

**EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DESDE LA BOCATOMA HASTA EL
TANQUE DE ALMACENAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN LA
CABECERA DEL CORREGIMIENTO DE SAN JUAN MUNICIPIO DE IPIALES,
DEPARTAMENTO DE NARIÑO**



PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE

CORPORACIÓN UNIVERSITARIA AUTÓNOMA DEL CAUCA
FACULTA DE CIENCIAS AMBIENTALES Y DESARROLLO SOSTENIBLE
POPAYÁN
2017

**EVALUACIÓN Y REDISEÑO HIDRÁULICO DESDE LA BOCATOMA HASTA EL
TANQUE DE ALMACENAMIENTO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN LA
CABECERA DEL CORREGIMIENTO DE SAN JUAN MUNICIPIO DE IPIALES,
DEPARTAMENTO DE NARIÑO**

PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE

Director del trabajo de grado modalidad Pasantía:

Ing. HERMES FERNEY ÁNGEL PALOMINO

**CORPORACIÓN UNIVERSITARIA AUTÓNOMA DEL CAUCA
FACULTA DE CIENCIAS AMBIENTALES Y DESARROLLO SOSTENIBLE
POPAYÁN**

2017

NOTA DE ACEPTACIÓN

Trabajo de grado aprobado en cumplimiento de los requisitos exigidos por la Corporación Universitaria Autónoma del Cauca para optar el título de Ingeniero Ambiental y Sanitario.

Firma del Director de Pasantía

Firma del Jurado

Firma del Jurado

DEDICATORIA

A la Corporación Universitaria Autónoma del Cauca, al cuerpo de docentes que contribuyeron en mi aprendizaje como estudiante y futuro profesional.

A mis padres Mario Maigual, Ruby Basante, a mi novia Adriana Guaranguay, a mi hermano Luis Ángel y mi hermoso hijo Juan pablo, quienes aportaron su comprensión, colaboración, enseñanzas y mucha confianza, gracias.

A mi familia y compañeros de quienes he recibido un apoyo sincero.

A mis amigos y familia Nidia Pastas, Henry Guaranguay, Andrés Guaranguay que han compartido estos últimos años, que saben de mi lucha por salir adelante, gracias por sus consejos y su apoyo incondicional.

Y especialmente a mis queridos profesores Hermes Ángel y Ronald Cerón quienes contribuyeron a la formaron de mi pregrado, gracias.

A ti querido lector.

Tabla de contenido

Capítulo I. Problema.....	16
Planteamiento del problema	16
Justificación	17
Objetivos.....	18
Objetivo general.....	18
Objetivos específicos.....	18
Capítulo II. Marco referencial o referencias conceptuales.....	19
Marco referencial	19
Marco conceptual.....	21
Sistema de acueductos.	21
Valoración del sistema existente.	22
Descripción de la infraestructura existente.	23
Aforos.	23
Captación por manantial de fondo (OPS, 2004 p 6).	26
Desarenador (López, 2003).....	27
Transporte de agua conducciones (López, 2003).....	28
Pérdidas de energía.	31
Levantamiento topográfico	35
Orificios y boquillas.....	35
Tanque de almacenamiento.	36
Marco normativo	37
Capítulo III. Metodología.....	38
Información general de la cabecera de San Juan.....	38
Localización.....	38
Organización político administrativa.	38

Componente poblacional.	38
Crecimiento poblacional.	38
Economía.	39
Indicadores descriptivos.	39
Servicios públicos (PBOT 2008-2011).....	41
Fase 1: evaluación del estado actual de la infraestructura desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento del sistema de acueducto de la cabecera del corregimiento de San Juan municipio de Ipiales	42
Información preliminar	42
<i>Evaluación del sistema</i>	43
Fase 2: elaboración del rediseño hidráulico desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento del sistema acueducto de la cabecera del corregimiento de San Juan municipio de Ipiales	47
Determinación de la tubería por medio de apiques en la línea de conducción.....	47
Levantamiento topográfico	49
Obtención de caudales	51
Rediseños definitivos.....	53
Capítulo IV. Resultados.....	54
Línea base del sistema de acueducto de la “Cabecera de San Juan”	54
Captación por manantiales de fondo de la fuente denominada Davilas el Ciruelo .	55
Desarenador	57
Línea de conducción.....	58
Tanque de almacenamiento	58
Evaluación hidráulica (VCA)	60
Rediseño hidráulico	67

