{0.54}{\sqrt{0,2785 \times 150,00 \times 0,0762^{2,63}}} 0,010 = 0,055\ m.c.a = 5.55\%$$

¹³ *Ibíd.*, p. 12

Con la información obtenida anteriormente, se procede a determinar la velocidad a partir de la ecuación de Hazen & Williams, donde el coeficiente de rugosidad para el material (*PVC*) es de 150:

$$Q = 0,2785 * C * D^{2,63} * J^{0,54}$$

$$V * A = 0,2785 * C * D^{2,63} * J^{0,54}$$

$$V = \frac{0,2785 * C * D^{2,63} * J^{0,54}}{A}$$

$$V = \frac{0,2785 * 150,00 * (0,0762)^{2,63} * (0,055)^{0,54}}{\frac{\pi * 0,0762^2}{4}} = 2,19 \text{ m/s}$$

Se tiene conocimiento de que el agua que fluye a través de la tubería de la línea de aducción puede transportar materiales sólidos en suspensión, en el numeral B.6.4.3.4 del RAS¹⁴ expresa que la velocidad mínima está determinada por una función del esfuerzo cortante mínimo que permita el arrastre de las partículas sedimentables que no hayan sido retenidas con anterioridad. Además, el RAS¹⁵ en el numeral B.6.4.4.8 recomienda que el diámetro mínimo permitido debe ser de 75 mm o 3", la aducción presente en el acueducto cumple con esta recomendación.

El valor del esfuerzo cortante (τ) con el que trabaja actualmente la aducción es:

$$\tau = \gamma * \frac{D}{4} * S$$

$$\tau = 9810 * \frac{0,0762}{4} * 0,00986 = 0,330 \frac{N}{m^2}$$

¹⁴ *Ibíd.*, p. 12

¹⁵ *Ibíd.*, p. 12

El esfuerzo cortante que tiene la aducción es bajo, pero permite el arrastre de la mayor parte de los sedimentos. Ahora se presenta el chequeo de presión para la aducción:

Tabla 3. Chequeo de presión en la línea de aducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL ADUCCION - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
BOCATOMA (K0+00 - K0+73,89) ENTRADA DESARENADOR		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.010	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	14.68	%
J(h/L)	0.0549	
Longitud Tramo	73.89	m
Longitud horizontal	73.000	m
h Profundidad Hidraulica	4.010	m.c.a
Velocidad	2.193	m/s
Cota de Terreno Inicial	2973.5	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2962.78	m.s.n.m
Presion Inicial	0.6	m.c.a
Presion final	7.310	m.c.a
Piezometrico Inicial	2974.1	m.s.n.m
Piezometrico Final	2970.090	m.s.n.m
Presion Residual	7.310	m.c.a

Fuente Autores.

Presión final

$$presion\ final = presion\ inicial - (profundidad\ hidraulica + (cota\ terreno\ final - cota\ terreno\ inicial))$$

$$Presion\ final = 0,6 - (4,010 + (2962,78 - 2973,5)) = 7,310\ m.c.a$$

Piezométrico inicial

$$Piezometrico\ inicial = Cota\ de\ terreno\ inicial + presión\ inicial$$

$$Piezometrico\ inicial = 2973,5 + 0,6 = 2974,1\ m.s.n.m.$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Cota de terreno final} + \text{presion final}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2962,78 + 7,310 = 2970,09 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2970,09 - 2962,78 = 7,31 \text{ m. c. a.}$$

En la tabla 3 (*Chequeo de presión en la línea de aducción*) se observa que la cabeza de presión a la llegada del desarenador es de 7,31 m. c. a., la cual permite que el agua llegue sin dificultades en el recorrido desde la bocatoma, permitiendo que el desarenador cuente con la suficiente agua para realizar su proceso de sedimentación y disponga de la misma hacia la conducción. Finalmente, con todo el análisis realizado se determina que la aducción cumple con los parámetros necesarios para que realice un buen funcionamiento y que al verificar cada parámetro asumiendo el (*QD*) de diseño como el caudal concesionado por la CAR, este sistema servirá hasta el año de diseño (2042) debido a que el caudal con el que actualmente trabaja la aducción es superior al caudal con el que se debería diseñar la aducción, esto se puede observar en la tabla 1 (*Proyección de consumos (L/s)*).

A lo largo de la línea de aducción, se encuentran tres ventosas artesanales ubicadas a 0,80m, 26,55 y a 63,97 respectivamente a partir de la Bocatoma hacia el Desarenador; las cuales se propone cambiar por ventosas trifuncionales D050 de 3" y una válvula de purga, véase en el **anexo 4**. Garantizando la eliminación del aire en la tubería, consiguiendo la protección contra roturas de las mismas y manteniendo el flujo hidráulico en condiciones óptimas.

8. DIAGNÓSTICO DESARENADOR

8.1. DESARENADOR ACTUAL:

Una vez realizada la visita al desarenador, hecho el levantamiento y realizada la revisión bibliográfica, se determinó que el desarenador construido en el sistema de abastecimiento no funciona correctamente, pues se observó que no sedimenta muchas de las partículas que se encuentran en el agua, a causa de que este desarenador no está diseñado para el caudal que le llega causando el rebose del agua por las paredes del desarenador, que se deterioran; lo mencionado anteriormente se evidencia a continuación:

Parámetros:

El caudal de la planta de tratamiento (Q_{PTAP}) es de $1,81 \text{ lt/s}$ según lo planteado en el trabajo de grado de *Rojas & Quiñones*¹⁶. El caudal de diseño (QD) se obtuvo con respecto al aforo realizado el día 12 de Julio de 2017, en donde se tomaron varios tiempos en el que la lamina de agua subia en una longitud de $0,02 \text{ m}$ sobre el área del desarenador ($2,65\text{m} * 0,70\text{m}$), véase en el **anexo 5**:

$$\text{Volumen} = \text{Largo} * \text{Ancho} * \text{Alto}$$

$$\text{Volumen} = 2,65\text{m} * 0,70\text{m} * 0,02\text{m} = 0,037\text{m}^3$$

$$\text{Tiempo promedio} = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3}$$

$$\text{Tiempo promedio} = \frac{4,02 + 4,12 + 4,07}{3} = 4,07 \text{ s}$$

¹⁶ *Ibíd.*, p. 19

$$Q = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo promedio}}$$

$$QD = \frac{0,037 \text{ m}^3}{4,07 \text{ s}} * \frac{1000 \text{ lt}}{1,00 \text{ m}^3} = 9,115 \text{ lt/s}$$

El diámetro de la partícula a remover es de 0,100 *mm* según lo establecido en el B.4.4.6.5-1 del RAS¹⁷. Asumiendo que el desarenador actual funcionara correctamente, se asumió un 87,50 % de eficiencia al remover partículas; pero como se observa en el **anexo 6**, los datos de turbiedad tomados en campo el día 5 de mayo de 2017 demuestran la deficiencia de este, al tener mayor turbiedad a la salida que a la entrada.

La temperatura del agua se determinó con base en la toma de muestra realizada al agua que circulaba por el desarenador y a la temperatura ambiente del día 5 de mayo de 2017, finalmente se correlacionó con la temperatura ambiente promedio de la zona tomada de los datos climáticos mundiales¹⁸ y se obtuvo la temperatura promedio del agua (*T H20*) igual a 9,725 °C, con respecto a este se obtuvo la viscosidad cinemática (*μ*) interpolando, obteniendo un resultado de 0,013 *cm/s*; todo lo mencionado anteriormente se observa en el **anexo 6**. Por último, se determinó la profundidad de sedimentación respecto a lo que se observa del **anexo 5** que es igual a 1,538 *m*. En la siguiente tabla se observan los parámetros explicados con detalle anteriormente y otros parámetros necesarios para obtener el diagnóstico del actual desarenador:

¹⁷ *Ibíd.*, p. 12

¹⁸ Climate Data, Clima: Subachoque, (2017). Disponible en línea: <<https://es.climate-data.org/location/34084/>>

Tabla 4. Parámetros del desarenador actual.

PARAMETROS DE DISEÑO				
QPTAP (lt/s)	3,200	Grado de desarenador	1	
QD (lt/s)	9,115	Relación L : B	4	1
φ partícula a remover (mm)	0,100	Cota lamina entrada (m.s.n.m)	2962,78	
% a remover	87,500	ρ partícula (g/cm³)	2,650	
T H2O (°C)	9,725	ρ agua (g/cm³)	1,000	
μ (cm²/s)	0,013	Prof. de sedimentación (m)	1,538	
		K	f	
Arenas		0,04	0,03	

Fuente Autores.

La velocidad de sedimentación (V_s) en el desarenador, con los datos que se observan en la tabla 4 (*Parámetro del desarenador actual*) es:

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_{particula} - \rho_{agua})}{\mu} * d^2$$

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1,00)}{0,013} * \frac{0,10^2}{10} = 0,682 \text{ cm/s}$$

Con base en lo anterior y la profundidad de sedimentación, se determina el tiempo de remoción (t) que tiene este desarenador para la partícula de diámetro igual a 0,10 mm:

$$t = \frac{\text{Prof. de sedimentación}}{V_s}$$

$$t = \frac{1,538 * 100}{0,682} = 225,56 \text{ s}$$

Al observar los deflectores del desarenador se consideran que estos son deficientes debido al mal estado en el que se encuentran, a partir de lo anterior y del porcentaje a remover de la tabla 4 (*Parámetro del*

desarenador actual), el número de Hazen según la siguiente tabla es de 7,00:

Tabla 5. Número de Hazen.

			Remoción (%)							
Condiciones			87,5	80	75	70	65	60	55	50
n	Deficiente	1	7,00	4,60	3,00	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n	Regular	2	4,88	3,35	2,33					
n	Bueno	3	2,75		1,66					0,76
n	Muy bueno	4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico			0,88		0,75					0,50

Fuente Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, López.¹⁹

Con base al número de Hazen y el tiempo de remoción, el tiempo de retención hidráulico (θ) es:

$$\theta = \text{número de hazen} * t$$

$$\theta = 7,00 * 225,56 = 1578,90 \text{ s} \rightarrow 26 \text{ min}$$

En el anterior cálculo se presenta el primer inconveniente del desarenador, debido a que el tiempo de retención hidráulico es muy bajo y la literatura recomienda que este entre 30 *min* y 240 *min*.

Continuando con el diagnóstico, se procede a calcular el volumen ($\forall$), largo y ancho que debería tener el desarenador para que funcionara correctamente con el caudal de diseño:

$$\forall = QD * \theta$$

$$\forall = \frac{9,115 * 1578,90}{1000} = 14,392 \text{ m}^3$$

$$\text{Area superficial (As)} = \frac{\forall}{\text{Prof. de sedimentación}}$$

¹⁹ *Ibíd.*, p. 12

$$Area\ superficial\ (As) = \frac{14,392}{1,538} = 9,357\ m^3$$

$$Ancho\ (B) = \sqrt{\frac{As}{4}}$$

$$Ancho\ (B) = \sqrt{\frac{9,357}{4}} = 1,53\ m$$

$$Largo\ (L) = B * 4$$

$$Largo\ (L) = 1,53 * 4 = 6,12\ m$$

Con base en lo anterior se determina que esta estructura no tiene las medidas necesarias para realizar una buena sedimentación de las partículas que vienen aguas arriba al comparar las anteriores medidas con las que se encuentran en el **anexo 5**; debido a esto, en el siguiente capítulo se presenta el diseño de un desarenador del mismo tipo al actual pero que cumple con las especificaciones para el caudal concesionado por la CAR.

8.2. DESARENADOR CONCESIONADO:

Para llevar a cabo el diseño del desarenador con el caudal concesionado por la CAR (QD), se deben tener en cuenta que este diseño hidráulico se basa en la literatura de Acueductos teoría y diseños de los ingenieros Corcho & Duque²⁰ y además se tiene en cuenta los siguientes parámetros:

Al igual que en el anterior capítulo, se tiene el caudal de la planta de tratamiento ($QPTAP$) igual a 1,81 lt/s, la temperatura promedio del agua (T_{H20}) igual a 9,725 °C, la viscosidad cinemática (μ) de 0,013 cm/s; se

²⁰ *Ibíd.*, p. 12

asumió un 75,00% de eficiencia al remover partículas; el caudal de diseño (QD) es de 1,9 lt/s ; con el diámetro de la partícula a remover se asumió de 0,03 mm y la profundidad de sedimentación igual a 2,30 m; estos dos anteriores parámetros se asumieron de esa manera para cumplir con ciertos parámetros que sugiere la literatura para el buen funcionamiento del desarenador. En la siguiente tabla se observan los parámetros explicados con detalle anteriormente y otros parámetros necesarios para obtener el diagnóstico del actual desarenador:

Tabla 6. Parámetros del desarenador con el caudal concesionado.

PARAMETROS DE DISEÑO				
QPTAP (lt/s)	3,200	Grado de desarenador	1	
QD (lt/s)	1,900	Relación L : B	3	1
φ partícula a remover (mm)	0,030	Cota lamina entrada (m.s.n.m)	2962,78	
% a remover	75,000	ρ partícula (g/cm³)	2,650	
T H2O (°C)	9,725	ρ agua (g/cm³)	1,000	
μ (cm²/s)	0,013	Prof. de sedimentación (m)	2,300	
		K	f	
Arenas		0,04	0,03	

Fuente Autores.

La velocidad de sedimentación (V_s) en el desarenador, con los datos que se observan en la tabla 6 (*Parámetros del desarenador con el caudal concesionado*) es:

$$V_s = \frac{g}{18} * \frac{(\rho_{particula} - \rho_{agua})}{\mu} * d^2$$

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,65 - 1,00)}{0,013} * \frac{0,03^2}{10} = 0,061 \text{ cm/s}$$

Con base en lo anterior y la profundidad de sedimentación, se determina el tiempo de remoción (t) que tiene este desarenador para la partícula de diámetro igual a 0,03 mm:

$$t = \frac{\text{Prof. de sedimentación}}{V_s}$$

$$t = \frac{2,300 * 100}{0,061} = 3747,64 \text{ s}$$

Se consideran los deflectores del desarenador como deficientes debido al poco mantenimiento que se le puede dar en esta zona tan aislada, a partir de lo anterior y del % a remover de la tabla 6 (*Parámetros del desarenador con el caudal concesionado*), el número de Hazen según la tabla 5 (*Número de Hazen*) es de 3,00.

Con base al número de Hazen y el tiempo de remoción, el tiempo de retención hidráulico (θ_1) es:

$$\theta_1 = \text{número de hazen} * t$$

$$\theta_1 = 3,00 * 3747,64 = 11242,93 \text{ s} \rightarrow 187 \text{ min}$$

El anterior cálculo se encuentra en el rango recomendado por la literatura para el tiempo de retención hidráulico, 30 min y 240 min.

Continuando con el pre-diseño, se procede a calcular el volumen (V), largo y ancho del desarenador:

$$V = QD * \theta_1$$

$$V = \frac{1,900 * 11242,93}{1000} = 21,362 \text{ m}^3$$

$$\text{Area superficial (As)} = \frac{V}{\text{Prof. de sedimentación}}$$

$$\text{Area superficial (As)} = \frac{21,362}{2,300} = 9,288 \text{ m}^3$$

$$\text{Ancho (B)} = \sqrt{\frac{As}{3}}$$

$$\text{Ancho (B)} = \sqrt{\frac{9,288}{3}} = 1,76 \text{ m}$$

$$\text{Largo (L)} = B * 3$$

$$\text{Largo (L)} = 1,76 * 3 = 5,28 \text{ m}$$

Con base al área superficial anteriormente calculada, se realiza la operación para determinar la carga hidráulica (q), la cual se recomienda debe estar en el rango entre $15,000 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$ y $80,000 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$:

$$q_1 = \frac{QD}{As}$$

$$q_1 = \frac{1,9}{1000 * 9,288} = 0,0002 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s} \rightarrow 17,675 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$$

Nuevamente se determina la carga hidráulica, pero en este caso teniendo en cuenta el caudal que requiere la planta de tratamiento, de igual manera debe estar comprendido en el rango anteriormente planteado:

$$q_2 = \frac{QD + QPTAP}{As}$$

$$q_2 = \frac{1,9 + 1,81}{1000 * 9,288} = 0,0004 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{s} \rightarrow 34,51 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$$

De la carga hidráulica anterior, se determina su tiempo de retención hidráulico, el cual se recomienda debe estar en el rango entre 30 min y 240 min

$$\theta_2 = \frac{As}{QD + QPTAP}$$

$$\theta_2 = \frac{9,288 * 1000}{1,9 + 1,81} = 2503,41 \text{ s} \rightarrow 42 \text{ min}$$

A continuación, se presentan la determinación de los parámetros de velocidad:

La velocidad de la partícula crítica (V_o) es:

$$V_o = q_1$$

$$V_o = 0,0002 \frac{m^3}{m^2 s} * 100 = 0,020 \text{ cm/s}$$

Para la velocidad anterior se determina el diámetro de menor tamaño (d_o)

$$d_o = \sqrt{\frac{V_o * 18 * \mu}{g * (\rho_{particula} - \rho_{agua})}}$$

$$d_o = \sqrt{\frac{0,020 * 18 * 0,013}{981 * (2,65 - 1,00)}} = 0,002 \text{ cm}$$

Ahora se determina la velocidad horizontal (V_h), la cual se recomienda debe ser menor a 17,00 cm/s :

$$V_h = \frac{\text{Numero de Hazen} * L}{\text{Prof. de sedimentación}}$$

$$V_h = \frac{3,000 * 5,28 * 100}{100 * 2,300} = 6,885 \text{ cm/s}$$

Finalmente se calcula la velocidad de resuspensión máxima (V_r) que debe ser mayor a la velocidad horizontal:

$$Vr = \sqrt{\frac{8 * k}{f} * g * (\rho_{particula} - \rho_{agua}) * d}$$

$$Vr = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * (2,65 - 1,00) * \frac{0,03}{10}} = 7,197 \text{ cm/s} > 6,885 \text{ cm/s}$$

En la siguiente parte de este capítulo se presentan los cálculos del diseño de la zona de entrada del desarenador:

La literatura recomienda y se asume como Diámetro de orificios ($D_{orificios}$) de 0,050 m y como velocidad en los orificios ($V_{orificios}$) de 0,20 m/s. Con la anterior velocidad, se calcula el área efectiva (Ae) para el caudal concesionado:

$$Ae = \frac{QD}{V_{orificios}}$$

$$Ae = \frac{1,9}{0,20 * 1000} = 0,010 \text{ m}^2$$

Ahora con el diámetro de orificios recomendado, se calcula el área de orificios ($a_{orificios}$):

$$a_{orificios} = \frac{\pi * (D_{orificios})^2}{4}$$

$$a_{orificios} = \frac{\pi * (0,050)^2}{4} = 0,002 \text{ m}^2$$

Con la relación existente entre el área efectiva y el área de orificios, se encuentra la cantidad de orificios (N) que tendrá el desarenador:

$$N = \frac{Ae}{a_{orificios}}$$

$$N = \frac{0,010}{0,002} = 5 \text{ orificios}$$

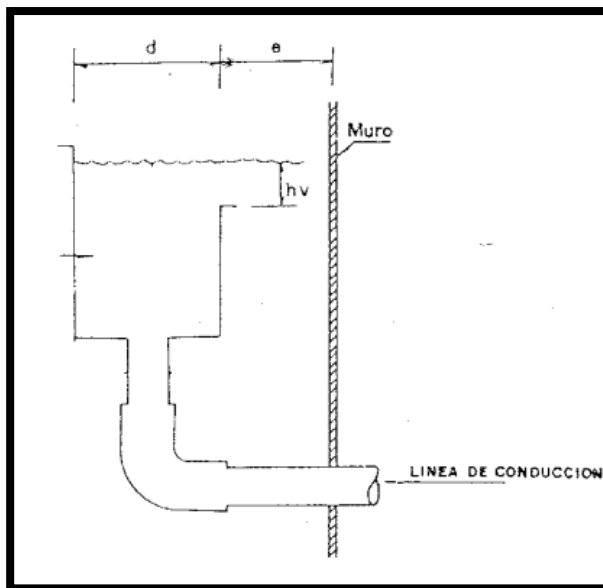
Para finalizar esta zona de entrada, se calcula la altura de la pantalla de entrada, la cual es:

$$Altura = \frac{\text{Prof. de sedimentación}}{3}$$

$$Altura = \frac{2,300}{3} = 0,77 \text{ m}$$

En esta parte se presentan los cálculos del diseño de la zona de salida del desarenador, la cual se observa en la siguiente imagen:

Figura 8. Salida del desarenador



Fuente Acueductos teoría y diseños, Corcho & Duque.²¹

La distancia mínima entre el muro y el inicio de la canaleta de recolección (*e*) es:

²¹ Ibíd., p. 11

$$e = \frac{QD}{B * Vh}$$

$$e = \frac{1,9 * 100}{1,76 * 6,885 * 1000} = 0,02 \text{ m}$$

Debido a la facilidad de construcción, la anterior distancia (e) se dejó de 0,15 m. Continuando con este diseño, ahora se determina la longitud mínima de la cámara de salida (d):

$$hv = \left(\frac{QD}{1,84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$hv = \left(\frac{1,9}{1,84 * 1,76 * 1000} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,01 \text{ m}$$

Partiendo de las ecuaciones de tiro parabólico:

$$Y = Vo * t * \sin \theta - \frac{1}{2} * g * t^2$$

$$X \text{ ó } d = Vo * t * \cos \theta$$

y realizando las respectivas operaciones trigonométricas, la anterior ecuación se reduce a:

$$Y = Prof. de sedimentación - hv$$

$$Y = 2,30 - 0,01 = 2,29 \text{ m}$$

$$t = \sqrt{\frac{Y * 2}{g}}$$

$$t = \sqrt{\frac{2,29 * 2}{9,81}} = 0,68 \text{ s}$$

Finalmente, la longitud mínima de la cámara de salida es:

$$X \text{ ó } d = V_o * t$$

$$X \text{ ó } d = 0,020 * 0,68 = 0,01 \text{ m}$$

Debido a que dentro de la cámara de salida va el tubo que lleva el agua a la conducción, la anterior distancia (d) se dejó de 0,20 m .

Para finalizar esta zona de salida, se calcula la altura de la pantalla, la cual es:

$$Altura = \frac{\text{Prof. de sedimentación}}{3}$$

$$Altura = \frac{2,300}{3} = 0,77 \text{ m}$$

Se continua con los cálculos que comprenden la zona de Almacenamiento de lodos, teniendo en cuenta que la profundidad mínima es de 0,80 m y la máxima de 1,00 m ; las dos profundidades se encuentran dentro de lo recomendado por la literatura 0,75 m y 1,50 m :

Distancia al desagüe es:

$$Dist. desagüe = \frac{L}{2}$$

$$Dist. desagüe = \frac{5,28}{2} = 2,64 \text{ m}$$

A partir de las profundidades establecidas y la distancia al desagüe, se determina la pendiente longitudinal que tendrá el desarenador, tanto de izquierda al desagüe, como de la derecha al desagüe:

$$Pend. Longitudinal = \frac{\text{Profundidad máx} - \text{Profundidad mín}}{Dist. desagüe}$$

$$Pend. Longitudinal = \frac{1,00 - 0,80}{2,64} * 100 = 7,58 \%$$

La anterior pendiente, cumple con lo recomendado en la literatura, que debe estar entre 5,00 % y 8,00 %.

La pendiente transversal de este desarenador será:

$$Pend. transversal = \frac{Profundidad\ máx - Profundidad\ mín}{B}$$

$$Pend. transversal = \frac{1,00 - 0,80}{1,76} * 100 = 11,37 \%$$

Se presentan a continuación, los cálculos para determinar el diámetro de la tubería de rebose (D), se debe mencionar que la literatura recomienda el cálculo de esta tubería a partir de la expresión conocida para orificio sumergido:

$$Q = C * A * \sqrt{2 * g * H}$$

De la anterior ecuación se menciona que el coeficiente de descarga (C) es igual a 0,700; la sobre altura de los muros (H) es 0,20 m, la literatura recomienda que este entre 0,20 m y 0,30 m; el caudal (Q) es la suma del caudal concesionado (QD) y el caudal de la planta de tratamiento ($QPTAP$):

$$Q = QD + QPTAP$$

$$Q = \frac{1,9 + 1,81}{1000} = 0,00371 \text{ m}^3/\text{s}$$

En base a lo anterior, se tiene que el diámetro de rebose es:

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * C * \sqrt{2 * g * H}}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,00371}{\pi * 0,700 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,20}}} = 0,058 \text{ m} \rightarrow 3 \text{ In}$$

Por último, se presenta a los cálculos que comprende la tubería de lavado, en la siguiente tabla se observa las longitudes equivalentes implementadas para la tubería según la tabla longitudes equivalentes de tramos de tuberías para distintos accesorios y válvulas de Azebedo y Acosta²²

Tabla 7. Longitudes equivalentes de la tubería de lavado.

Accesorios de 6 In	LE (m)
Entrada normal	2,5
Valvula de compuerta abierta	1,1
T de paso directo	3,4
Σ LE	7,00

Fuente Autores.

A continuación, se observan los cálculos para determinar las pérdidas a la entrada del desarenador:

$$V_1 = \frac{QD}{\text{Diametro de entrada}}$$

$$V_1 = \frac{1,9 * 0,0254}{3,0 * 1000} = 0,025 \text{ m/s}$$

La V_2 se determina partiendo que la entrada del desarenador cumple como cámara de aquietamiento, por lo cual esta velocidad es igual a la velocidad de sedimentación:

²² AZEBEDO N, ACOSTA A. Tabla longitudes equivalentes de tramos de tuberías para distintos accesorios y válvulas, 1975. Disponible en línea: < <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/5091/fichero/12+-+ANEXOS.pdf> >

$$V_2 = \frac{0,061}{100} = 0,001 \text{ m/s}$$

Debido a que la velocidad descende, la constante (K) es igual a 0,1; por ende, las pérdidas (h) a la entrada serán:

$$h = K * \left(\frac{V_1 - V_2}{2 * g} \right)$$

$$h = 0,1 * \left(\frac{0,025 - 0,001}{2 * 9,81} \right) = 3 * 10^{-6} \text{ m}$$

Debido a que al inicio del perfil hidráulico las pérdidas dieron muy pequeñas, la longitud (H) es la suma de las alturas de la profundidad de sedimentación más la altura máxima de la zona de lodos:

$$H = 2,30 + 1,00 = 3,30 \text{ m}$$

Con base a lo anterior y a la tabla 7 (*Longitudes equivalentes de la tubería de lavado*), se determina el valor de las perdidas unitarias (J):

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

$$J = \frac{3,30}{7,00} = 0,471 \text{ m/m}$$

Ahora se calcula el caudal inicial ($Q_{inicial}$), el cual es:

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

$$Q_{inicial} = 0,2785 * 120,00 * (6 * 0,0254)^{2,63} * (0,471)^{0,54} = 0,158 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con base en este caudal, se determina la velocidad (V) con la que entraría el agua en la tubería de lavado:

$$V = \frac{Q_{inicial}}{A}$$

$$V = \frac{0,158 * 4}{\pi * (0,152)^2} = 8,666 \text{ m/s}$$

A partir de la ecuación de descarga de un orificio, se estimará el tiempo de vaciado del desarenador (t), pero primero se deben determinar el área del orificio (A_o), el cual es:

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$A_o = \frac{\pi * (0,152)^2}{4} = 0,018 \text{ m}^2$$

Y el coeficiente de descarga (C_d), que es:

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

$$C_d = \frac{0,158}{0,018 * \sqrt{2 * 9,81 * 3,30}} = 1,077$$

Finalmente, el tiempo de lavado es:

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

$$t = \frac{2 * (1,76 * 5,28)}{1,077 * 0,018 * \sqrt{2 * 9,81}} * (3,30)^{\frac{1}{2}}$$

$$t = \frac{388 \text{ s}}{60} = 7 \text{ min}$$

Con todas las operaciones realizadas en este capítulo, se finaliza el cálculo hidráulico del desarenador para el caudal concesionado por la CAR y se realiza el plano del mismo, véase el **anexo 7**.

9. DIAGNÓSTICO DE LA CONDUCCIÓN

A lo largo de la red de conducción es necesario comprobar la presión y condiciones de funcionamiento del sistema, teniendo en cuenta los puntos altos y bajos con respecto a la presión. Resaltando que la presión máxima a la que puede trabajar este sistema según el RAS²³ es de 75 *m. c. a* para tuberías en PVC.

Dentro de los chequeos realizados al sistema se tuvo en cuenta la verificación del comportamiento de la red, para que de esta forma identificar si se presentan problemas de presión que no permitan satisfacer la presión requerida para la llegada del recurso a los tanques. Se debe tener en cuenta que el diámetro de la tubería es de 3" y el material es PVC, resaltando que trabaja por medio de conducto cerrado por gravedad.

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, se realizó una serie de cálculos los cuales permitieron determinar el comportamiento de la conducción a lo largo de su recorrido.

9.1. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA (DESARENADOR – TANQUE 1 PTAP):

Para analizar el sistema se parte de los siguientes datos

Caudal (Q)	= 0,009115 m^3/s
Longitud (L)	= 1882.52m
Cota clave salida Desarenador	= 2962,46 <i>m. s. n. m</i>
Cota llegada Tanque de distribución	= 2917,00 <i>m. s. n. m</i>
Diámetro tubería (D)	= 0,0762 <i>m</i> = 3"

Presión de trabajo de la tubería	= 8,8 $\frac{kg}{cm^2}$ = 88,00 <i>m</i>
----------------------------------	--

²³ *Ibíd.*, p. 12

Se empieza el análisis determinando la pendiente de la conducción desarenador- tanque 1 PTAP, realizando el siguiente calculo:

$$S = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{L}$$

$$S = \frac{2962,46\ m - 2917,00\ m}{1882,52\ m} = 0,024\ \frac{m}{m} = 2,4\ \%$$

El material de la tubería existente en la red de conducción desarenador – Tanque 1 PTAP es policloruro de vinilo (PVC). Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams (C) es igual a 150.

Verificación del diámetro.

Cota clave salida Desarenador	= 2962,46 m. s. n. m
Cota llegada Tanque de distribución	= 2917,00 m. s. n. m
Longitud (L)	= 1882.52m
Carga hidráulica disponible	= $H = 2962,46 - 2917,00 = 45,46\ m$
Perdida de carga unitaria	= $J = \frac{H}{L} = \frac{45,46}{1882.52} = 0,024\ \frac{m}{m}$
Formula aplicada	= Hazen Williams

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2,63} \times J^{0,54} = \frac{m^3}{seg} \quad C = 150$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = \left(\frac{0,009115}{0,2785 \times 150 \times 0,024^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} = 0,087\ m = 3,3" = 3" \quad ok$$

A partir del cálculo de la verificación del diámetro existente, se comprueba que cumple con las características optimas de funcionamiento del sistema

para el caudal proyectado, teniendo en cuenta que el diámetro existente de la red de condición desde el Desarenador hasta el Tanque 1 PTAP es de 3"

Para el diámetro nominal de 3"

Diámetro real = 76,2 mm

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 \times C \times D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

$$J = \left(\frac{0,009115}{0,2785 \times 150 \times 0,0762^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} = 0,0462 \text{ m/m}$$

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

$$Vel = \frac{0,009115}{\frac{\pi \times (0,0762)^2}{4}} = 1,998 \cong 2,0 \frac{m}{seg}$$

Cabeza de velocidad: $\frac{v^2}{2g} = \frac{2,0^2}{2 \times 9,81} = 0,203 \text{ m}$

El valor del esfuerzo cortante (τ) con el que trabaja actualmente la red de conducción desarenador – Tanque 1 PTAP es:

$$\tau = \gamma \times \frac{D}{4} \times S$$

$$\tau = 9810 \times \frac{0,0762}{4} \times 0,024 = 4,48 \frac{N}{m^2}$$

Teniendo en cuenta la verificación del sistema que se realizó anteriormente, se identificó que la velocidad a la que trabaja el sistema actualmente cumple con las especificaciones dadas por el Ras²⁴ al igual

²⁴ Ibíd., p. 12

que el esfuerzo cortante, garantizando el arrastre de las partículas que pueden ser transportadas a lo largo de la conducción

Comprobación del golpe de ariete:

Relación de módulos de elasticidad (K)	= 18
Diámetro del tubo (m)	= 3" ($Real = 80,42 \text{ mm}$)
Longitud (L)	= 1882,52m
Espesor de la pared del tubo (m)	= 4,24 mm
Velocidad	= 2,0 $\frac{m}{seg}$

La celeridad de la onda es:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \times \frac{80,42}{4,24}}} = 501,49 \frac{m}{s}$$

Fase de la tubería:

$$T = \frac{2 \times L}{C} = \frac{2 \times 1882,52}{501,49} = 7,2 \text{ seg}$$

Sobre presión: El valor de la sobre presión se calcula con el tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.

$$ha = \frac{C \times V}{g} = \frac{501,49 \times 2,0}{9,81} = 102,24 \text{ m}$$

9.2. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA (TANQUE 1 PTAP – TANQUE 2):

Para analizar el sistema se parte de los siguientes datos:

Caudal (Q)	= 0,009115 m^3/s
Longitud (L)	= 1906,97 m
Cota clave salida Tanque de distribución 1	= 2913,00 m. s. n. m
Cota llegada Tanque distribución 2	= 2845,00 m. s. n. m
Diámetro tubería (D)	= 0,0762 m = 3"

$$\text{Presión de trabajo de la tubería} = 8.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 88 \text{ m}$$

Se empieza el análisis determinando la pendiente de la conducción tanque 1 PTAP – Tanque 2, para lo cual se realiza la siguiente operación:

$$S = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{L}$$

$$S = \frac{2913,00 \text{ m} - 2845,00 \text{ m}}{1906,97 \text{ m}} = 0,0356 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3,56 \%$$

El material de la tubería existente en la red de conducción Tanque 1 PTAP – Tanque 2 es policloruro de vinilo (PVC). Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams (C) es de 150.

Verificación del diámetro.

Cota clave salida Tanque 1	= 2913,00 m. s. n. m
Cota llegada Tanque de distribución 2	= 2845,00 m. s. n. m
Longitud (L)	= 1906,97 m
Carga hidráulica disponible	= $H = 2913,00 - 2845,00 = 68 \text{ m}$
Perdida de carga unitaria	= $J = \frac{H}{L} = \frac{68}{1906,97} = 0,0356 \frac{\text{m}}{\text{m}}$

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2,63} \times J^{0,54} = \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \quad C = 150$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = \left(\frac{0,009115}{0,2785 \times 150 \times 0,0356^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} = 0,080 \text{ m} = 3,16" \cong 3"$$

A partir del cálculo para la verificación del diámetro existente se comprueba que cumple con las características optimas de funcionamiento del sistema para el caudal proyectado, teniendo en cuenta que el diámetro

existente de la red de condición desde el Tanque 1 PTAP hasta el Tanque 2 es de 3"

Para el diámetro nominal de 3"

Diámetro real = 76,2 mm

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 \times C \times D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

$$J = \left(\frac{0,009115}{0,2785 \times 150 \times 0,0762^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} = 0,0462 \text{ m/m}$$

$$Vel = \frac{Q}{A} = \frac{0,009115}{\frac{\pi \times (0,0762)^2}{4}} = 1,998 \cong 2,0 \frac{m}{seg}$$

Cabeza de velocidad: $\frac{v^2}{2g} = \frac{2,0^2}{2 \times 9,81} = 0,203 \text{ m}$

El valor del esfuerzo cortante (τ) con el que trabaja actualmente la red de conducción Tanque 1 PTAP – Tanque 2 es:

$$\tau = \gamma \times \frac{D}{4} \times S$$

$$\tau = 9810 \times \frac{0,0762}{4} \times 0,0356 = 6,65 \frac{N}{m^2}$$

Teniendo en cuenta la verificación del sistema que se realizó anteriormente, se identificó que la velocidad a la que trabaja el sistema actualmente cumple con las especificaciones dadas por la norma, al igual que el esfuerzo cortante, garantizando el arrastre de las partículas que pueden ser transportadas a lo largo de la conducción.