Estructuras hidráulicas actuales de la Junta del Acueducto de la Cabecera de San Juan.....	76
Rediseño de hidráulico desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento de la Cabecera de San Juan	92
Estudio de la demanda	92
Cálculo de caudales	92
Rediseño hidráulico	93
Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones	117
Conclusiones	117
Recomendaciones	118
Capítulo VI. Bibliografía	119
Anexo 1. Censo, diciembre 2016	121
Anexo 2. Cartera topográfica	130
Anexo 3. Certificado de calibración estación topográfica	137
Anexo 4. Perfil Hidráulico del rediseño.....	138
Anexo 5. Plano Visto en planta y transversal, estructuras existentes	141

Lista de tablas

Tabla 1. <i>Sistema de acueductos</i>	21
Tabla 2. <i>Parámetros por evaluar en los sistemas existentes</i>	22
Tabla 3. <i>Marco normativo</i>	37
Tabla 4. <i>Demografía Cabecera de San Juan</i>	39
Tabla 5. <i>Datos geográficos</i>	39
Tabla 6. <i>Infraestructura</i>	40
Tabla 7. <i>Componente educativo</i>	41
Tabla 8. <i>Habitantes y beneficiarios del acueducto</i>	60
Tabla 9. <i>Diagnóstico sanitario y estructural</i>	64
Tabla 10. <i>Valoración del Acueducto</i>	65
Tabla 11. <i>Dimensiones de apiques</i>	68
Tabla 12. <i>Clase de Tubería</i>	69
Tabla 13. <i>Aforo de llegada al desarenador</i>	74
Tabla 14. <i>Aforo de llegada al desarenador</i>	74
Tabla 15. <i>Aforo tanque de almacenamiento</i>	75
Tabla 16. <i>Línea piezométrica actual de la tubería de aducción</i>	82
Tabla 17. <i>Línea piezométrica actual de la tubería de aducción</i>	98

Lista de figuras

<i>Figura 1.</i> Método volumétrico.....	24
<i>Figura 2.</i> Método área velocidad.....	25
<i>Figura 3.</i> Método área - pendiente	26
<i>Figura 4.</i> Captación por manantial de fondo	27
<i>Figura 5.</i> Desarenador	28
<i>Figura 6.</i> Ubicación de válvula de purga	30
<i>Figura 7.</i> Válvula de purga	30
<i>Figura 8.</i> Ventosas	31
<i>Figura 9.</i> Coeficiente de pérdidas	32
<i>Figura 10.</i> Diagrama de Moody	34
<i>Figura 11.</i> Constante capacidad del tanque de almacenamiento.....	36
<i>Figura 12.</i> Gráfico de K para acueductos.....	45
<i>Figura 13.</i> Gráfico de El	45
<i>Figura 14.</i> Calificación cualitativa del sistema, según las valoraciones VAC	46
<i>Figura 15.</i> Ubicación de uno de los apiques	47
<i>Figura 16.</i> Localización, clase de tubería y material	48
<i>Figura 17.</i> Relleno de los apique una vez localizados	48
<i>Figura 18.</i> Topografía en la captacion	49
<i>Figura 19.</i> Topografía de la línea de conducción, “Apique 6, Cota Clave”	50
<i>Figura 20.</i> Topografía de referencia de la vía que comunica al municipio del Contadero Nariño.....	50
<i>Figura 21.</i> Topografía de referencia del tanque de almacenamiento	51
<i>Figura 22.</i> En esta imagen se observa el aforo correspondiente al desarenador	52
<i>Figura 23.</i> En esta imagen se observa el aforo correspondiente al tanque de almacenamieto.....	52
<i>Figura 24.</i> Esquema general del sistema de acueducto de la “Cabecera de San Juan”	54
<i>Figura 25.</i> Captación por Manantial de Fondo 1	55