Comprobación del golpe de ariete:

Relación de módulos de elasticidad (K)	= 18
Diámetro del tubo (m)	= 3" (<i>Real</i> = 80,42 mm)
Longitud (L)	= 1906,97m
Espesor de la pared del tubo (m)	= 4,24 mm
Velocidad	= 2,0 $\frac{m}{seg}$

La celeridad de la onda es:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \times \frac{80,42}{4,24}}} = 501,49 \frac{m}{s}$$

Fase de la tubería:

$$T = \frac{2 \times L}{C} = \frac{2 \times 1906,97}{501,49} = 7,6 \text{ seg}$$

Sobre presión: El valor de la sobre presión se calcula con el tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.

$$ha = \frac{C \times V}{g} = \frac{501,49 \times 2,0}{9,81} = 102,24 \text{ m}$$

9.3. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA PARA EL CAUDAL CONSECIONADO (DESARENADOR – TANQUE 1 PTAP):

Para analizar el sistema se parte de los siguientes datos

Caudal concesionado (QD)	= 0,0019 m^3/s
Longitud (L)	= 1882.52m
Cota clave salida Desarenador	= 2962,46 m. s. n. m
Cota llegada Tanque de distribución	= 2917,00 m. s. n. m
Diámetro tubería (D)	= 0,0762 m = 3"

$$\text{Presión de trabajo de la tubería} = 8,8 \frac{kg}{cm^2} = 88,00 \text{ m}$$

Se empieza el análisis determinando la pendiente de la conducción desarenador- tanque 1 PTAP, para lo cual se realiza la siguiente operación:

$$S = \frac{Cota\ inicial - Cota\ final}{L}$$

$$S = \frac{2962,46\ m - 2917,00\ m}{1882,52\ m} = 0,024\ \frac{m}{m} = 2,41\ \%$$

El material de la tubería existente en la red de conducción desarenador – Tanque 1 PTAP es policloruro de vinilo (PVC). Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams (C) es igual a 150.

Verificación del diámetro.

Cota clave salida Desarenador	= 2962,46 m. s. n. m
Cota llegada Tanque de distribución	= 2917,00 m. s. n. m
Longitud (L)	= 1882.52m
Carga hidráulica disponible	= $H = 2962,46 - 2917,00 = 45,46\ m$
Perdida de carga unitaria	= $J = \frac{H}{L} = \frac{45,46}{1882.52} = 0,024\ \frac{m}{m}$
Formula aplicada	= Hazen Williams

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2,63} \times J^{0,54} = \frac{m^3}{seg} \quad C = 150$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = \left(\frac{0,0019}{0,2785 \times 150 \times 0,024^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} = 0,048\ m = menor\ a\ 3'' \quad ok$$

A partir del cálculo de la verificación del diámetro existente, se comprueba que cumple con las características optimas de funcionamiento del sistema

para el caudal concesionado, teniendo en cuenta que el diámetro existente de la red de condición desde el Desarenador hasta el Tanque 1 PTAP es de 3"

Para el diámetro nominal de 3"

Diámetro real = 76,2 mm

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 \times C \times D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

$$J = \left(\frac{0,0019}{0,2785 \times 150 \times 0,0762^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} = 0,0025 \text{ m/m}$$

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

$$Vel = \frac{0,0019}{\frac{\pi \times (0,0762)^2}{4}} = 0,417 \frac{m}{seg}$$

Cabeza de velocidad: $\frac{V^2}{2g} = \frac{0,417^2}{2 \times 9,81} = 0,009 \text{ m}$

El valor del esfuerzo cortante (τ) con el que trabaja actualmente la red de conducción desarenador – Tanque 1 PTAP es:

$$\tau = \gamma \times \frac{D}{4} \times S$$

$$\tau = 9810 \times \frac{0,0762}{4} \times 0,024 = 4,48 \frac{N}{m^2}$$

Teniendo en cuenta la verificación del sistema que se realizó anteriormente, se identificó que la velocidad a la que trabaja el sistema para el caudal concesionado cumple con las especificaciones dadas por

el Ras²⁵ al igual que el esfuerzo cortante, garantizando el arrastre de las partículas que pueden ser transportadas a lo largo de la conducción

Comprobación del golpe de ariete:

Relación de módulos de elasticidad (K)	= 18
Diámetro del tubo (m)	= 3" ($Real = 80,42\text{ mm}$)
Longitud (L)	= 1882,52m
Espesor de la pared del tubo (m)	= 4,24 mm
Velocidad	= 0,417 $\frac{m}{seg}$

La celeridad de la onda es:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \times \frac{80,42}{4,24}}} = 501,49 \frac{m}{s}$$

Fase de la tubería:

$$T = \frac{2 \times L}{C} = \frac{2 \times 1882,52}{501,49} = 7,2\text{ seg}$$

Sobre presión: El valor de la sobre presión se calcula con el tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.

$$ha = \frac{C \times V}{g} = \frac{501,49 \times 0,417}{9,81} = 21,32\text{ m}$$

9.4. VERIFICACIÓN DEL SISTEMA PARA EL CAUDAL CONSECIONADO (TANQUE 1 PTAP – Tanque 2):

Para analizar el sistema se parte de los siguientes datos:

Caudal Concesionado (QD)	= 0,0019 m^3/s
Longitud (L)	= 1906,97 m
Cota clave salida Tanque de distribución 1	= 2913,00 m. s. n. m
Cota llegada Tanque distribución 2	= 2845,00 m. s. n. m

²⁵ *Ibíd.*, p. 12

$$\text{Diámetro tubería } (D) = 0,0762 \text{ m} = 3''$$

$$\text{Presión de trabajo de la tubería} = 8.8 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 88 \text{ m}$$

Se empieza el análisis determinando la pendiente de la conducción tanque 1 PTAP – Tanque 2, para lo cual se realiza la siguiente operación:

$$S = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{L}$$

$$S = \frac{2913,00 \text{ m} - 2845,00 \text{ m}}{1906,97 \text{ m}} = 0,0356 \frac{\text{m}}{\text{m}} = 3,56 \%$$

El material de la tubería existente en la red de conducción Tanque 1 PTAP – Tanque 2 es policloruro de vinilo (PVC). Coeficiente de rugosidad de Hazen y Williams (C) es de 150.

Verificación del diámetro.

$$\text{Cota clave salida Tanque 1} = 2913,00 \text{ m. s. n. m}$$

$$\text{Cota llegada Tanque de distribución 2} = 2845,00 \text{ m. s. n. m}$$

$$\text{Longitud } (L) = 1906,97 \text{ m}$$

$$\text{Carga hidráulica disponible} = H = 2913,00 - 2845,00 = 68 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida de carga unitaria} = J = \frac{H}{L} = \frac{68}{1906,97} = 0,0356 \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$Q = 0.2785 \times C \times D^{2,63} \times J^{0,54} = \frac{\text{m}^3}{\text{seg}} \quad C = 150$$

$$D = \left(\frac{Q}{0.2785 \times C \times J^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = \left(\frac{0,0019}{0,2785 \times 150 \times 0,0356^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} = 0,044 \text{ m} = \text{menor a } 3''$$

A partir del cálculo para la verificación del diámetro existente se comprueba que cumple con las características óptimas de funcionamiento del sistema para el caudal proyectado, teniendo en cuenta que el diámetro

existente de la red de condición desde el Tanque 1 PTAP hasta el Tanque 2 es de 3"

Para el diámetro nominal de 3"

Diámetro real = 76,2 mm

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 \times C \times D^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}}$$

$$J = \left(\frac{0,0019}{0,2785 \times 150 \times 0,0762^{2,63}} \right)^{\frac{1}{0,54}} = 0,0025 \text{ m/m}$$

$$Vel = \frac{Q}{A} = \frac{0,0019}{\frac{\pi \times (0,0762)^2}{4}} = 0,417 \frac{\text{m}}{\text{seg}}$$

Cabeza de velocidad: $\frac{V^2}{2g} = \frac{0,417^2}{2 \times 9,81} = 0,009 \text{ m}$

El valor del esfuerzo cortante (τ) con el que trabaja actualmente la red de conducción Tanque 1 PTAP – tanque 2 es:

$$\tau = \gamma \times \frac{D}{4} \times S$$

$$\tau = 9810 \times \frac{0,0762}{4} \times 0,0356 = 6,65 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Teniendo en cuenta la verificación del sistema que se realizó anteriormente, se identificó que la velocidad a la que trabaja el sistema actualmente cumple con las especificaciones dadas por la norma, al igual que el esfuerzo cortante, garantizando el arrastre de las partículas que pueden ser transportadas a lo largo de la conducción.

Comprobación del golpe de ariete:

Relación de módulos de elasticidad (K)	= 18
Diámetro del tubo (m)	= 3" ($Real = 80,42 \text{ mm}$)
Longitud (L)	= 1906,97m
Espesor de la pared del tubo (m)	= 4,24 mm
Velocidad	= 0,417 $\frac{m}{seg}$

La celeridad de la onda es:

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \times \frac{D}{e}}} = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 \times \frac{80,42}{4,24}}} = 501,49 \frac{m}{s}$$

Fase de la tubería:

$$T = \frac{2 \times L}{C} = \frac{2 \times 1906,97}{501,49} = 7,6 \text{ seg}$$

Sobre presión: El valor de la sobre presión se calcula con el tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.

$$ha = \frac{C \times V}{g} = \frac{501,49 \times 0,417}{9,81} = 21,32 \text{ m}$$

Ahora se presenta el chequeo de presión para la red de conducción Desarenador – Tanque 1 PTAP para el caudal concesionado.

Tabla 8. Primer tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 1-2 (K0+00 - K0+470,63). SALIDA DESARENADOR		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	3.822	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	471.00	m
h	1.194	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2962.44	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2944.44	m.s.n.m
Presion Inicial	0	m.c.a
Presion final	16.806	m.c.a
Piezometrico Inicial	2962.44	m.c.a
Piezometrico Final	2961.25	m.c.a
Presion Residual	16.806	m.c.a

Fuente Autores.

Presión final

$$\begin{aligned}
 \text{presion final} &= \text{presion inicial} - (\text{profundidad hidraulica} \\
 &+ (\text{cota terreno final} - \text{cota terreno inicial})
 \end{aligned}$$

$$\text{Presion final} = 0 - (1,194 + (2944,44 - 2962,44)) = 16,806 \text{ m. c. a}$$

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{Cota de terreno inicial} + \text{presión inicial}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2962,44 + 0 = 2962,44 \text{ m. s. n. m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2962,44 - 1,194 = 2961,25 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2961,25 - 2944,44 = 16,806 \text{ m.c.a.}$$

Tabla 9. Segundo tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 2-3 (K0+470,63 - K0+941,26)		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	3.185	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	471.00	m
h	1.194	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2944.44	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2929.44	m.s.n.m
Piezometrico Inicial	2961.25	m.c.a
Piezometrico Final	2960.05	m.c.a
Presion Residual	30.612	m.c.a

Fuente Autores.

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{piezometrico final anterior}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2961,25 \text{ m.s.n.m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2961,25 - 1,194 = 2960,05 \text{ m.s.n.m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2960,05 - 2929,44 = 30,61 \text{ m.c.a.}$$

Tabla 10. tercer tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 3-4 (K0+941,26 - K1+411,89)		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	-0.212	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	471.00	m
h	1.194	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2929.44	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2930.44	m.s.n.m
Piezometrico Inicial	2960.05	m.c.a
Piezometrico Final	2958.86	m.c.a
Presion Residual	28.418	m.c.a

Fuente Autores.

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{piezometrico final anterior}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2960,05 \text{ m.s.n.m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2960,05 - 1,194 = 2958,86 \text{ m.s.n.m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2958,86 - 2930,44 = 28,42 \text{ m.c.a.}$$

Tabla 11. Cuarto tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 3-4 (K1+411,89 - K1+882,52). LLEGADA TANQUE 1		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	2.123	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	471.00	m
h	1.194	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2930.44	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2920.44	m.s.n.m
Piezometrico Inicial	2958.86	m.c.a
Piezometrico Final	2957.66	m.c.a
Presion Residual	37.223	m.c.a

Fuente Autores.

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{piezometrico final anterior}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2958,86 \text{ m.s.n.m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2958,86 - 1,194 = 2957,66 \text{ m.s.n.m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2957,66 - 2920,44 = 37,22 \text{ m.c.a.}$$

Ahora se presenta el chequeo de presión para la red de conducción

Tanque 1 PTAP – Tanque 2 para el caudal concesionado:

Tabla 12. Quinto tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 4-5 (K1+882,52 - K2+359,26). SALIDA TANQUE 1		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	5.454	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	476.74	m
h	1.209	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2913.00	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2887.00	m.s.n.m
Presion Inicial	0	m.c.a
Presion final	24.791	m.c.a
Piezometrico Inicial	2913.00	m.c.a
Piezometrico Final	2911.79	m.c.a
Presion Residual	24.791	m.c.a

Fuente Autores.

Presión final

$$\begin{aligned}
 \text{presion final} &= \text{presion inicial} - (\text{profundidad hidraulica} \\
 &+ (\text{cota terreno final} - \text{cota terreno inicial}))
 \end{aligned}$$

$$\text{Presion final} = 0 - (1,209 + (2887,00 - 2913,00)) = 24,79 \text{ m. c. a}$$

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{Cota de terreno inicial} + \text{presión inicial}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2913,00 + 0 = 2913,00 \text{ m. s. n. m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2913,00 - 1,209 = 2911,79 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2911,79 - 2887,00 = 24,79 \text{ m.c.a.}$$

Tabla 13. Sexto tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 5-6 (K2+359,26 - K2+836,00).		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	2.517	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	476.74	m
h	1.209	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2887.00	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2875.00	m.s.n.m
Piezometrico Inicial	2911.79	m.c.a
Piezometrico Final	2910.58	m.c.a
Presion Residual	35.583	m.c.a

Fuente Autores.

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{piezometrico final anterior}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2911,79 \text{ m.s.n.m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2911,79 - 1,209 = 2910,58 \text{ m.s.n.m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2910,58 - 2875,00 = 35,58 \text{ m.c.a.}$$

Tabla 14. Séptimo tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 6-7 (K2+836,00 - K3+312,74).		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	0.629	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	476.74	m
h	1.209	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2875.00	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2872.00	m.s.n.m
Piezometrico Inicial	2910.58	m.c.a
Piezometrico Final	2909.37	m.c.a
Presion Residual	37.374	m.c.a

Fuente Autores.

Piezométrico inicial

$$\text{Piezometrico inicial} = \text{piezometrico final anterior}$$

$$\text{Piezometrico inicial} = 2910,58 \text{ m. s. n. m.}$$

Piezométrico final

$$\text{Piezométrico final} = \text{Piezometrico inicial} - \text{profundidad hidraulica}$$

$$\text{Piezométrico final} = 2910,58 - 1,209 = 2909,37 \text{ m. s. n. m.}$$

Presión residual

$$\text{Presión residual} = \text{Piezometrico final} - \text{Cota de terreno final}$$

$$\text{Presión residual} = 2909,37 - 2872,00 = 37,37 \text{ m. c. a.}$$

Tabla 15. Octavo tramo conducción.

TRAMOS RED PRINCIPAL CONDUCCIÓN - ACUEDUCTO VEREDA EL TOBAL SUBACHOQUE CUNDNAMARCA		
RP TRAMO 7-8 (K3+312,74 - K3+789,49). LLEGADA TANQUE 2		
FACTOR	VALOR	UNIDAD
QMD	0.00190	m ³ /s
C	150	PVC
D	0.0762	m
S	5.663	%
J(h/L)	0.0025	
Longitud Tramo	476.74	m
h	1.209	m.c.a
Cota de Terreno Inicial	2872.00	m.s.n.m
Cota de Terreno Final	2845.00	m.s.n.m
Piezometrico Inicial	2909.37	m.c.a
Piezometrico Final	2908.17	m.c.a
Presion Residual	63.165	m.c.a

Fuente Autores.

Piezométrico inicial

$$Piezometrico\ inicial = piezometrico\ final\ anterior$$

$$Piezometrico\ inicial = 2909,37\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Piezométrico final

$$Piezométrico\ final = Piezometrico\ inicial - profundidad\ hidraulica$$

$$Piezométrico\ final = 2909,37 - 1,209 = 2908,17\ m.\ s.\ n.\ m.$$

Presión residual

$$Presión\ residual = Piezometrico\ final - Cota\ de\ terreno\ final$$

$$Presión\ residual = 2908,17 - 2845,00 = 63,17\ m.\ c.\ a.$$

A lo largo de la red de conducción Desarenador – Tanque 1 PTAP, se encuentran cinco ventosas artesanales las cuales se propone reemplazar por ventosas trifuncionales D050, véase **Anexo 8**. A partir del desarenador

hacia el Tanque 1, al igual que una válvula de purga y tres válvulas de compuerta abierta cada 500m; garantizando la eliminación del aire en la tubería, consiguiendo la protección contra roturas de las mismas y manteniendo el flujo hidráulico en condiciones óptimas. A lo largo de la red de conducción Tanque 1 – Tanque 2 se propone implementar tres válvulas de compuerta abierta cada 500 m garantizando un mantenimiento adecuado en caso de que se presenten dificultades en este tramo.

10. DIAGNÓSTICO DEL TANQUE

El tanque de almacenamiento de esta población, se encuentra ubicado en la cota 2921 *m.s.n.m*, en conjunto con las instalaciones de la planta de tratamiento, este tanque es de tipo semienterrado, construido en mampostería y revestido en concreto, este tanque se abastece por gravedad, sobre este se encuentra construida la caseta de la planta de tratamiento, no cuenta con una reserva para emergencias de incendio debido a que al ser el nivel de complejidad bajo, no debe tenerse en cuenta la capacidad para demanda contra incendios, según lo establecido en el B.9.4.5 del RAS²⁶. El tanque cuenta con válvulas de entrada y de salida, pero las cámaras en las que están estos accesorios se encuentran en mal estado y están deteriorando las válvulas, según lo observa en la vista realizada el día 8 de junio de 2017. El sistema también cuenta con un tanque de compensación a una altura de 2899 *m.s.n.m*, ubicado a 1,9 Km aproximadamente del primer tanque, aunque no fue posible acceder al predio donde está ubicado, de lo observado se afirma que presenta las mismas características del anterior tanque, a excepción del estado de las válvulas de entrada y salida que no se pudieron observar; cabe mencionar que para el nivel de complejidad que tiene el acueducto es suficiente que la red de distribución cuente con un solo tanque de compensación, lo anterior establecido en el B.9.4.2 – 1 del RAS²⁷.

Para llevar a cabo el diagnóstico de los tanques que alimentan la red de distribución de esta vereda, es necesario contar con un para realizar la curva de demanda horarias, con la cual se determinara el volumen del tanque. Como la presente comunidad no contaba con esta información, se acudió al acueducto de Subachoque en donde tampoco contaban con la

²⁶ *Ibíd.*, p. 12

²⁷ *Ibíd.*, p. 12

información, por lo cual siguiendo con lo establecido en el B.9.2.4 del RAS²⁸, se realizaron los posteriores cálculos con los estudios realizados por una comunidad semejante, en términos de nivel socioeconómicos, costumbres, altura y clima. Los estudios se obtuvieron de la localidad de Sibaté, la cual presenta un clima similar al de Subachoque (*Subachoque* 13,3 °C – *Sibaté* 13,5 °C)²⁹, al igual que su nivel socioeconómico se asemeja, por un lado Sibaté cuenta con sistemas de producción de papas, fresas y arvejas y por el otro lado Subachoque cuenta con sistemas de producción de papas, zanahorias y arvejas. La altitud de ambos municipios oscila entre los 2650 *m.s.n.m* y los 3000 *m.s.n.m*; toda la información anteriormente mencionada fue extraída de la alcaldía de Subachoque³⁰ y la alcaldía de Sibaté³¹.

A continuación, se presentan los cálculos para determinar el volumen mínimo que deben tener tanto el tanque de almacenamiento como el de compensación, los % *de consumo horario* de Sibaté son en base al caudal máximo diario, por ende los consumos horarios de este diagnóstico, se obtuvieron mediante correlaciones de los % *de consumo horario* y el caudal máximo diario *QMD* que se toma como 1,9 L/s, puesto que es este valor el concesionado por la CAR, por lo tanto el consumo horario es:

Para la hora 0 – 1:

$$\text{Consumo horario} = QMD * \% \text{ de consumo horario}$$

$$\text{Consumo horario} = 1,90 * 2,43 \% = 0,046 \text{ L/s}$$

²⁸ *Ibíd.*, p. 12

²⁹ *Ibíd.*, p. 30

³⁰ Alcaldía de Subachoque, (2017). *Disponible en línea:* <http://www.subachoque-undinamarca.gov.co/informacion_general.shtml>

³¹ Alcaldía de Sibaté, (2017). *Disponible en línea:* <<http://www.sibate-cundinamarca.gov.co/Paginas/default.aspx>>

De igual manera se sigue realizando para cada una de las otras horas, con él *% de consumo horario* se establece *% curva integral de consumo*, los cuales para cada hora se calculan de la siguiente forma:

$$\% \text{ curva integral de consumo}_{h \text{ actual}} = \% \text{ de consumo horario}_{\text{actual}} + \% \text{ curva integral de consumo}_{h \text{ anterior}}$$

$$\% \text{ curva integral de consumo}_{23-24} = 2,39 + 97,61 = 100,00\%$$

El *% de suministro horario continuo* para todas las horas es:

$$\% \text{ de suministro horario continuo} = \frac{100}{24} = 4,17\%$$

Al igual que *% curva integral de consumo*, la curva de suministro horario acumulado se calcula de igual forma:

$$\% \text{ curva suministro acum}_{23-24} = 4,17 + 95,83 = 100,00\%$$

El *deficit horario* se determina entre la diferencia *% curva suministro acum* y *% de consumo horario*:

$$\text{deficit horario} = \% \text{ curva suministro acum} - \% \text{ de consumo horario}$$

El *deficit horario* para la hora 2 – 3 es:

$$\text{deficit horario}_{2-3} = 4,17 - 4,08 = 0,08$$

El *deficit horario* para la hora 13 – 14 es:

$$\text{deficit horario}_{13-14} = 4,17 - 4,54 = -0,37$$

Los anteriores dos déficits calculados corresponden a las dos horas más críticas durante el día; finalmente se determina el déficit acumulado, el cual es la suma entre el déficit de una hora específica, con el déficit acumulado anterior:

El *deficit acumulado* para la hora 2 – 3 es:

$$deficit\ acumulado_{2-3} = 0,08 + 3,43 = 3,51$$

El *deficit acumulado* para la hora 13 – 14 es:

$$deficit\ acumulado_{13-14} = (-0,37) + (-13,01) = -13,38$$

Con los dos anteriores cálculos se determina el % *consumo máx*, el cual es:

$$\% consumo\ máx = |deficit\ acumulado_{2-3}| + |deficit\ acumulado_{13-14}|$$

$$\% consumo\ máx = |3,51| + |-13,38| = 16,89\%$$

Finalmente, el Volumen mínimo del tanque (*v*) se determina teniendo en cuenta que el volumen almacenado se multiplica por un factor de 1,2 según lo establecido en el B. 9.4.4 – 1 del RAS³², entonces el volumen es:

$$v = (consumo\ máx * QMD * t) * 1,2$$

$$v = \left(\frac{0,1689 * 1,9 * 86400}{1000} \right) * 1,2 = 33,27\ m^3$$

Las medidas tomadas en las visitas a los tanques, se establecieron las siguientes medidas y como se mencionó anteriormente, no se pudo acceder al tanque de compensación, pero ambos tanques tienen similares medidas, las cuales tomadas del tanque de almacenamiento son, un largo de 6,00 *m*, un ancho de 6,00 *m* y un alto de 4,00 *m* aproximadamente. En base a lo anterior los tanques tienen un volumen aproximado de:

$$V = Largo * Ancho * Alto$$

$$V = 6,00 * 6,00 * 4,00 = 144,00\ m^3$$

³² *Ibíd.*, p. 12

En base a los resultados del volumen mínimo del tanque (v) y Volumen aproximado de los tanques (V), se deduce que los tanques actuales son aptos para almacenar y suministrar el agua a la población de esta vereda hasta el año de proyección, debido a que el volumen de los tanques actuales es 4 veces mayor que el volumen mínimo requerido del tanque. Se anexa la tabla de la primera parte del cálculo del volumen mínimo del tanque, véase en el **anexo 9**.

11. DIAGNÓSTICO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN

Teniendo en cuenta que una red de distribución es un conjunto de tuberías destinadas al suministro del agua potable a las diferentes viviendas y predios a las cuales se les hará entrega del recurso. Estas redes parten de los tanques de almacenamiento por los diferentes conductos principales derivando el sistema para de esta forma suministrar el recurso a cada usuario suscrito. Esto incluye además de las tuberías, los nodos, las válvulas de control, las válvulas reguladoras de presión, las ventosas, los hidrantes, las acometidas domiciliarias y todos aquellos accesorios que garanticen una correcta operación del sistema. lo anterior establecido en el B. 7 del RAS³³.

ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA

El sistema de distribución cuenta dos tanques de almacenamiento los cuales están conectados uno del otro por dos tramos principales de tubería los cuales, un tramo de tubería de 3" conecta directamente de un tanque al otro, y el otro tramo de tubería de 1 1/2" se deriva en diferentes ramales que son los que transportan el recurso a cada predio. El sistema de comprender alrededor de 215 predios entre fincas casas y abrevaderos los cuales se encuentran controlados por el acueducto de la vereda el Tobal que a partir de micro medición se controlan de forma bimensual en consumo por m^3 . La red de distribución cuenta con tuberías de 1/2" de diámetro a partir de la derivación de la red mencionada anteriormente, siendo el consumo para un QMH de 1,81 l/s³⁴, teniendo en cuenta que el caudal concesionado es de 1.9 l/s.

³³ *Ibíd.*, p. 12

³⁴ *Ibíd.*, p. 11

El sistema brinda un buen servicio ya que cuenta con una buena disposición final del recurso, con respecto a la presión y calidad del mismo. Teniendo en cuenta que en algunos sectores de la red se observan presiones por encima de los 75 m.c.a, presentando complicaciones con respecto a la sobre presión en la red de distribución.

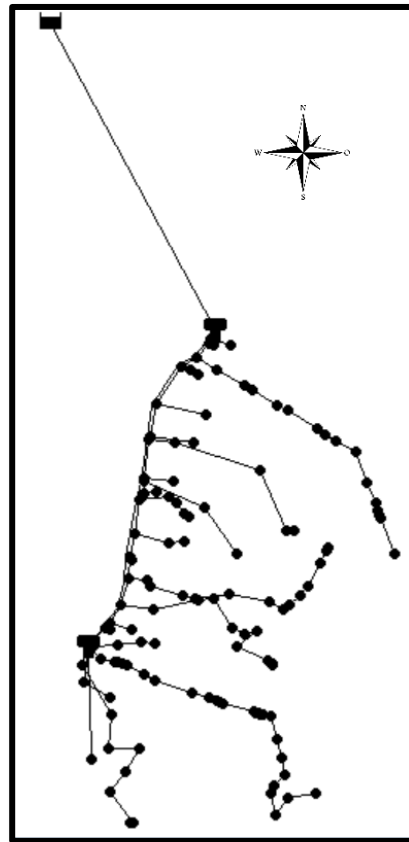
Por medio del trabajo de grado realizado por Solano y Arredondo³⁵, se tomaron los datos de la ubicación de los puntos en coordenadas y con sus respectivas cotas de cada predio, siendo esta información secundaria al proyecto, la cual se verificó y se corrigió con la información tomada en campo; ver **anexo 10**, datos con los cuales se modeló el sistema de distribución en el software EPANET 2.0. El cual permitió verificar el comportamiento actual del sistema.

Para determinar el Consumo Máximo Horario (Q_{MH}) en l/s de cada predio se tomaron como referencia los registros de consumos bimensuales del año 2016 generados por el acueducto de la Vereda El Tobal, los cuales se expresan en m^3 realizando la conversión a l/s para de esta forma conocer la demanda de cada usuario. Ver **anexo 10**

³⁵ *Ibíd.*, p. 9

MODELACIÓN DEL SISTEMA

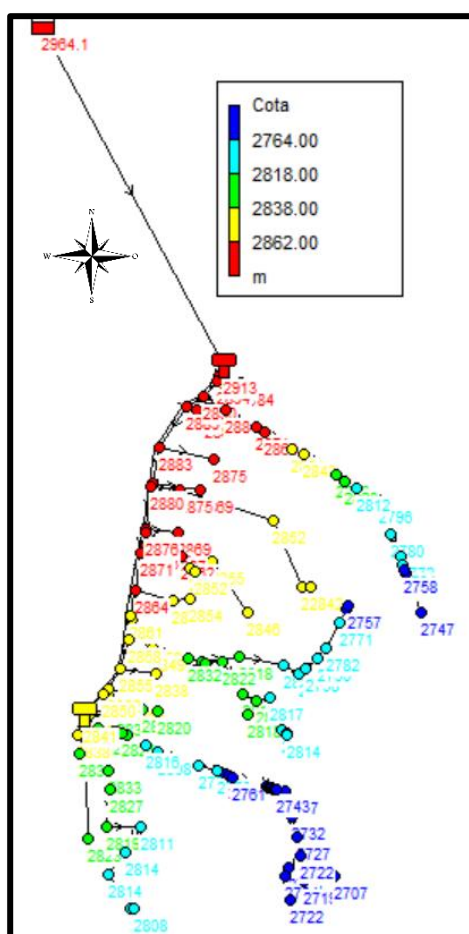
Figura 9. Modelación de la red de distribución Software EPANET 2.0



Fuente Software EPANET 2.0

A partir de los datos de coordenadas y cotas, se realizó el modelo teniendo en cuenta los tramos principales que componen la red, especificando algunos nodos correspondientes a la ubicación de cada predio y otros correspondientes a las uniones entre secciones de tubería; también se ubicó el embalse o Bocatoma al igual que los dos tanques de almacenamiento que comprende el sistema. A cada nodo se le estableció un valor de cota y las coordenadas correspondientes al igual que a los tanques de almacenamiento y la bocatoma.

Figura 10. Modelación Software EPANET 2.0 Cotas

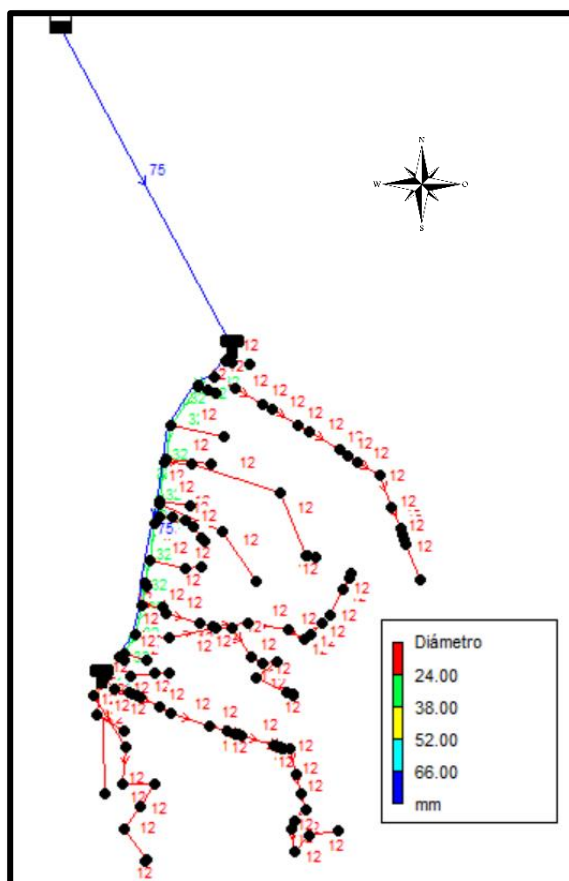


Fuente Software EPANET 2.0

En esta sección se observa el rango de cotas de cada nodo, al igual que el valor de las cotas correspondientes a la Bocatoma y a los tanques que comprenden la red de distribución, establecidas a partir de los datos suministrados³⁶ y rectificadas en campo por medio de GPS ver **anexo 10**

³⁶ Ibid., p. 9

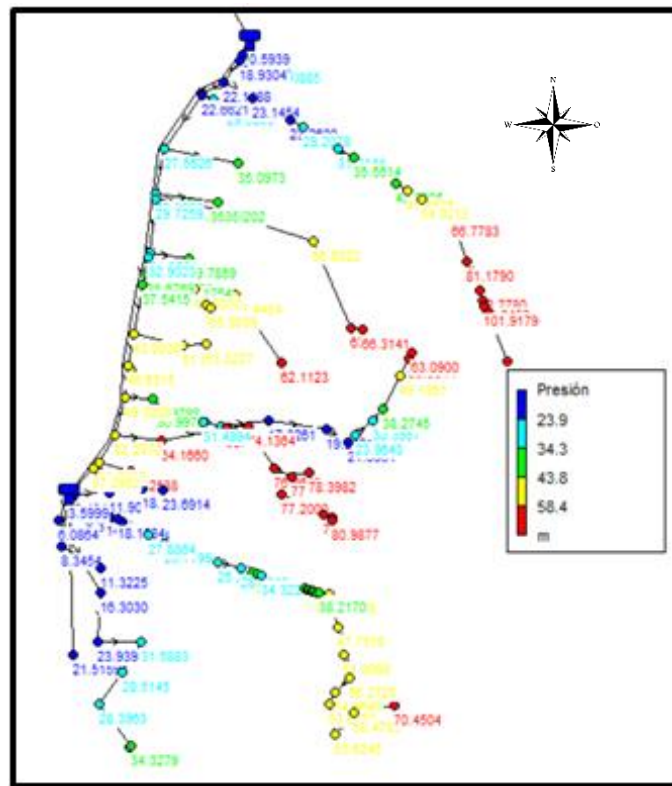
Figura 11. Modelación Software EPANET 2.0 Diámetros de tuberías



Fuente Software EPANET 2.0

Por otra parte, se estableció la conexión de cada nodo, dibujando el tramo de tubería, y asignando su respectivo diámetro al igual que el valor de la rugosidad de la tubería, teniendo en cuenta que el tramo que viaja directamente del tanque 1 al tanque 2 no tiene derivaciones siendo este de 3", el segundo tramo que viaja del tanque 1 al tanque 2 con las diferentes derivaciones es de 1 ½" y por último el diámetro de los tramos de distribución es de ½", como lo muestra el modelo.

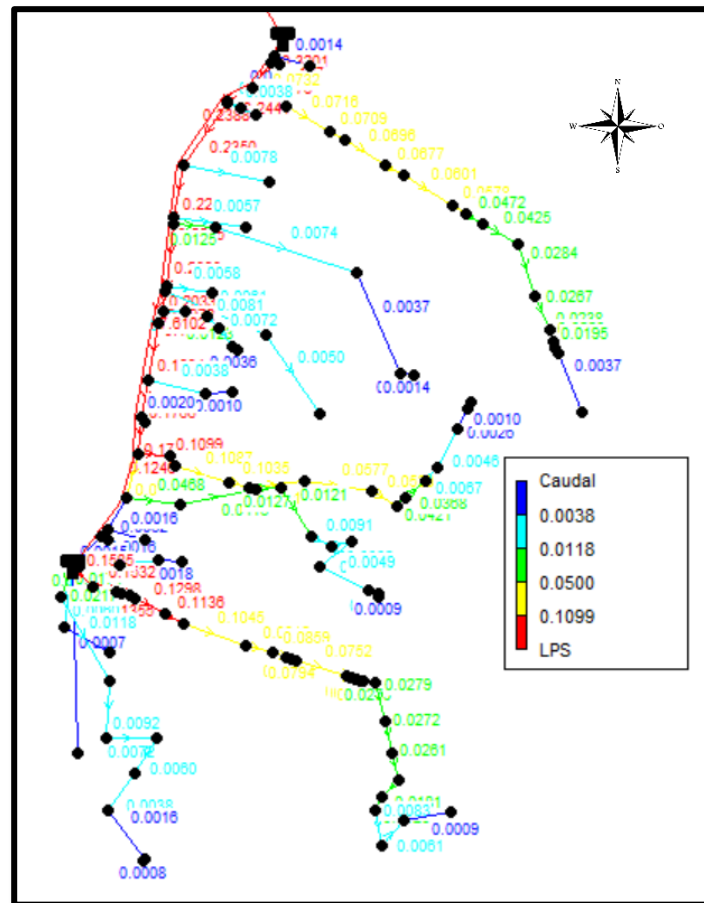
Figura 12. Modelación Software EPANET 2.0 Presiones



Fuente Software EPANET 2.0.