<i>Figura 26.</i> Captación por Manantial de Fondo 2	56
<i>Figura 27.</i> Fondo de la captación 2.....	56
<i>Figura 28.</i> Desarenador convencional.....	57
<i>Figura 29.</i> Tanque de almacenamiento 2.....	59
<i>Figura 30.</i> Tanque de almacenamiento 1	59
<i>Figura 31.</i> Gráfica K vs Cobertura% para el Sistema de Acueducto de San Juan.....	62
<i>Figura 32.</i> Determinación U_i	63
<i>Figura 33.</i> Estructuras longevas, captación 1	66
<i>Figura 34.</i> Filtración de agua por pared, captación 2	66
<i>Figura 35.</i> Tanque sin cerca de protección	67
<i>Figura 36.</i> (Autocad) Plananimetria del acueducto de la Cabecera de San Juan	70
<i>Figura 37.</i> (Autocad) Altimetria del acueducto de la Cabecera de San Juan	71
<i>Figura 38.</i> (Autocad) Altimetria del acueducto de la Cabecera de San Juan - continuacion de la Figura 37	72
<i>Figura 39.</i> (Autocad) Altimetria del acueducto de la Cabecera de San Juan - continuacion de Figura 38	73
<i>Figura 40.</i> (Autocad) vista trasnversal de captación por manatiales 1	77
<i>Figura 41.</i> (Autocad) vista trasnversal de captación por manatiales 2	78
<i>Figura 42.</i> (Autocad) Planimetria línea de aducción.....	79
<i>Figura 43.</i> Cálculo de coeficiente de fricción para tubo de 3"	81
<i>Figura 44.</i> Cálculo de coeficiente de fricción para tubo de 4"	81
<i>Figura 45.</i> Línea piezométrica de la aducción.....	83
<i>Figura 46.</i> (Autocad) vista trasnversal de desareandor existente	84
<i>Figura 47.</i> Cálculo Hidráulico de línea conducción existente	89
<i>Figura 48.</i> (Autocad) vista transversal de tanque de almacenamiento 1	90
<i>Figura 49.</i> (Autocad) vista transversal de tanque de almacenamiento 2.....	91
<i>Figura 50.</i> (Autocad) vista transversal de captacion de manantiales 1, rediseño.....	94
<i>Figura 51.</i> (Autocad) vista transversal de captacion de manantiales 2, rediseño.....	95
<i>Figura 52.</i> (Autocad) Rediseño de la línea de aducción.....	96
<i>Figura 53.</i> Línea piezométrica de tubería aducción, rediseño.....	99
<i>Figura 54.</i> Pendientes de desarenador, diseño.....	105

<i>Figura 55.</i> (Autocad) Vista en planta de diseño de desarenador	108
<i>Figura 56.</i> (Autocad) Vista en transversal de diseño de desarenador.....	109
<i>Figura 57.</i> Cálculo hidráulico, rediseño	110
<i>Figura 58.</i> Cálculo del volumen del tanque de almacenamiento, diseño	111
<i>Figura 59.</i> (Autocad) Vista en planta del tanque de almacenamiento adicional, diseño	115
<i>Figura 60.</i> (Autocad) Vista transversal del tanque de almacenamiento adicional, diseño	116

Lista de ecuaciones

Ecuación 1. Método volumétrico medición de caudal.....	24
Ecuación 2. Pérdidas locales	32
Ecuación 3. Pérdidas por cambio de dirección.	33
Ecuación 4. Darcy Weisbasch, pérdidas por fricción.....	33
Ecuación 5. Darcy Weisbasch, pérdidas unitarias.	33
Ecuación 6. Coeficiente de descarga.....	35
Ecuación 7. Constante de dimensionamiento de tanque de almacenamiento.	37
Ecuación 8. VAC: Valoración del sistema de acueducto.....	43
Ecuación 9. Planta de tratamiento, red de distribución y tanque de almacenamiento: .	44
Ecuación 10. Captación y micro medición:.....	44
Ecuación 11. Macro medición, conducción y aducción	44
Ecuación 12. Desarenador	44
Ecuación 13. Factor de estimación de la vida útil	45
Ecuación 14. Porcentaje de beneficiarios del acueducto	61

Lista de anexos

Anexo 1. Censo, diciembre 2016	121
Anexo 2. Cartera topográfica	130
Anexo 3. Certificado de calibración estación topográfica	137
Anexo 4. Perfil Hidráulico del rediseño	138
Anexo 5. Plano Visto en planta y transversal, estructuras existentes	141

Resumen

El presente proyecto enmarcado en la modalidad Pasantía tiene como fin realizar la evaluación y rediseño hidráulico del sistema de acueducto desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento de la cabecera del corregimiento de San Juan-Municipio de Ipiales, departamento de Nariño. La cabecera cuenta con el inconveniente de desabastecimiento del agua, la causa principal del problema es que el acueducto ha cumplido con su vida útil, puesto que su construcción se realizó hace 50 años, esta situación hace que se vean afectados los diferentes componentes del sistema.

Este proyecto comprende un desarrollo progresivo de diferentes etapas que inicia desde la recopilación de datos in situ, como son: censo de personas, toma de caudales, topografía y la revisión del estado actual de los elementos que comprende el acueducto.

Teniendo en cuenta la información recolectada, se efectuó la respectiva evaluación hidráulica a los elementos del sistema mencionados anteriormente adaptando la metodología de Ospina y Ramírez(2011). Además, en el rediseño hidráulico se realizaron una serie de apiques (huecos) en la línea de aducción y conducción con el fin de obtener información sobre el estado actual de las tuberías y la toma de cotas claves de la tubería con la topografía ejecutada.

Una vez realizada la evaluación hidráulica, el acueducto se encuentra en una etapa regular donde su principal falencia es que el acueducto es bastante longevo, esto conlleva a que no cumpla con las normas actuales y reglamentos técnicos requeridos por el Estado colombiano, con respecto al rediseño hidráulico se plasmaron los correspondientes cálculos hidráulicos, para realizar sus respectivos planos planímetros y altimétricos actuales.

Abstract

The present project internship modality has the purpose to carry out the Evaluation and Hydraulic Redesign of the aqueduct system from the bocatoma to the storage tank of the head of the San Juan Township in the Municipality of Ipiales, which is located in the Nariño department. The head has the disadvantage of shortage of water; the main cause of this problem is that the aqueduct has fulfilled its useful life since its construction was carried out 50 years ago; this situation causes the different components of the system to be affected.

This project comprises a progressive development of different stages that starts from the collection of data in situ, such as: census of people, collection of flows, topography, and the revision of the current state of the elements that comprise the aqueduct.

Taking into account the information collected, the respective hydraulic evaluation was made to the system elements mentioned above, adapting the methodology Ospinay Ramírez(2011). In addition, in the hydraulic redesign a series of holes were made in the line of adduction and conduction in order to obtain information such as: the current state of the pipes and the taking of key heights of the pipe with the topography executed.

Once the hydraulic evaluation is carried out, the aqueduct is in a regular stage where its main failure is that the aqueduct is quite long-lived, this entails that it does not comply with the current norms and technical regulations required by the Colombian state.

With respect to the hydraulic redesign, the corresponding hydraulic calculations were drawn up, in order to make their respective current planimeters and altimetric planes.

Capítulo I. Problema

Planteamiento del problema

El agua es un recurso fundamental para la vida, el desarrollo humano y el económico. Ninguna de las causas de la actual crisis mundial en el acceso y la calidad tienen que ver con una escasez física del recurso, sino más bien con una multiplicidad de factores entre los que se destacan la pobreza, las desigualdades social y las políticas erróneas que no han tratado de solucionar las necesidades prioritarias de las comunidades menos favorables (PNUD, 2006).

La cabecera del corregimiento de San Juan, perteneciente al Municipio de Ipiales Departamento de Nariño, tiene una población aproximada de 3.004 habitantes, por tanto el caudal mínimo requerido para satisfacer a esta población es de $5.0 \frac{L}{s}$. Sin embargo, el acueducto existente que fue construido en el año de 1967 por la intervención del Instituto Nacional para Programas Especiales de Salud (INPES), su principal captación del acueducto, está compuesta por fuentes naturales (manantiales), los cuales suministran solo $3.3 \frac{L}{s}$ de agua a toda la comunidad para sus necesidades diarias. La descompensación entre el caudal requerido y el caudal existente ($1.7 \frac{L}{s}$), ha hecho que 70 de los 330 beneficiarios no cuente con el suministro de agua. Es decir, el 18% de la población se le está negando el derecho primordial al acceso al agua, afectando su calidad de vida.

Cabe destacar que, entre las necesidades básicas insatisfechas que tienen los habitantes, se encuentran las deficiencias tanto en continuidad (el servicio de agua es intermitente), como en cobertura (el suministro no llega a todos los habitantes) y la calidad del agua suministrada; estos factores se atribuyen a que el acueducto ha cumplido con su vida útil, pues, en la actualidad no se encuentra con las condiciones requeridas para su normal funcionamiento, exigidas por el reglamento técnico RAS 2000 y el (Decreto 849, 2002).

Las posibles causas del deficiente suministro puede ser la existencia de tramos con tuberías obsoletas, así como intervalos sin tuberías y en gran medida a que los tanques de almacenamiento no tienen la suficiente capacidad; adicionalmente, otro factor muy

importante a resaltar, tiene que ver con la población, puesto que actualmente se ha incrementado, haciendo que el sistema no tenga la suficiente capacidad para abastecerla. Esto ha implicado que la población busque alternativas de abastecimiento de aguas no aptas para consumo humano, afectando el bienestar de la comunidad especialmente a la población vulnerable, como la infantil y adultos mayores, como consecuencia, se ha observado el aumento en la morbilidad de los pobladores, debido a enfermedades gastrointestinales.

En este orden de ideas, con el presente estudio se pretende establecer cuáles son las causas del deficiente suministro para proponer una solución a uno de los problemas más importantes de las comunidades ubicadas en esta zona rural, en cuanto a la cobertura y continuidad, con el fin de contribuir al mejoramiento de su calidad de vida y salud pública.