A cada uno de los predios se les asignó una demanda base la cual se estableció por medio del consumo bimensual de cada usuario, véase en el **anexo 10**; Determinada a partir de la información suministrada por el acueducto de la vereda el Tobal, información que corresponde a la demanda presentada en el año 2016. A partir de esto el modelo arroja el respectivo valor de la presión en los diferentes puntos de la red.

Figura 13. Modelación Software EPANET 2.0 Caudales.



Fuente Software EPANET 2.0.

A partir de los valores de presión que arrojo el modelo de EPANET 2.0, se observaron los valores de los caudales que recorren el sistema, por cada una de las secciones que la comprenden. Teniendo en cuenta que la mayor cantidad del caudal viaja por las secciones principales, ya que esto permite cubrir la demanda que exige cada uno de los predios de la vereda.

La red de distribución no cuenta con accesorios como válvulas reguladoras de presión o válvulas retenedores de presión, que eviten las sobre presiones en los diferentes sectores de la red que lo presenta, se asume que, al ser una red abierta, las pérdidas en el transporte del recurso deben ser considerables y esto no permite que el servicio se brinde de una manera óptima. Teniendo en cuenta que el modelo del software EPANET 2.0 tan solo se acerca a la realidad, siendo este una guía del comportamiento actual del sistema, a partir de la información obtenida por medio de la comunidad y las personas encargadas del acueducto de la vereda el Tobal (Subachoque).

Cabe mencionar que para que la red de distribución opere en óptimas condiciones hasta el año de diseño, se debe validar la información de los usuarios, al igual que una revisión a profundidad en cuanto al POT, EOT o PBOT, según el sistema que corresponda en cuanto a la proyección de densificación. Por otra parte, se debe realizar un levantamiento topográfico, planimétrico y altimétrico de la zona en estudio y un inventario de la red a fondo, teniendo en cuenta el reglamento técnico para el sector de agua potable y saneamiento básico – RAS³⁷ (Resolución 0330 del año 2017).

³⁷ Ibid., p. 12

12. ANÁLISIS ECONÓMICO

De acuerdo con el diagnóstico realizado a cada uno de las partes del sistema de acueducto de la vereda el Tobal, Subachoque; se realizó el análisis económico para este, el costo de inversión que requiere hacer la asociación de usuarios del acueducto para que este sistema opere en óptimas condiciones hasta el año de diseño, con el objetivo de llevar agua potable a la población se resume en la siguiente tabla y el detalle de cada análisis realizado se observa en el **anexo 12**.

Tabla 16. Costos directos aproximados.

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE					
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA			COSTO DE ACTIVIDADES		
ITEM	CAPITULO	UN	CANT	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
1.0	DESARENADOR				
1.1	Excavación manual	m³	63,61	\$ 35.660	\$ 2.268.397
1.2	Entibado de madera	m³	63,61	\$ 66.610	\$ 4.237.164
1.3	Fundición desarenador	m³	9,77	\$ 877.593	\$ 8.574.084
2.0	INSTALACIÓN ACCESORIOS				
2.1	Instalación valvula de compuerta abierta	Un	6,00	\$ 506.438	\$ 3.038.625
2.2	Instalación ventosa trifuncional	Un	4,00	\$ 516.958	\$ 2.067.833
2.3	Instalación valvula de purga	Un	2,00	\$ 375.958	\$ 751.917
				TOTAL	\$ 20.186.103

Fuente Autores.

13. CONCLUSIONES

Actualmente la bocatoma capta más caudal de concesionado por la CAR (Corporación autónoma regional), pero es con este caudal captado que el sistema trabaja con normalidad. Es necesario que la junta veredal del Tobal solicite a la CAR un mayor caudal que el concesionado para años futuros

Según los resultados obtenidos del diagnóstico del desarenador es necesario implementar el desarenador propuesto pues el actual no funciona correctamente y no cumple con los parámetros propuestos por la literatura.

A partir del trabajo realizado en cuanto al diagnóstico de la red de aducción y conducción se determinó que el sistema cumple con lo establecido en la norma en cuanto a presiones, velocidades y diámetros para el transporte del recurso. Teniendo en cuenta que en ningún tramo de la aducción y conducción la presión no supera los 75 *m.c.a.*, porque la resistencia máxima de la tubería PVC de alta presión de 3" es alrededor de 190 *m.c.a.*

En cuanto a los datos obtenidos de la modelación de la red de distribución se infiere que es necesario realizar un estudio más detallado con respecto a la topografía y validación de la información de los usuarios de la vereda, ya que a partir de información secundaria que se utilizó, se interpretó el comportamiento de la red en la actualidad, teniendo en cuenta que a partir del diagnóstico realizado se evidencio que el sistema presenta algunas dificultades las cuales no garantizan el funcionamiento óptimo de la red.

A partir del diagnóstico de todo el sistema de acueducto de la Vereda el Tobal (Subachoque), se infiere que este no cumple con las condiciones

óptimas para brindar un buen servicio a la población, por lo cual es necesario realizar las recomendaciones que se establecen a continuación y contemplar las diferentes observaciones que se mencionan a lo largo del trabajo.

14. RECOMENDACIONES

Realizar mantenimiento mensual a la cámara de limpieza de la bocatoma, con el fin de disminuir la carga de sólidos que se desplazan por la aducción y llegan al desarenador.

Con respecto a la aducción y conducción es necesario implementar las ventosas y las válvulas de purga para garantizar un flujo óptimo de agua en las tuberías.

Implementar una cubierta sobre la estructura del desarenador propuesto, evitando la caída de hojas y otros sólidos sobre el agua que cambien la turbiedad con la que debería salir el agua del desarenador.

Con el tanque de abastecimiento se recomienda mejorar la cámara de entrada y de salida donde están las válvulas de regulación, debido a la presencia de agua que está deteriorando los accesorios.

Para el mejoramiento de la disposición del recurso en la red de distribución para el año de diseño se recomienda normalizar la red según lo especificado por el RAS

Se recomienda realizar un levantamiento topográfico, estudios de suelos e inventario en la red, teniendo así una base de datos concreta la zona que comprende la vereda el Tobal. Tratar de cerrar anillos en algunos sectores de la red para disminuir las pérdidas, creando zonas con redes cerradas

Para que la red de distribución opere en óptimas condiciones hasta el año de diseño, se debe validar la información de los usuarios, al igual que una

revisión a profundidad en cuanto al POT, EOT o PBOT, según el sistema que corresponda en cuanto a la proyección de densificación

Con el fin de reducir las pérdidas, en su mayoría ocasionadas por el gran número de redes principales establecidas sin ningún orden aparente, se recomienda mejorar la disposición por la cual los diferentes usuarios instalan y disponen de conexiones secundarias derivadas de la red principal.

15. BIBLIOGRAFÍA

Arredondo Gonzales, J, Fuentes Solano, G. *Catastro de la red de acueducto de la vereda el Tobal*, Bogotá D.C 2013, 45 p, Trabajo de grado (ingeniero civil), Universidad Santo Tomás, facultad de ingeniería civil. Área de hidráulica.

República de Colombia Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico*, Bogotá D.C, 2000, 144 p.

República de Colombia Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, *Resolución N°2320, 27 de noviembre de 2009*, Bogotá D.C, 2009, 2 p.

López Cualla, Ricardo Alfredo. *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado 2da*. Bogotá D.C: Escuela Colombiana de Ingeniería, 2003, 546 p.

Corcho Romero, F, Duque Serna, J. *Acueductos, teoría y diseño 3ra*. Medellín, Colombia: Universidad de Medellín, 2005, 591 p.

Corporación Autónoma Regional de Cundinamarca – CAR. *Guía para formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos – PSMV para las entidades prestadoras del servicio de alcantarillado y sus actividades complementarias en las zonas urbanas y rurales*. Bogotá D.C, 2006, 22 p.

Rojas Bernal, G, Quiñones Salcedo, D. *Diseño del plan de optimización de la planta de tratamiento de agua potable de la vereda El Tobal*, Subachoque, Bogotá D.C 2017, Trabajo de grado (ingeniero ambiental), Universidad Santo Tomás, facultad de ingeniería ambiental. Área de hidráulica.

Climate Data, Clima: Subachoque, (2017) [En línea]. <<https://es.climate-data.org/location/34084/>>

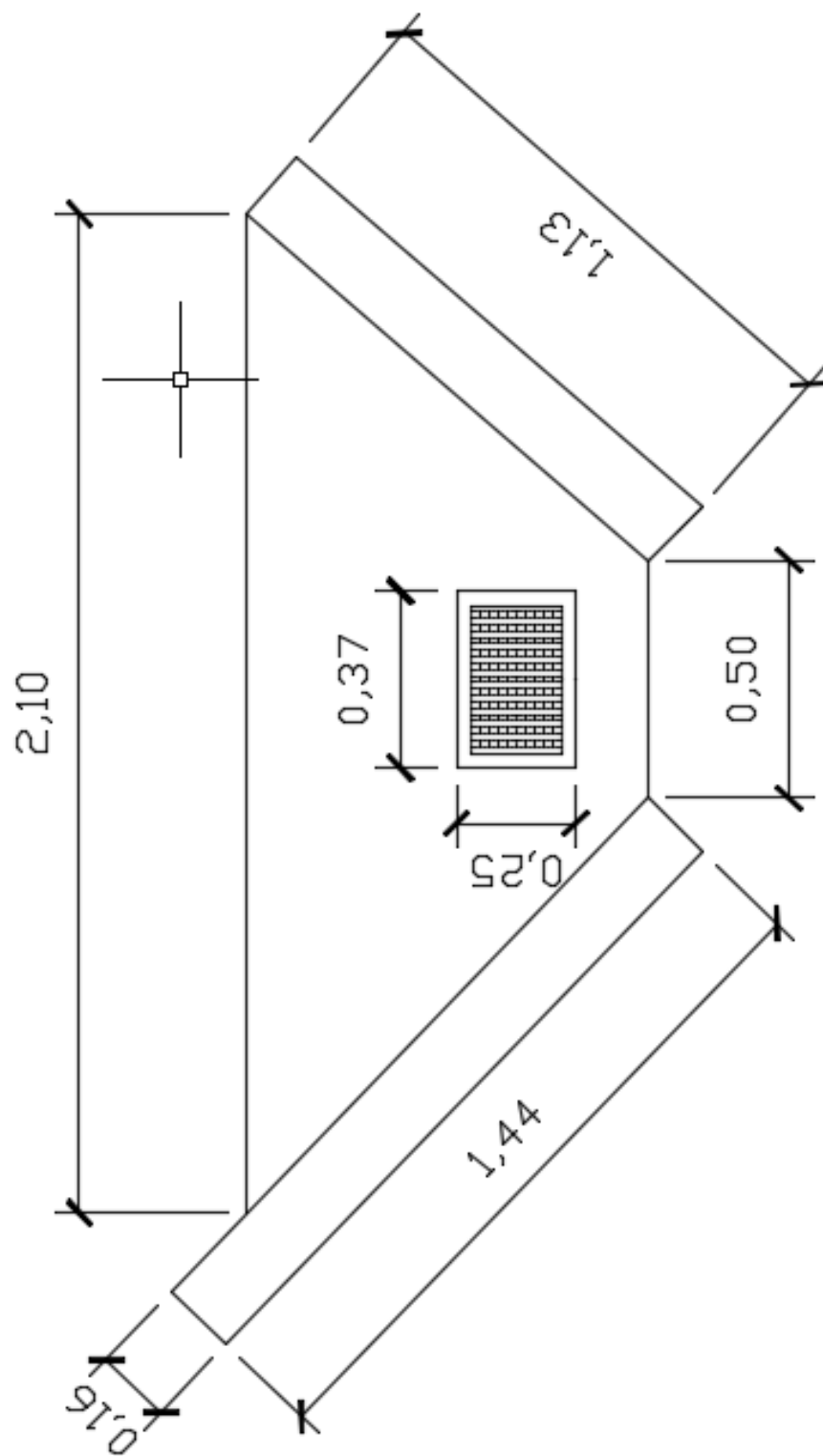
AZEBEDO N, ACOSTA A. *Tabla longitudes equivalentes de tramos de tuberías para distintos accesorios y válvulas*, 1975, Disponible en línea: <<http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/5091/fichero/12+-+ANEXOS.pdf>>

Alcaldía de Subachoque, Subachoque-Cundinamarca: Seguridad y compromiso social con Subachoque, (2017) [En línea]. <http://www.subachoque-undinamarca.gov.co/informacion_general.shtml>

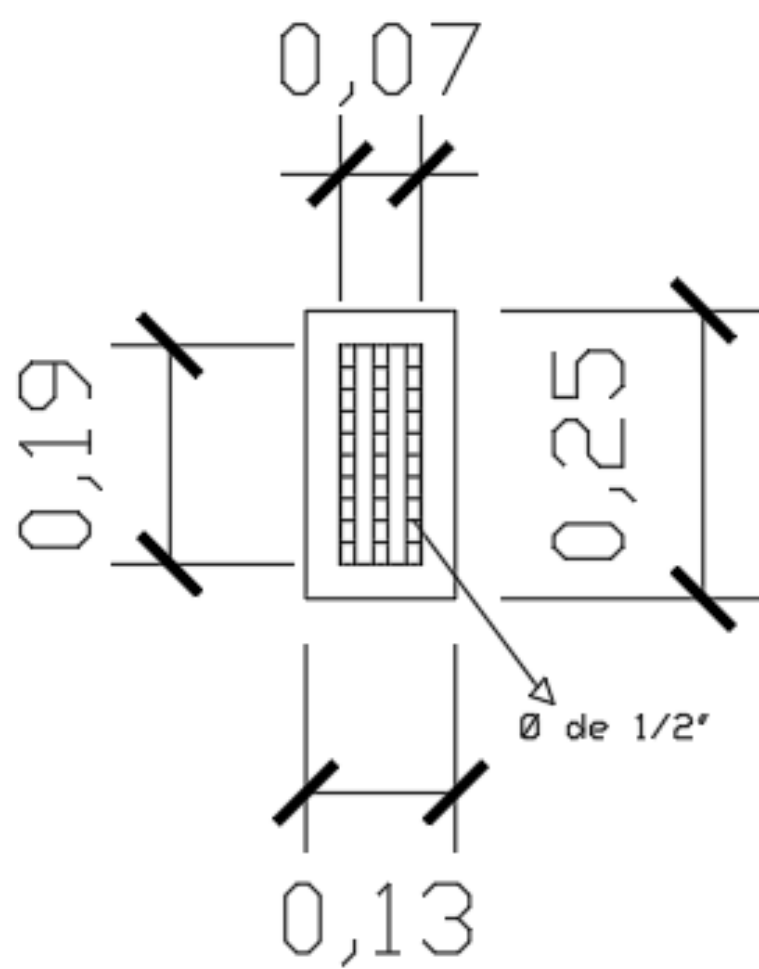
Alcaldía de Sibaté, Sibaté-Cundinamarca: Motivados para crecer y avanzar, (2017) [En línea]. <<http://www.sibate-cundinamarca.gov.co/Paginas/default.aspx>>

ANEXOS

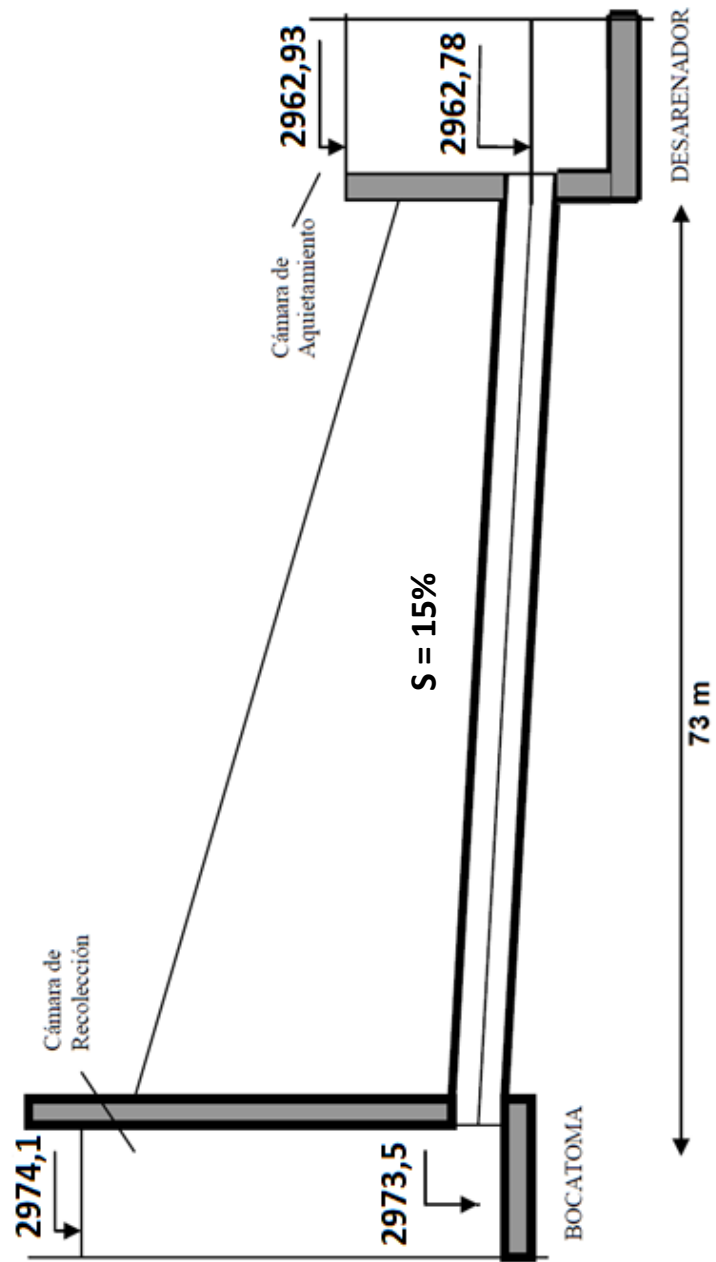
**ANEXO 1: Esquema bocatomas
de fondo (m) - Acueducto
vereda El Tobal municipio de
Subachoque, Cundinamarca.**