Justificación

Una buena alternativa para suministrar agua potable a una comunidad, se puede llevar a cabo mediante la construcción de una serie de obras hidráulicas, como son: captación, aducción, desarenador, conducción, tanque de almacenamiento y redes de distribución. El diseño y construcción de estos componentes se encuentra establecida en el Decreto 849 de 2002, en el cual, se definen los requisitos que deben cumplir los municipios y distritos en materia de agua potable, saneamiento básico.

Es preciso mencionar que en cada municipio existen factores críticos que deben tenerse en cuenta al momento de evaluar el servicio de acueducto, entre ellos se encuentran: el cumplimiento de la vida útil, la necesidad de suministros alternativos de agua, el crecimiento de población nativa y flotante y la deficiencia en el diseño. De acuerdo a lo anterior, el corregimiento de San Juan también presenta algunos problemas asociados con el tema de saneamiento básico, principalmente debido a que, cuenta con un acueducto que ha cumplido con su vida útil, pues data hace 50 años. Esta situación, hace que se vean afectados los diferentes componentes del sistema tales como tuberías en mal estado y estructuras físicas deterioradas. Por otro lado, en las partes bajas de la cabecera se encuentran sometidos a continuos cortes y en otras zonas del sistema no cuentan con la suficiente cobertura; sumado a lo anterior, el crecimiento de la población

nativa y flotante ha generado nuevos usuarios potenciales, a los cuales no es posible el suministro de agua con el sistema existente.

Teniendo en cuenta esta contextualización, se hace necesario realizar un estudio que permita tener una base sólida sobre el suministro de agua potable en la Cabecera del corregimiento de San Juan, donde queden establecidas las principales fallas del sistema, relacionadas con la falta de cobertura y continuidad del acueducto. A su vez, previamente se realizará la evaluación y rediseño teniendo en cuenta los parámetros exigidos por el reglamento RAS 2000, el cual establece que los municipios con una población de 2.500 – 3.500 habitantes deben tener una cobertura de acueducto mínima del 95%.

Lo más importante de la evaluación y el rediseño hidráulico es que dichos resultados beneficiarán a la comunidad que conforma el área de influencia del sistema de acueducto, dotándola de alternativas de solución que permitan lograr un servicio continuo y con la suficiente cobertura en pro de una población con la calidad de vida necesaria.

Objetivos

Objetivo general

Realizar la evaluación y rediseño hidráulico desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento del sistema de acueducto en la cabecera del corregimiento de San Juan Municipio de Ipiales, departamento de Nariño.

Objetivos específicos

- Evaluar el estado actual de la infraestructura del acueducto de la Cabecera del Corregimiento de San Juan Municipio de Ipiales desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento.
- Elaborar el rediseño hidráulico desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento del sistema acueducto de la Cabecera del Corregimiento de San Juan Municipio de Ipiales.

Capítulo II. Marco referencial o referencias conceptuales

Marco referencial

El agua es un componente fundamental de todos los organismos y un recurso sin el cual el desarrollo y mantenimiento de la vida sobre el planeta no hubiese sido posible. Este recurso es muy escaso, pues se estima que de toda el agua del planeta solo 0.003% corresponde al agua dulce utilizable para consumo, ya que el resto es salada, congelada o Subterránea.(Corcho & Duque, 2005, p. 39)

En la actualidad a nivel mundial, el crecimiento demográfico, la urbanización, la industrialización y el aumento de la producción y el consumo, han generado una demanda de agua dulce cada vez mayor. A su vez, la falta de agua potable y saneamiento básico, tienen impactos negativos en los procesos de desarrollo. “En 2015, solo una de cada tres personas (2.400 millones) todavía utilizaban instalaciones de saneamiento no mejoradas” (Naciones Unidas, 2015, p. 9).

Colombia por su parte, no está exenta de los problemas de ineficiencia en la continuidad, cobertura y calidad de los servicios públicos; la OPS 2012, encontró “en un estudio sobre la situación de salud en las Américas, que la población colombiana tiene acceso a fuentes mejoradas de agua potable de 92%, 99% en la zona urbana y 72% en la rural” (Castro, Rubio, & Rodríguez, 2014, p.124).

En las comunidades urbanas y rurales, se resalta la enorme importancia que tiene el abastecimiento de agua para el consumo humano, tanto en cantidad como en calidad. Cualquier población, por pequeña que sea, deberá contar como mínimo con el suministro de agua potable, para lograr el desarrollo social y económico que permita el aumento constante en sus niveles de calidad de vida.

Para el caso de Colombia:

El sector de Agua Potable y Saneamiento Básico no dispone de metodología que permita medir cualitativa y cuantitativamente la situación actual y futura de la infraestructura física existente y en uso de los sistemas de acueducto y alcantarillado, lo cual dificulta al estado realizar controles, seguimientos y ejecuciones eficientes y suras,

respecto a las acciones, priorizaciones, inversiones técnicas, financieras y de gestión. (Ospina & Ramírez, 2011, p. 178)

Para el caso de Nariño:

El departamento de Nariño está ubicado en el suroccidente de Colombia entre la cordillera de los Andes y el océano Pacífico, es una región de inmensa riqueza hídrica. No obstante, la mayoría de sus habitantes no tienen acceso al agua potable y si la tienen su calidad es muy precaria, lo cual ha traído consigo el incremento de enfermedades gastrointestinales, especialmente en la población infantil. De acuerdo, al Instituto Departamental de Salud de Nariño, para el 2011 (IDSN), se tiene que el (12.5%) de los niños entre 1 a 4 años su causa de muerte ha sido por enfermedades, como parasitosis intestinal, diarrea y gastroenteritis.

Entre tanto, se agrava la situación para la población de niños que comprende las edades de 5 a 14 años, pues su participación llega al (16%). Para determinar la calidad del agua, esta se mide mediante el índice de riesgo de la calidad del agua (IRCA).

En la cabecera municipal de los municipios de San Juan de Pasto, Ipiales, Tumaco y Túquerres presentan un IRCA de (6.20%), (16%), (54.7%) y (15.5%) respectivamente; con respecto a la zona rural en los municipios citados la situación es más grave se presenta un IRCA de (39.5%), (63.5%), (74.7%) y (51.47%) respectivamente (SIVICAP, 2013). Teniendo en cuenta la Resolución 2115 del 2007; el agua potable con un IRCA mayor al (15%) es no apta para consumo humano y representa riesgo medio. En cambio, un agua con IRCA mayor al (35%) representa un alto riesgo para la salud del ser humano y no cumple con la normatividad vigente exigida.

Marco conceptual

Sistema de acueductos.

Los conceptos básicos de un sistema de agua potable, se basan en el título B del reglamento RAS 2000, cuyo propósito principal es el siguiente:

Fijar los criterios básicos y requisitos mínimos 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 que se desarrollen en la República de Colombia, con el fin de garantizar su seguridad, durabilidad, funcionalidad, calidad, eficiencia, sostenibilidad y redundancia dentro de un nivel de complejidad determinado. (RAS-Título B, 2000, p.19)

Tabla 1. *Sistema de acueductos*

Componentes	Capítulo
Aspectos Generales	B.1
Población, dotación y demanda	B.2
Fuentes de abastecimiento	B.3
Captaciones de agua superficial	B.4
Captaciones de agua subterránea	B.5
Aducciones y conducciones	B.6
Redes de distribución	B.7
Estaciones de bombeo	B.8
Tanques de compensación	B.9

Fuente: (RAS-Título B, 2000, p.19)

Valoración del sistema existente.

En el caso de ampliaciones de un sistema, la entidad territorial, la ESP o cualquier otra entidad que promueva o desarrolle inversiones en el sector, debe realizar una evaluación del mismo, buscando obtener información sobre el funcionamiento general, la capacidad máxima real, la eficiencia y los criterios operacionales. Después del análisis, debe diagnosticar si es posible mejorar o no los niveles de eficiencia del sistema. La evaluación de los sistemas existentes debe realizarse en los componentes mostrados en la Tabla N° A.4.1.(RAS-Título A, 2000, p.12)

Tabla 2. *Parámetros por evaluar en los sistemas existentes*

Sistema	Parámetros sujetos de la evaluación
Servicios de suministro de agua potable	Calidad y continuidad de la fuente
	Evaluación de las dotaciones
	Captación y pretratamientos
	Capacidad y estado general de la aducción y/o conducción
	Captación de la PTAP
	Calidad actual del agua en planta y en la red de distribución
	Estado de la red de distribución
	Porcentaje de pérdidas técnicas
	Cobertura del servicio
	Capacidad del almacenamiento
	Continuidad del servicio
	Tarifas
	Cobertura de la macro medición
Cobertura de la micro medición	

Fuente: (RAS-Título A, 2000, p.13)

Descripción de la infraestructura existente.

Antes de la ejecución de cualquier proyecto, la entidad territorial correspondiente debe evaluar las condiciones físicas y de operación de la infraestructura actual, buscando el máximo aprovechamiento de estas obras dentro del proyecto propuesto, o la modificación en sus procedimientos de operación para mejorar la eficiencia.