**ANEXO 2: Esquema de rejilla
(*cm*) con (*QD*)concesionado -
Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

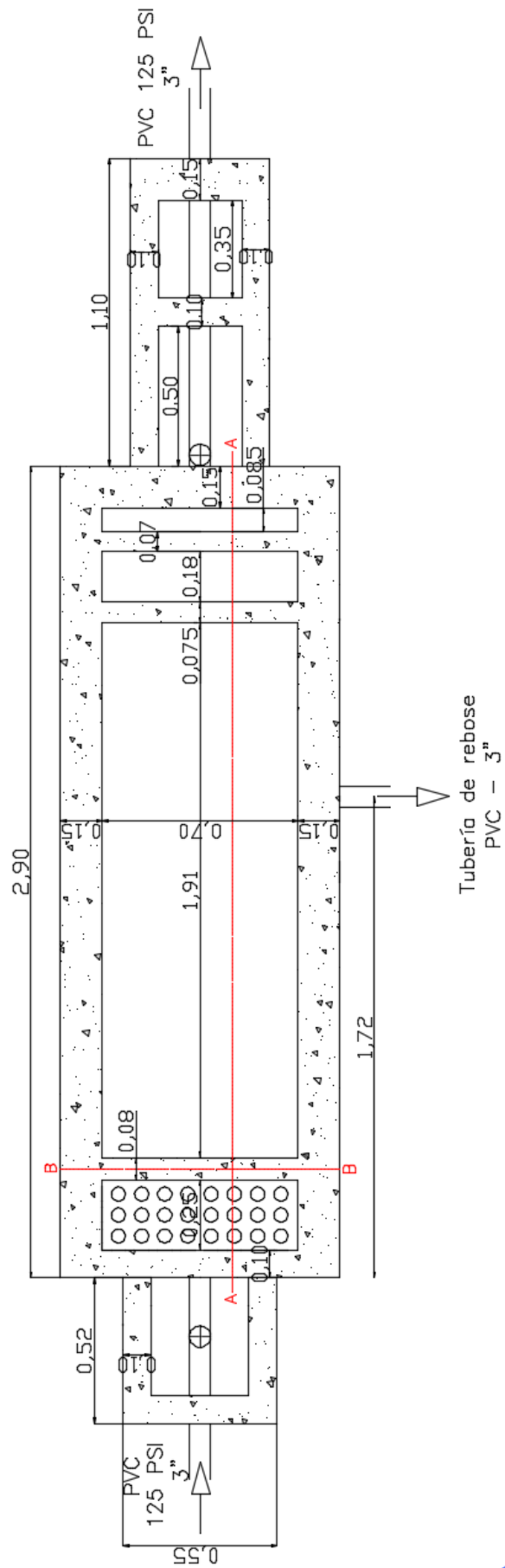


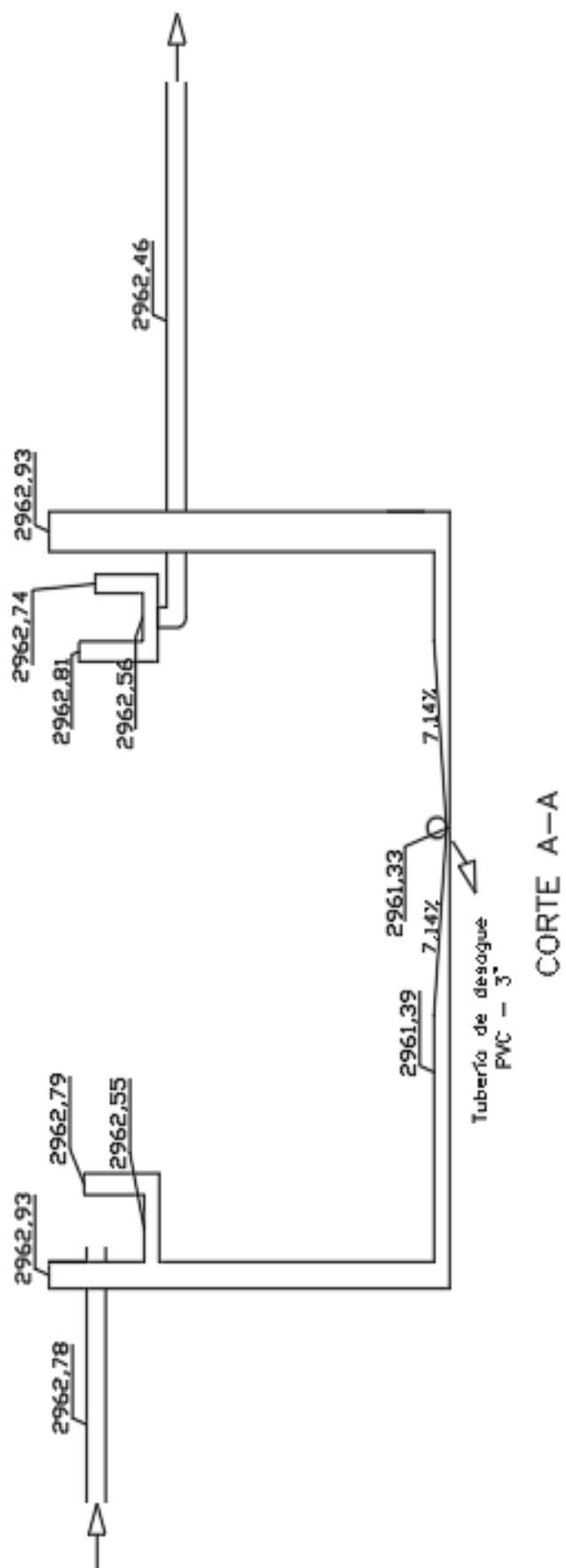
**ANEXO 3: Esquema aducción
(*m*) - Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

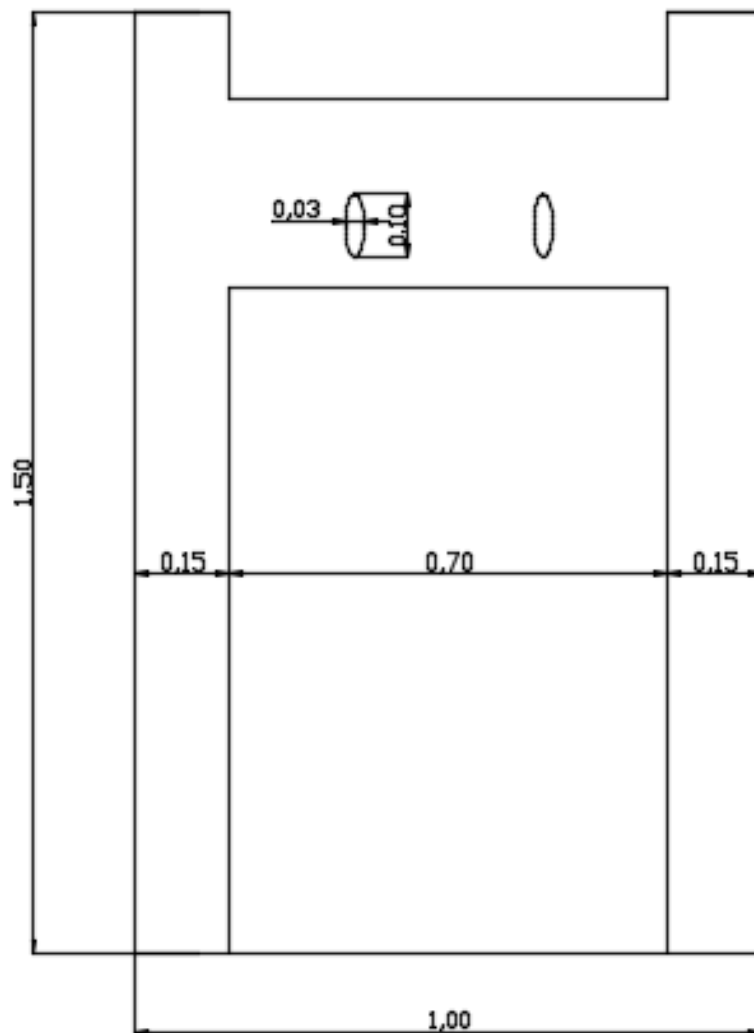


**ANEXO 4: Plano aducción (*m*) -
Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

**ANEXO 5: Esquemas del
desarenador (*m*) - Acueducto
vereda El Tobal municipio de
Subachoque, Cundinamarca.**







CORTE B-B

**ANEXO 6: Datos tomados en el
desarenador - Acueducto vereda
El Tobal municipio de
Subachoque, Cundinamarca.**

Tabla de turbiedades en base a las muestras tomadas en la bocatoma y el desarenador:

05 DE MAYO DEL 2017					
TOMA DE DATOS	TURBIEDAD (NTU)				
	1	2	3	4	PROMEDIO
SALIDA BOCATOMA	2,370	3,130	2,690	2,300	2,623
ENTRADA DESARENADOR	2,180	2,250	2,620	2,480	2,383
SALIDA DESARENADOR	3,990	3,630	3,630	3,880	3,783

En la siguiente operación se observa el cálculo de la temperatura promedio del agua en el desarenador y posterior a este la tabla con los respectivos datos que fueron tomados en campo:

$$T_{H2O} = \frac{10,70 * 13,30}{14,63} = 9,73^{\circ}C$$

TEMPERATURA DEL AGUA EN EL DESARENADOR				
T (°C)	1	2	3	PROMEDIO
AMBIENTE	14,70	16,00	13,20	14,63
AGUA	10,70	10,70	10,70	10,70
AMBIENTE (IDEAM)	13,30			
AGUA PROMEDIO	9,73			

A continuación, se muestra la tabla extraída del libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillado” del Ing. Ricardo Alfredo López Cualla, con la cual se obtuvo la posterior interpolación, en base a lo obtenido en la anterior tabla:

Tabla 9.2 Viscosidad cinemática del agua			
Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)	Temperatura (°C)	Viscosidad cinemática (cm ² /s)
0	0,01792	18	0,01059
2	0,01763	20	0,01007
4	0,01587	22	0,00960
6	0,01473	24	0,00917
8	0,01386	26	0,00876
10	0,01308	28	0,00839
12	0,01237	30	0,00804
14	0,01172	32	0,00772
15	0,01146	34	0,00741
16	0,01112	36	0,00713

$$\mu_{9,73\text{ }^{\circ}\text{C}} = 0,01386 + \frac{0,01308 - 0,01386}{10,00 - 8,00} * (9,73 - 8,00) = 0,01319 \text{ cm}^2/\text{s}$$

**ANEXO 7: Plano desarenador
con caudal concesionado (*m*) -
Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

**ANEXO 8: Planos conducción
(*m*) - Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

**ANEXO 9: Tabla para el cálculo
del volumen mínimo del tanque
(*m*) - Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

hora	% de consumo horario	consumo horario(L/s)	% curva integral de consumo	suministro horario continuo(%)	curva suministro acum.	deficit horario	deficit acumulado
0-1	2,433	0,046	2,433	4,167	4,167	1,734	1,734
1-2	2,474	0,047	4,907	4,167	8,333	1,692	3,426
2-3	4,082	0,078	8,989	4,167	12,500	0,084	3,511
3-4	8,041	0,153	17,030	4,167	16,667	-3,875	-0,364
4-5	5,814	0,110	22,845	4,167	20,833	-1,648	-2,012
5-6	6,229	0,118	29,074	4,167	25,000	-2,062	-4,074
6-7	5,938	0,113	35,012	4,167	29,167	-1,771	-5,845
7-8	6,020	0,114	41,032	4,167	33,333	-1,854	-7,699
8-9	5,897	0,112	46,929	4,167	37,500	-1,730	-9,429
9-10	5,484	0,104	52,413	4,167	41,667	-1,318	-10,747
10-11	5,237	0,100	57,650	4,167	45,833	-1,070	-11,817
11-12	4,742	0,090	62,393	4,167	50,000	-0,576	-12,393
12-13	4,783	0,091	67,176	4,167	54,167	-0,617	-13,009
13-14	4,536	0,086	71,712	4,167	58,333	-0,369	-13,379
14-15	4,124	0,078	75,836	4,167	62,500	0,043	-13,336
15-16	3,918	0,074	79,753	4,167	66,667	0,249	-13,087
16-17	3,134	0,060	82,887	4,167	70,833	1,033	-12,054
17-18	2,763	0,052	85,650	4,167	75,000	1,404	-10,650
18-19	2,598	0,049	88,248	4,167	79,167	1,569	-9,081
19-20	2,474	0,047	90,722	4,167	83,333	1,692	-7,389
20-21	2,433	0,046	93,155	4,167	87,500	1,734	-5,655
21-22	2,309	0,044	95,464	4,167	91,667	1,858	-3,797
22-23	2,144	0,041	97,608	4,167	95,833	2,023	-1,775
23-24	2,392	0,045	100,000	4,167	100,000	1,775	0,000
	100,000	1,900		100,000			

**ANEXO 10: Tablas para el
diagnóstico de la red de
distribución - Acueducto vereda
El Tobal municipio de
Subachoque, Cundinamarca.**

BASE DE DATOS

Nº	USUARIO	NORTE	ESTE	ALTURA (m.s.n.m)	QMH (L/S) 2017
1	Bocatoma	1046830.64	990433.61	2964.1	
2	Tanque 1 PTAP	1045103.58	991360.02	2913	
3	Tanque 2	1043333.29	990653.78	2841	
4	CO-Jose Vicente Bravo 2	1045018.22	991452.58	2884	0.0028
5	CO-Jose Vicente Bravo	1045024.13	991352.61	2888	0.0028
6	CO-Carlos Hernandez	1044850.34	991349.72	2882	0.0033
7	CO-Sergio Perez	1044735.34	991472.72	2871	0.0013
8	CO-Rosa Yañes	1044782.88	991629.9	2862	0.0026
9	CO-Francisco Salamanca	1044664.13	991690.66	2852	0.0037
10	CO-Bernardo Bonilla	1044765.52	991877.64	2842	0.0077
11	CO-Bernardo Bonilla 2	1044759.51	991894.67	2841	0.0076
12	CO-Leonor Luque	1044656.589	992015.019	2827	0.0046
13	CO-Jorge Florez	1044656.584	992081.0185	2818	0.0211
14	CO-Danilo Rojas 1	1044581.01	992104.29	2811	0.0095
15	Lorenzo Fonseca (Puerta)	1044419.582	992154.0225	2796	0.0024
16	CO-German Escobar	1044444.583	992241.0237	2794	0.0086
17	CA-German Escobar	1044455.582	992270.0221	2793	0.0086
18	CA-German Escobar 2	1044512.586	992263.0236	2793	0.0086
19	CO-Gabriela Martinez 2	1044202.587	992087.019	2782	0.0034
20	CO-Dorila Luque 2	1044185.589	992410.0237	2770	0.0057
21	CO-Dorila Luque	1044203.577	992580.0217	2763	0.0031
22	CO-Adriana Martinez	1044038.09	992196.21	2760	0.0031
23	CO-Carmen Viuda de Rodriguez	1044043.583	992278.0248	2753	0.0158
24	CO-Sergio Martinez	1043855.591	992372.0246	2747	0.0074
25	CA-Carmen Viuda de Rodriguez	1043927.584	992397.0246	2749	0.0158
26	CA-Adriana Martinez	1043770.562	992152.0143	2752	0.0025
27	CO-Dolores Malagon	1044881.38	991222.7	2883	0.0106
28	CO-Vicente Espinoza	1044857.45	991271.56	2882	0.0076
29	CO-Gabriela Martinez	1044629.21	991315.65	2875	0.0156
30	CO-Antonio Borda	1044476.46	991240.66	2869	0.0114
31	CO-Jorge Villa	1044475.32	991137.89	2875	0.0057
32	CA-Jorge Villa	1044638.03	991160.41	2879	0.0023
33	CA-Jorge Villa 2	1044640.36	991159.49	2879	0.0023
34	CO-Victor Rico 2	1044321.08	991612.81	2852	0.0035
35	CO-Victor Rico	1043942.591	991674.0551	2848	0.0039
36	CO-Gonzalo Muños	1043984.575	991759.0058	2845	0.0015
37	CO-Gonzalo Muños 2	1043983.575	991758.0058	2845	0.0029
38	CA-Gonzalo Muños	1043979.58	991803.0296	2842	0.0029
39	CO-Claudia Florez	1044257.17	991126.75	2869	0.0115
40	CO-Hanz Dines	1044115.24	991303.65	2855	0.0021
41	CO-Hernando Bautista	1043848.83	991484.62	2846	0.0101
42	CO-Alcides Correa	1044194.34	991032.68	2869	0.009
43	CO-Santoago Fonseca	1044175.18	991106.64	2867	0.0067
44	CO-Santiago Fonseca 2	1044179.08	991145.61	2865	0.0017
45	CO-Santiago Fonseca 3	1044137.35	991145.7	2862	0.0017
46	CA-Santiago Fonseca	1044076.36	991193.94	2855	0.0072
47	CA-Santiago Fonseca 2	1044063.58	991211.96	2852	0.0072
48	CO-Alvaro Hernandez 3	1043916.48	991103.7	2856	0.0056
49	CO-Francisco Salamanca 2	1043920.25	991192.68	2854	0.002
50	CO-Alvaro Hernandez 2	1043818.22	990899.67	2857	0.0039