El análisis debe cubrir los siguientes puntos:

- Nivel y estado actual de los servicios.
- Estado del catastro de la red.
- Información general relacionada con la situación actual que se desea cambiar.
- Descripción del estado de las obras físicas.
- Información sobre labores de mantenimiento realizadas en los 2 últimos años, donde se incluyan, en lo posible, los daños ocurridos de forma imprevista, su causa y métodos de reparación.

“En todo caso, debe evaluarse la posibilidad de la utilización de obras existentes como parte de las obras civiles e infraestructura necesarias para el proyecto” (RAS-Título A, 2000, p.13).

Aforos.

Medir la cantidad de agua que lleva una corriente en una unidad de tiempo.

Métodos para medir Caudales (Hudson, 1997).

- Volumétrico:

La forma más sencilla de calcular los caudales pequeños es la medición directa del tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido. La corriente se desvía hacia un canal o tubería que descarga en un recipiente adecuado y el tiempo que demora su llenado se mide por medio de un cronómetro. Para los caudales de más de 4 l/s, es adecuado un recipiente de 10 litros de capacidad que se llenará en segundos (ver Figura 1).(Hudson, 1997, párr. 1)

Para caudales mayores, un recipiente de 200 litros (Turriles) puede servir para corrientes de hasta 50 l/s. El proceso para calcular el caudal con este método es el siguiente:

- Volumen del contenedor
- Medir el tiempo de llenado

Ecuación 1. Método volumétrico medición de caudal.

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

Dónde: Q= Caudal

V= Volumen

T= Tiempo

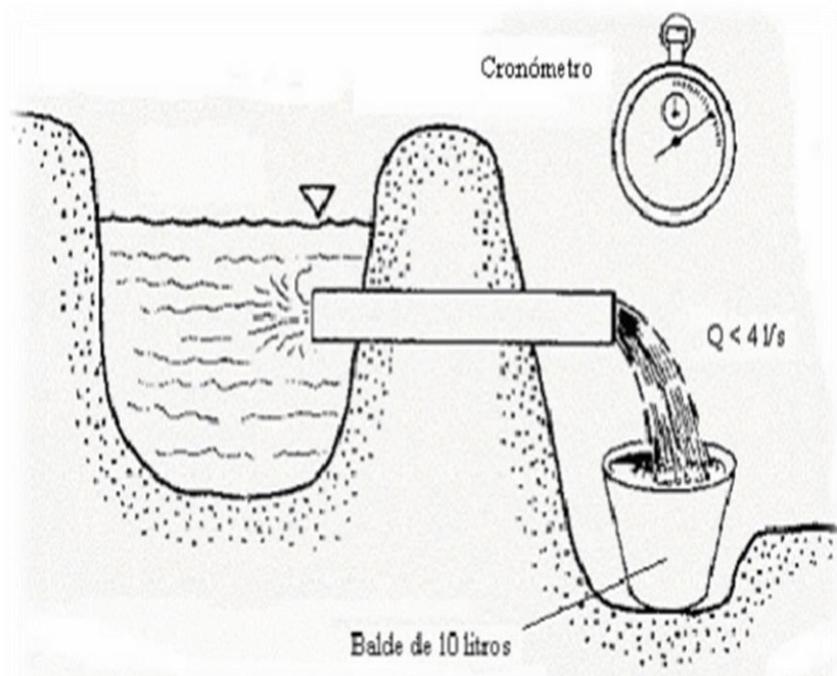


Figura 1. Método volumétrico

Fuente: (Hudson, 1997, p 41)

- Método área velocidad:

Este método consiste básicamente en medir en un área transversal de la corriente, previamente determinada, las velocidades de flujo con las cuales se puede obtener luego

el caudal. El lugar elegido para hacer el aforo o medición debe cumplir los siguientes requisitos: La sección transversal debe estar bien definida y que en lo posible no se presente erosión o asentamientos en el lecho del río. Debe tener fácil acceso. Debe estar en un sitio recto, para evitar las sobre elevaciones y cambios en la profundidad producidos por curvas. El sitio debe estar libre de efectos de controles aguas abajo, que puedan producir remansos que afecten luego los valores obtenidos con la curva de calibración (ver Figura 2).