51	CO-Alvaro Maldonado 2	1043708.31	990982.75	2852	0.0059
52	CO-Alvaro Maldonado	1043755.37	991085.57	2843	0.0024
53	CA-Alvaro Maldonado 2	1043799.61	991154.8	2839	0.0059
54	CO-Miguel Angel Montes 2	1043771.27	991195.84	2834	0.003
55	CO-Miguel Angel Montes	1043784.32	991219.72	2832	0.0059
56	CO-Jose Pablo Gomez	1043833.1	991345.63	2827	0.002
57	CA-Jose Pablo Gomez	1043800.2	991372.98	2826	0.0034
58	CO-Jose Pablo Gomez 2	1043788.2	991420.48	2822	0.001
59	CA-Alvaro Maldonado	1043670.86	990998.12	2849	0.0024
60	CO-Matilde Herrera	1043627.44	991203.91	2831	0.0104
61	CO-Victor Manuel Hoyos	1043600.55	991249.73	2830	0.0031
62	CO-Francisco Salamanca 4	1043623.45	991438.58	2818	0.0066
63	CO-Elena Escobar 2	1043825.25	991548.48	2816	0.0035
64	CO-Humberto Gomez	1043840.595	991699.0371	2810	0.0051
65	CO-Amparo Rozo	1043840.568	991717.0204	2809	0.0102
66	CA-Amparo Rozo	1043855.579	991714.0202	2809	0.0112
67	CO-Rafael Rubio	1043737.2	991602.5	2813	0.0026
68	CA-Rafael Rubio	1043718.572	991610.0995	2813	0.0026
69	CO-Ernesto Baron (EL Profe)	1043696.602	991733.0258	2809	0.0027
70	CA-Ernesto Baron	1043696.58	991749.019	2808	0.0027
71	CA-Ernesto Baron 2	1043703.585	991764.0203	2807	0.0027
72	CO-Jorge Torrado	1043586.572	991663.028	2807	0.0048
73	CA-Jorge Torrado	1043583.584	991711.032	2805	0.0048
74	CO-Piedad Socorro Lara	1043538.556	991747.0169	2801	0.0103
75	CO-Piedad Socorro Lara 2	1043564.555	991777.0254	2798	0.0106
76	CO-Jorge Caicedo	1043621.569	991843.0249	2790	0.0042
77	CO-Julia Alicia Gomez de Franco	1043666.579	991883.0383	2782	0.0012
78	CO-Luz Arboleda	1043867.587	991988.0228	2761	0.0032
79	CO-Luz Arboleda 2	1043887.545	991995.0274	2757	0.002
80	CO-Victor Manuel Rico	1043726.566	992133.0147	2752	0.0039
81	CO-Julia Alicia Gomez de Franco 2	1043686.576	991961.0206	2776	0.003
82	CO-Luisa Montaño Malagon	1043629.575	991910.0103	2777	0.0032
83	CO-Alvaro Montaño	1043603.581	991879.0218	2779	0.0112
84	CO-Gonzalo Rodriguez	1043582.585	992011.0147	2769	0.0011
85	CO-German Rodriguez	1043578.6	992021.0377	2768	0.0049
86	CO-Luis Marquez	1043556.564	992022.0236	2768	0.0015
87	CO-Lucrecia Rodriguez	1043552.572	992019.0173	2768	0.0013
88	CO-Nelly Muños	1043558.573	992020.0215	2768	0.0014
89	CO-Hernando Freisen	1043555.592	992061.0269	2764	0.0047
90	CO-Cesar Vargas	1043565.576	991998.0156	2770	0.0023
91	CA-Gonzalo Rodriguez	1043555.578	991989.0148	2771	0.0011
92	CO-Enrique Restrepo	1043546.578	991992.0151	2772	0.0066
93	CA-Enrique Restrepo	1043534.579	991982.0223	2772	0.0066
94	CO-Miguel Montaño 2	1043586.572	991862.0426	2778	0.0051
95	CA-Miguel Montaño	1043581.574	991884.0303	2777	0.0051
96	CO-Lelio Arturo Diaz Parra	1043516.574	991849.0314	2776	0.001
97	CO-Celiano Rodriguez	1043457.573	991891.0228	2774	0.003
98	CO-Claudia Fuentes	1043465.57	991894.017	2774	0.0033
99	CA-Claudia Fuentes	1043485..5894	991912.0185	2773	0.002
100	CO-Claudia Fuentes 2	1043481.563	991917.0088	2773	0.002

101	CO-Aida Baron	1043575.567	991658.0195	2805	0.001
102	CA-Aida Baron	1043564.558	991664.0079	2804	0.001
103	CO-Francisco Salamanca 3	1043574.2	991501.58	2814	0.002
104	CO-Ricardo Rodriguez	1043177.583	991645.0232	2813	0.0025
105	CO-Ricardo Rodriguez 2	1043295.366	991784.0482	2766	0.0015
106	CO-Leonardo Buitrago	1043273.583	991784.0232	2766	0.0143
107	CA-Leonardo Buitrago	1043334.583	991810.0232	2764	0.0143
108	CO-Maria de los Angeles Buitrago	1043298.52	991897.0294	2763	0.001
109	CA-Maria de los Angeles Buitrago	1043302.509	991897.0294	2763	0.001
110	CO-Fabio Salamanca	1043541.23	991019.74	2838	0.001
111	CO-Victor Manuel Hoyos 2	1043595.38	991270.62	2828	0.0026
112	CO-Victor Manuel Hoyos 3	1043599.57	991357.83	2822	0.0013
113	CO-Jorge Nieto	1043436.98	991456.58	2819	0.002
114	CA-Jorge Nieto 2	1043458.83	991458.14	2819	0.002
115	CA-Jorge Nieto	1043452.74	991477.78	2819	0.002
116	CO-Carlos Idarraga	1043403.583	991525.0232	2818	0.0017
117	CO-Ricardo Rodriguez 3	1043415.583	991597.0232	2817	0.0025
118	CO-Jorge Eli Hernandez	1043330.583	991488.0232	2818	0.0041
119	CO-Carlos Florez	1043252.583	991654.0232	2816	0.0023
120	CO-Nidia Aristizabal	1043240.583	991683.0232	2814	0.0058
121	CO-Nidia Aristizabal 2	1043231.583	991683.0232	2814	0.0018
122	CO-Luis Vivas	1043417.68	991262.13	2826	0.0075
123	CA-Luis Vivas	1043415.48	991267.97	2826	0.0062
124	CA-Luis Vivas 2	1043444.22	991293.87	2825	0.0062
125	CA-Luis Vivas 3	1043398.48	991311.53	2823	0.0062
126	CO-Luis Vivas 2	1043324.53	991393.7	2822	0.0062
127	CO-Jorge Eli Hernandez 2	1043302.583	991678.0232	2817	0.0056
128	CO-Francisco Rodriguez	1043290.583	991472.0232	2819	0.0027
129	CO-Leonor Gonzales	1043286.02	991530.25	2818	0.0112
130	CO-Francisco Rodriguez 2	1043236.583	991460.0232	2820	0.0027
131	CO-Ligia Salamanca	1043527.09	991136.69	2833	0.0046
132	CO-Ana Delia Salamanca	1043500.44	991153.52	2832	0.0013
133	CO-Bernardo Salamanca	1043534.42	991188.71	2831	0.001
134	CO-Eloisa Salamanca	1043348.26	991144.59	2829	0.0022
135	CO-Alfredo Delgado	1043378.34	991206.59	2827	0.001
136	CO-Marlen Salamanca	1043424.37	990896.66	2840	0.0032
137	CO-Angel Mauricio Montaña	1043423.37	990771.7	2843	0.003
138	CO-Carlos Manrique	1043333.68	990669.81	2838	0.0105
139	CA-Carlos Manrique	1043433.29	990553.78	2843	0.0105
140	CO-Norma Lozano	1043337.34	990814.59	2832	0.0114
141	CO-Oscar Diaz	1043369.25	990873.93	2829	0.0019
142	CO-Oscar Diaz 2	1043397.42	990940.49	2826	0.0022
143	CO-Rosa Suarez	1043355.38	990944.72	2825	0.0106
144	CO-Ana Rita Angel 2	1043349.32	991022.48	2820	0.0035
145	CO-Daniel Hernandez	1043317.04	990855.35	2830	0.0053
146	CO-Norma Lozano 2	1043266.16	990721.67	2836	0.0105
147	CO-Cecilio Sierra	1043243.5	990820.61	2828	0.0101
148	CO-Cristina Hernandez	1043192.43	990815.67	2827	0.0019
149	CA-Cristina Hernandez	1043231.87	990830.88	2828	0.0019
150	CA-Miguel Hernandez	1043201.49	990869.14	2827	0.0055

151	CO-Miguel Hernandez 2	1043200.69	990864.32	2827	0.001
152	CO-Eduardo Hernandez	1043178.61	990852.4	2828	0.0025
153	CA-Eduardo Hernandez	1043167.29	990847.86	2828	0.0025
154	CO-Miguel Hernandez	1043279.26	990880.62	2828	0.0055
155	CO-Jorge Hernandez	1043262.93	990986.68	2823	0.0037
156	CA-Jorge Hernandez	1043305.49	990925.62	2819	0.0035
157	CO-Ana Rita Angel	1043230.96	991055.66	2813	0.0087
158	CO-Gustavo Jimenez	1042966.4	990966.74	2814	0.0102
159	CA-Gustavo Jimenez	1042959.38	990972.89	2814	0.0107
160	CO-Frank Nemelka	1042932.29	991082.62	2795	0.0051
161	CA-Frank Nemelka	1042931.72	991095.16	2795	0.0064
162	CO-Aurelio Zuluaga 7	1043135.11	991067.76	2807	0.0025
163	CO-Aurelio Zuluaga 5	1043193.26	991152.25	2795	0.0035
164	CO-Aurelio Zuluaga 6	1043210.08	991108.24	2797	0.0016
165	CO-Aurelio Zuluaga 4	1043173.17	991189.55	2793	0.0018
166	CO-Aurelio Zuluaga 3	1043117.08	991172.75	2792	0.0036
167	CO-Aurelio Zuluaga 2	1043096.02	991254.72	2783	0.0036
168	CO-Aurelio Zuluaga	1043107.95	991275.81	2782	0.0016
169	CO-Bernardo Vargas	1042978.31	991233.47	2783	0.0105
170	CA-Bernardo Vargas	1042889.28	991244.06	2781	0.0119
171	CO-Bernardo Vargas 2	1042909.583	991349.0232	2767	0.0042
172	CO-Joaquin Jimenez	1042998.6	991410.39	2762	0.0114
173	CO-Marta Forero	1043180.583	991556.0232	2760	0.0107
174	CO-Arturo Alvarez (Puerta)	1042953.583	991429.0232	2759	0.0017
175	CO-Victor Manuel Pinzon 3	1043086.637	991573.083	2757	0.0015
176	CO-Victor Manuel Pinzon 2	1043028.583	991592.0232	2752	0.0024
177	CO-Paola Enciso	1043025.583	991595.0232	2752	0.0043
178	CO-Eusebio Chavez	1043203.583	991723.0232	2763	0.0025
179	CO-Victor Manuel Pinzon	1043036.583	991652.0232	2748	0.0024
180	CO-Maria Tereza Correa	1043018.583	991653.0232	2747	0.0104
181	CO-Oscar Correa	1043011.583	991652.0232	2747	0.0114
182	CO-Marlen Correa	1043182.583	991765.0232	2760	0.0165
183	CO-Marlen Correa 2	1043173.583	991783.0232	2758	0.0016
184	CO-Fernando Coconuva 2	1042985.22	991654.77	2744	0.0038
185	CO-Oscar Correa 2	1042969.583	991676.0232	2739	0.0107
186	CO-Reinalda Jimenez	1042936.185	991814.8694	2726	0.0023
187	CO-Reinalda Jimenez 2	1042903.583	991770.0232	2733	0.0047
188	CO-Reinalda Jimenez 3	1042864.583	991908.0232	2733	0.0047
189	CO-Carmen Rosa Hernandez	1042945.583	991920.0232	2727	0.0059
190	CO-Saul Correa	1043044.583	991816.0232	2734	0.0027
191	CA-Saul Correa	1043017.583	991914.0232	2731	0.0014
192	CO-Saul Correa 2	1043053.583	991937.0232	2730	0.0027
193	CO-Cesar Correa	1043052.583	991939.0232	2730	0.0059
194	CO-Jorge Eli Hernandez 3	1043156.583	991944.0232	2732	0.0037
195	CO-Sergio Gomez 2	1043302.65	992000.0359	2729	0.0013
196	Escuela Tobal	1042942.583	991672.0232	2737	0
197	CO-Danilo Rojas 2	1042811.02	991705.65	2732	0.0013
198	CO-Armando Salamanca	1042722.01	991829.9	2724	0.0022
199	CO-Crisanto Hernandez	1042590.583	991758.0232	2722	0.0061
200	CO-Crisanto Hernandez 2	1042588.583	991757.0232	2722	0.0101

201	CO-Amalia Luque	1042556.121	991695.6975	2723	0.0108
202	CO-Amalia Luque 3	1042529.354	991679.4803	2724	0.0086
203	CO-Amalia Luque 2	1042390.583	991698.0232	2722	0.0044
204	CO-Amalia Luque 4	1042479.384	991771.4462	2719	0.0105
205	CO-Alfredo Lopez	1042508.46	991926.26	2707	0.0018
206	CO-Medardo Burgos 2	1043229.57	990614.17	2828	0.0095
207	CO-Uriel Romero	1043129.21	990628.94	2836	0.0108
208	CO-Alvaro Hernandez	1043042.15	990777.64	2833	0.0013
209	CO-Carlos Salamanca	1042923.89	990610.04	2834	0.0104
210	CO-Lazaro Gonzales	1042949.99	990780.64	2827	0.0052
211	CO-Matilde Herrera 2	1042702.07	990670.95	2823	0.0013
212	CO-Clara Ines Luque	1042756.29	990768.61	2819	0.0039
213	CO-Clara Ines Luque 2	1042756.17	990938.6	2811	0.0025
214	CO-Clara Ines Luque 3	1042634.4	990864.68	2814	0.0042
215	CO-Ines Rodriguez	1042514.23	990774.65	2814	0.0045
216	CA-Santiago Loteo	1042340.507	990891.079	2808	0.0016
217	CO-Santiago Lotero	1042347.57	990900.63	2808	0.0016

RESULTADOS MEDIANTE EL SOFTWARE EPANET 2.0

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión CO-JoseVicenteBravo2	2884	0.0028	2913.09	29.09
Conexión CO-JoseVicenteBravo	2888	0.0028	2912.92	24.92
Conexión LorenzoFonseca(Puerta)	2796	0.0282	2862.78	66.78
Conexión CO-SergioMartinez	2747	0.0074	2859.67	112.67
Conexión CO-DoloresMalagon	2883	0.0106	2911.65	28.65
Conexión CO-VicenteEspinoza	2882	0.0076	2911.58	29.58
Conexión CO-GabrielaMartinez	2875	0.0156	2910.10	35.10
Conexión CO-AntonioBorda	2869	0.0114	2909.52	40.52
Conexión CO-JorgeVilla	2875	0.0103	2909.35	34.35
Conexión CO-VictorRico2	2852	0.0074	2908.60	56.60
Conexión CO-GonzaloMuños	2845	0.0015	2908.33	63.33
Conexión CO-GonzaloMuños2	2845	0.0029	2908.33	63.33
Conexión CA-GonzaloMuños	2842	0.0029	2908.31	66.31
Conexión CO-ClaudiaFlorez	2869	0.0115	2908.79	39.79
Conexión CO-HanzDines	2855	0.0021	2908.45	53.45
Conexión CO-HernandoBautista	2846	0.0101	2908.11	62.11
Conexión CO-AlcidesCorrea	2869	0.0090	2908.61	39.61
Conexión CO-SantiagoFonseca	2867	0.0084	2908.13	41.13
Conexión CO-SantiagoFonseca3	2862	0.0017	2908.04	46.04
Conexión CA-SantiagoFonseca	2855	0.0072	2907.92	52.92
Conexión CA-SantiagoFonseca2	2852	0.0072	2907.90	55.90
Conexión CO-AlvaroHernandez3	2856	0.0056	2907.84	51.84

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión CO-FranciscoSalamanca2	2854	0.0020	2907.82	53.82
Conexión CO-AlvaroHernandez2	2857	0.0039	2907.64	50.64
Conexión CO-AlvaroMaldonado2	2852	0.0295	2890.98	38.98
Conexión CA-AlvaroMaldonado	2849	0.0024	2886.00	37.00
Conexión CO-VictorManuelHoyos	2830	0.0031	2855.57	25.57
Conexión CO-FranciscoSalamanca4	2818	0.0885	2835.33	17.33
Conexión CO-JorgeTorrado	2807	0.0096	2826.25	19.25
Conexión CO-PiedadSocorroLara	2801	0.0216	2822.90	21.90
Conexión CO-PiedadSocorroLara2	2798	0.0106	2821.96	23.96
Conexión CO-JorgeCaicedo	2790	0.0603	2820.36	30.36
Conexión CO-JuliaAliciaGomezdeF	2782	0.0042	2820.27	38.27
Conexión CO-LuzArboleda	2761	0.0032	2820.09	59.09
Conexión CO-LuzArboleda2	2757	0.0020	2820.09	63.09
Conexión CO-FabioSalamanca	2838	0.0111	2902.17	64.17
Conexión CO-VictorManuelHoyos2	2828	0.0571	2896.37	68.37
Conexión CO-VictorManuelHoyos3	2822	0.0013	2896.14	74.14
Conexión CO-JorgeNiето	2819	0.0060	2895.66	76.66
Conexión CO-CarlosIdarraga	2818	0.0017	2895.52	77.52
Conexión CO-RicardoRodriguez3	2817	0.0025	2895.40	78.40
Conexión CO-JorgeEliHernandez	2818	0.0041	2895.20	77.20
Conexión CO-CarlosFlorez	2816	0.0023	2895.01	79.01
Conexión CO-NidiaAristizabal	2814	0.0058	2894.99	80.99

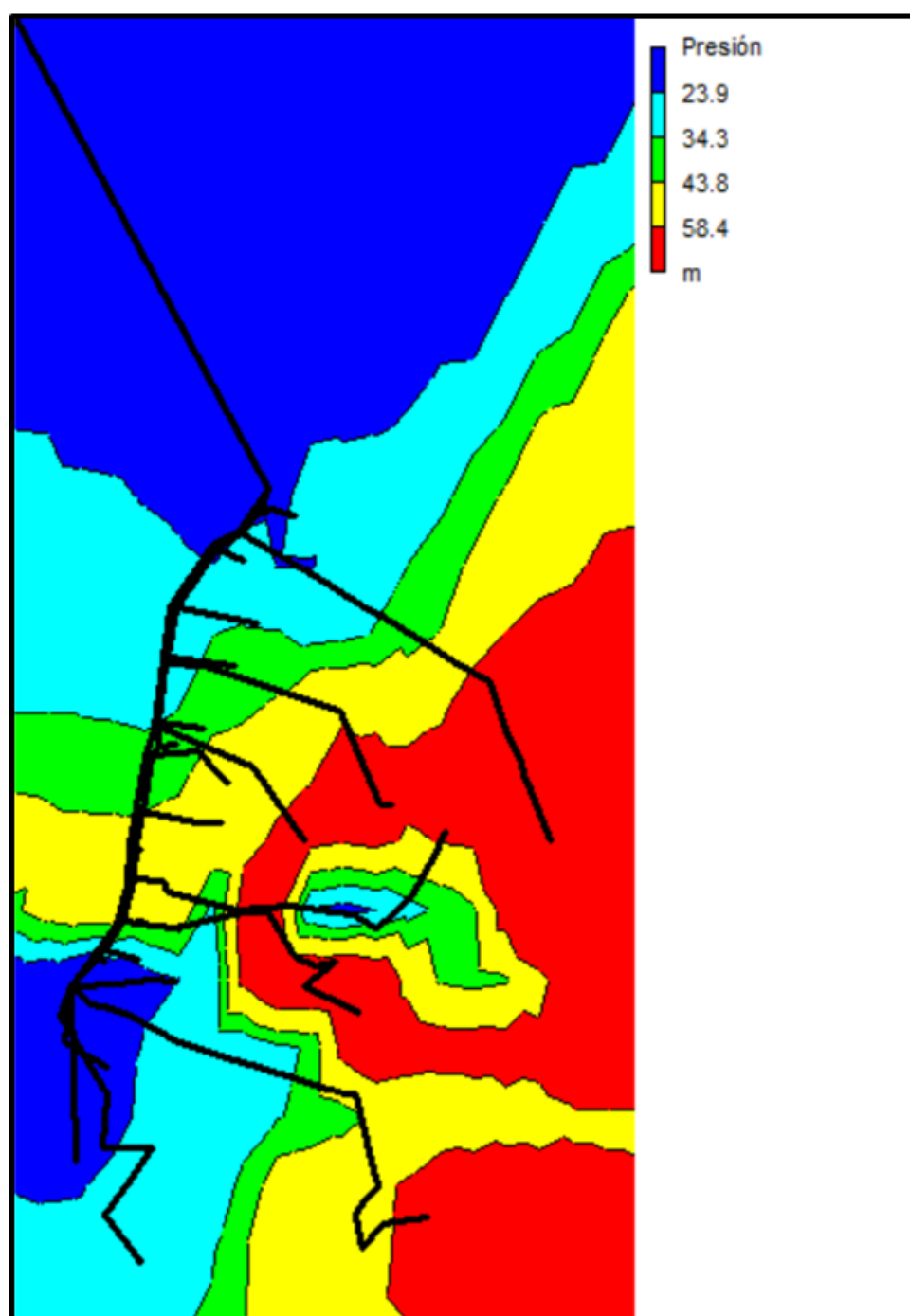
ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión CO-NidiaAristizabal2	2814	0.0018	2894.99	80.99
Conexión CO-MarlenSalamanca	2840	0.0032	2907.25	67.25
Conexión CO-AngelMauricioMontañ	2843	0.0030	2907.29	64.29
Conexión CO-CarlosManrique	2838	0.0210	2844.40	6.40
Conexión CO-NormaLozano	2832	0.0208	2843.91	11.91
Conexión CO-RosaSuarez	2825	0.0106	2843.72	18.72
Conexión CO-AnaRitaAngel2	2820	0.0035	2843.69	23.69
Conexión CO-NormaLozano2	2836	0.0105	2844.38	8.38
Conexión CO-CecilioSierra	2828	0.0101	2844.17	16.17
Conexión EscuelaTobal	2737	0.0000	2780.88	43.88
Conexión CO-DaniloRojas2	2732	0.0013	2779.75	47.75
Conexión CO-AmaliaLuque	2723	0.0108	2777.96	54.96
Conexión CO-AmaliaLuque3	2724	0.0086	2777.84	53.84
Conexión CO-AmaliaLuque2	2722	0.0044	2777.62	55.62
Conexión CO-AmaliaLuque4	2719	0.0105	2777.48	58.48
Conexión CO-AlfredoLopez	2707	0.0018	2777.45	70.45
Conexión CO-MedardoBurgos2	2838	0.0199	2844.09	6.09
Conexión CO-UrielRomero	2836	0.0108	2844.35	8.35
Conexión CO-AlvaroHernandez	2833	0.0013	2844.32	11.32
Conexión CO-LazaroGonzales	2827	0.0052	2843.30	16.30
Conexión CO-MatildeHerrera2	2823	0.0013	2844.52	21.52
Conexión CO-ClaralnesLuque	2819	0.0039	2842.94	23.94

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión CO-ClaralnesLuque2	2811	0.0025	2842.69	31.69
Conexión CO-ClaralnesLuque3	2814	0.0042	2842.51	28.51
Conexión CO-InesRodriguez	2814	0.0045	2842.40	28.40
Conexión CA-SantiagoLoteo	2808	0.0016	2842.33	34.33
Conexión CO-SantiagoLoterio	2808	0.0016	2842.33	34.33
Conexión Uni1.	2896	0	2913.12	17.12
Conexión Uni2.	2894	0	2912.93	18.93
Conexión Uni17.	2889	0	2911.70	22.70
Conexión Uni18.	2889	0	2911.66	22.66
Conexión Uni3.	2890	0	2912.15	22.15
Conexión Uni19.	2883	0	2910.56	27.56
Conexión Uni20.	2880	0	2909.81	29.81
Conexión Uni21.	2880	0	2909.73	29.73
Conexión Uni22.	2877	0	2908.97	31.97
Conexión Uni24.	2873	0	2908.68	35.68
Conexión Uni25.	2871	0	2908.54	37.54
Conexión Uni26.	2864	0	2907.99	43.99
Conexión Uni27.	2861	0	2907.65	46.65
Conexión Uni28.	2858	0	2907.33	49.33
Conexión Uni31.	2855	0	2907.30	52.30
Conexión Uni32.	2852	0	2907.30	55.30
Conexión Uni33.	2850	0	2907.30	57.30

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión Uni4.	2881	0.0033	2904.15	23.15
Conexión Uni5.	2871	0.0013	2894.26	23.26
Conexión Uni6.	2863	0.0026	2891.21	28.21
Conexión Uni7.	2851	0.0037	2882.21	31.21
Conexión Uni8.	2843	0.0153	2878.55	35.55
Conexión Uni9.	2828	0.0046	2870.07	42.07
Conexión Uni10.	2820	0.0211	2867.86	47.86
Conexión Uni11.	2812	0.0095	2866.02	54.02
Conexión Uni12.	2780	0.0034	2861.18	81.18
Conexión Uni13.	2772	0.0057	2860.28	88.28
Conexión Uni14.	2764	0.0031	2860.04	96.04
Conexión Uni16.	2752	0.0316	2859.82	107.82
Conexión Uni15.	2758	0.0056	2859.92	101.92
Conexión Uni23.	2876	0	2908.90	32.90
Conexión Uni29.	2832	0.0104	2863.49	31.49
Conexión Uni30.	2771	0.0039	2820.14	49.14
Conexión Uni34.	2830	0.0038	2844.22	14.22
Conexión Uni36.	2824	0.0115	2844.06	20.06
Conexión Uni35.	2826	0.0214	2844.10	18.10
Conexión Uni38.	2808	0.0182	2834.78	26.78
Conexión Uni37.	2816	0.0324	2843.89	27.89
Conexión Uni39.	2785	0.0266	2810.23	25.23

ID Nudo	Cota m	Demanda Base LPS	Altura m	Presión m
Conexión Uni36.	2824	0.0115	2844.06	20.06
Conexión Uni35.	2826	0.0214	2844.10	18.10
Conexión Uni38.	2808	0.0182	2834.78	26.78
Conexión Uni37.	2816	0.0324	2843.89	27.89
Conexión Uni39.	2785	0.0266	2810.23	25.23
Conexión Uni41.	2763	0.0114	2797.90	34.90
Conexión Uni40.	2773	0.0107	2801.60	28.60
Conexión Uni42.	2762	0.0015	2796.62	34.62
Conexión Uni43.	2761	0.0084	2795.32	34.32
Conexión Uni44.	2749	0.0025	2784.13	35.13
Conexión Uni45.	2748	0.0024	2783.44	35.44
Conexión Uni46.	2747	0.0104	2782.98	35.98
Conexión Uni47.	2746	0.0114	2782.45	36.45
Conexión Uni48.	2745	0.0165	2781.99	36.99
Conexión Uni49.	2744	0.0016	2781.63	37.63
Conexión Uni50.	2743	0.0498	2781.22	38.22
Conexión Uni51.	2727	0.0022	2778.91	51.91
Conexión Uni52.	2722	0.0162	2778.27	56.27
Embalse Bocatoma	2964.1	No Disponible	2964.10	0.00
Depósito TanquePTAP1	2913	No Disponible	2913.59	0.59
Depósito Tanque2	2841	No Disponible	2844.60	3.60

**ANEXO 11: Mapa de contorno
con respecto a la presión de la
red de distribución - Acueducto
vereda El Tobal municipio de
Subachoque, Cundinamarca.**



**ANEXO 12: Tablas para el
análisis económico -
Acueducto vereda El Tobal
municipio de Subachoque,
Cundinamarca.**

A continuación, se muestra la memoria del cálculo para el análisis realizado:

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL						
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE						
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA			MEMORIA DE CALCULOS			
ITEM	Capitulo	Un	Dimensión (ml/m ² /m ³)	Total	N de elementos	Cant
1.0	DESARENADOR					
1.1	Excavación manual	m ³	Volumen = 2,70m x 3,10m x 7,60m	63,61	1	63,61
1.2	Entibado de madera	m ³	Volumen = 2,70m x 3,10m x 7,60m	63,61	1	63,61
1.3	Fundición desarenador	m ³	Volumen = 1,71m ³ + 0,54m ³ + 1,44m ³ + 5,53m ³ + 0,21m ³ + 0,34m ³	9,77	1	9,77
2.0	INSTALACIÓN ACCESORIOS					
2.1	Instalación valvula de compuerta abierta	Un			6	6
2.2	Instalación ventosa trifuncional	Un			4	4
2.3	Instalación valvula de purga	Un			2	2

Las siguientes tablas corresponden a cada APU necesario para el costo de este proyecto:

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL									
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE									
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA									
APU 1.1		DESCRIPCION: EXCAVACION MANUAL					UNIDAD	m³	
					Revisión: COMITÉ DE GRADO				
1	MATERIALES								
	Nº	Descripción	Un	Cant	Vr. Unit		Vr. Total		
	1	Estacas de madera de 60 cm	Un	0,07	\$	10.483	\$	692	
	2	Puntilla de 1½"	Un	0,07	\$	8	\$	1	
	3	Cimbra redline de 30m	ml	0,35	\$	217	\$	77	
					TOTAL		\$ 769		
2	EQUIPOS								
	Nº	Descripción	Un	Cant	Tarifa	Rend		Vr total	
	1	Herramienta menor	GB	1,00	\$ 3.172	-		\$ 3.172	
						TOTAL		\$ 3.172	
3	MANO DE OBRA								
	Nº	Trabajador	Cant	Jornal	F.P	Jornal Total	Rend	Vr. Total	
	1	Oficial	1,00	\$ 45.000	1,75	\$ 78.750	8,00	\$ 9.844	
	2	Ayudante	4,00	\$ 25.000	1,75	\$ 175.000	8,00	\$ 21.875	
							TOTAL	\$ 31.719	
							TOTAL	\$ 35.660	

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL											
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE											
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA											
APU 1.2		DESCRIPCION: ENTIBADO DE MADERA					UNIDAD	m³			
					Revisión: COMITÉ DE GRADO						
1	MATERIALES										
	Nº	Descripción	Un	Cant	Vr. Unit		Vr. Total				
	1	Puntilla de 1½"	Un	2,773	\$	8	\$	21			
	2	Tablero Triplex	Un	0,641	\$	92.900	\$	59.528			
	3	Madera Cuartón de construcción	Un	0,215	\$	6.500	\$	1.398			
	4	Madera aserrada inmunizada	Un	0,716	\$	24	\$	17			
					TOTAL		\$	60.965			
2	EQUIPOS										
	Nº	Descripción	Un	Cant	Tarifa	Rend		Vr total			
	1	Herramienta menor	GB	1,00	\$	513	-	\$	513		
						TOTAL		\$	513		
3	MANO DE OBRA										
	Nº	Trabajador	Cant	Jornal	F.P	Jornal Total	Rend	Vr. Total			
	1	Oficial	1,00	\$	45.000	1,75	\$	78.750	32,40	\$	2.431
	2	Ayudante	2,00	\$	25.000	1,75	\$	87.500	32,40	\$	2.701
							TOTAL		\$	5.131	
							TOTAL		\$	66.610	

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL								
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE								
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA								
APU 1.3		DESCRIPCION: FUNDICIÓN DESARENADOR					UNIDAD	m³
					Revisión: COMITÉ DE GRADO			
1	MATERIALES							
	Nº	Descripción	Un	Cant	Vr. Unit		Vr. Total	
	1	Concreto 3000 PSI	m³	1,05	\$ 399.720		\$ 419.706	
	2	Tablero Pizano	Un	3,11	\$ 127.600		\$ 396.513	
					TOTAL		\$ 816.219	
2	EQUIPOS							
	Nº	Descripción	Un	Cant	Tarifa	Rend		Vr total
	1	Herramienta menor	Un	1,00	\$ 5.250	-		\$ 5.250
	2	Vibrador de concreto eléctrico	Un	1,00	\$ 14.400	4,00		\$ 3.600
	3	Parales	Un	0,16	\$ 150	1,00		\$ 24
					TOTAL		\$ 8.874	
2	MANO DE OBRA							
	Nº	Trabajador	Cant	Jornal	F.P	Jornal Total	Rend	Vr. Total
	1	Oficial	1,00	\$ 45.000	1,75	\$ 78.750	4,00	\$ 19.688
	2	Ayudante	3,00	\$ 25.000	1,75	\$ 131.250	4,00	\$ 32.813
					TOTAL		\$ 52.500	
						TOTAL		\$ 877.593

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL									
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE									
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA									
APU 2.1		DESCRIPCION: INSTALACIÓN VALVULA DE COMPUERTA ABIERTA					UNIDAD	Un	
					Revisión: COMITÉ DE GRADO				
1	MATERIALES								
	N°	Descripción	Un	Cant	Vr. Unit		Vr. Total		
	1	Válvula de compuerta abierta de 3"	Un	1,00	\$	415.000	\$	415.000	
					TOTAL		\$ 415.000		
2	EQUIPOS								
	N°	Descripción	Un	Cant	Tarifa		Rend	Vr total	
	1	Herramienta menor	Un	1,00	\$	8.313	-	\$ 8.313	
					TOTAL		\$ 8.313		
2	MANO DE OBRA								
	N°	Trabajador	Cant	Jornal	F.P	Jornal Total		Rend	Vr. Total
	1	Oficial	1,00	\$ 45.000	1,75	\$	78.750	2,00	\$ 39.375
	2	Ayudante	2,00	\$ 25.000	1,75	\$	87.500	2,00	\$ 43.750
							TOTAL		\$ 83.125
							TOTAL		\$ 506.438

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL									
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE									
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA									
APU 2.2		DESCRIPCION: INSTALACIÓN VENTOSA TRIFUNCIONAL					UNIDAD	Un	
					Revisión: COMITÉ DE GRADO				
1	MATERIALES								
	N°	Descripción	Un	Cant	Vr. Unit		Vr. Total		
	1	Ventosa trifuncional D-050 de 3"	Un	1,00	\$	456.000	\$	456.000	
					TOTAL		\$	456.000	
2	EQUIPOS								
	N°	Descripción	Un	Cant	Tarifa		Rend	Vr total	
	1	Herramienta menor	Un	1,00	\$	5.542	-	\$ 5.542	
					TOTAL		\$	5.542	
2	MANO DE OBRA								
	N°	Trabajador	Cant	Jornal	F.P	Jornal Total		Rend	Vr. Total
	1	Oficial	1,00	\$ 45.000	1,75	\$	78.750	3,00	\$ 26.250
	2	Ayudante	2,00	\$ 25.000	1,75	\$	87.500	3,00	\$ 29.167
							TOTAL		\$ 55.417
							TOTAL		\$ 516.958

UNIVERSIDAD SANTO TOMAS - FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL								
DIAGNÓSTICO Y PRE-DISEÑO PARA EL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE EN LA VEREDA EL TOBAL, SUBACHOQUE								
AUTORES: FREY NICHOLAS SILVA & WALTER PERALTA ARBOLEDA								
APU 2.3		DESCRIPCION: INSTALACIÓN VALVULA DE PURGA					UNIDAD	Un
					Revisión: COMITÉ DE GRADO			
1	MATERIALES							
	N°	Descripción	Un	Cant	Vr. Unit		Vr. Total	
	1	Valvula purga de aire de 3"	Un	1,00	\$ 315.000		\$ 315.000	
					TOTAL		\$ 315.000	
2	EQUIPOS							
	N°	Descripción	Un	Cant	Tarifa		Rend	Vr total
	1	Herramienta menor	Un	1,00	\$ 5.542		-	\$ 5.542
							TOTAL	\$ 5.542
2	MANO DE OBRA							
	N°	Trabajador	Cant	Jornal	F.P	Jornal Total	Rend	Vr. Total
	1	Oficial	1,00	\$ 45.000	1,75	\$ 78.750		\$ 26.250
	2	Ayudante	2,00	\$ 25.000	1,75	\$ 87.500		\$ 29.167
						TOTAL		\$ 55.417
							TOTAL	\$ 375.958