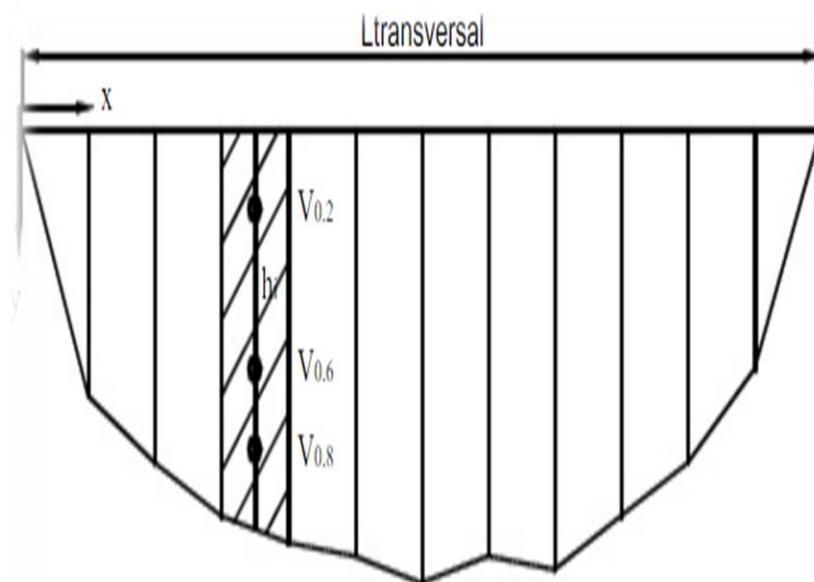


Figura 2. Método área velocidad

Fuente: (Suárez 2012, p. 41)

- Método área – pendiente:

A veces se presentan crecientes en sitios donde no existe ningún tipo de instrumentación y cuya estimación se requiere para el diseño de estructuras hidráulicas tales como puentes o canales. Las crecientes dejan huellas que permiten hacer una estimación aproximada del caudal determinando las propiedades geométricas de 2 secciones diferentes, separadas una distancia L y el coeficiente de rugosidad en el tramo. Supóngase que se tiene un tramo

de río con profundidades Y_1 y Y_2 en las secciones 1 y 2 respectivamente, siendo NR el nivel de referencia (ver Figura 3).

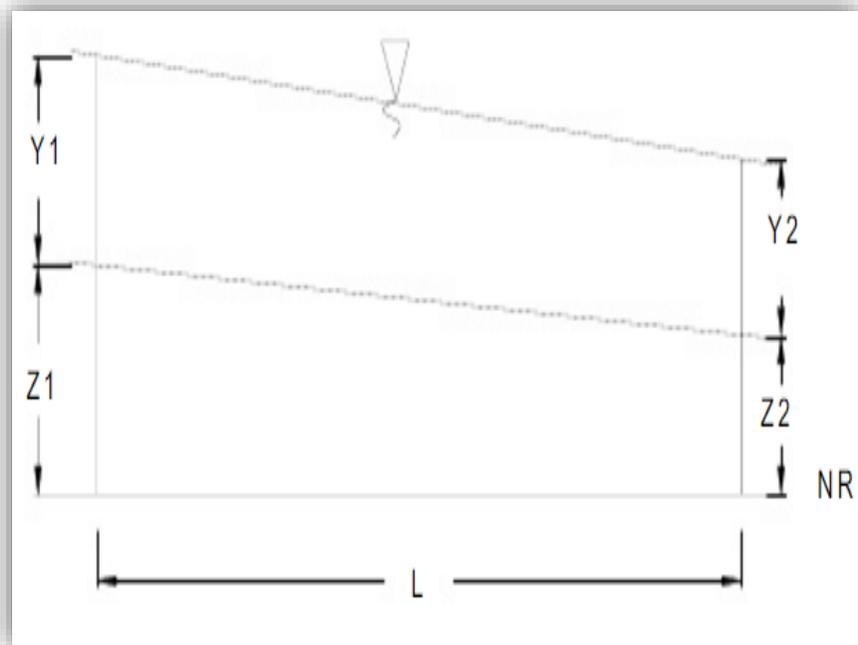


Figura 3. Método área - pendiente

Fuente: (Suárez 2012, p. 41)

Captación por manantial de fondo (OPS, 2004 p 6).

Se puede definir al manantial como un lugar donde se produce el afloramiento natural de agua subterránea. Por lo general el agua fluye a través de una formación de estratos con grava, arena o roca fisurada. En los lugares donde existen estratos impermeables, éstos bloquean el flujo subterráneo de agua y permiten que aflore a la superficie. Los manantiales se clasifican por su ubicación y su afloramiento. Por su ubicación son de ladera o de fondo; y por su afloramiento son de tipo concentrado o difuso.

El Manantial de fondo el agua aflora en forma ascendente hacia la superficie. Para ambos casos, si el afloramiento es por un solo punto y sobre un área pequeña (ver

Figura 4).

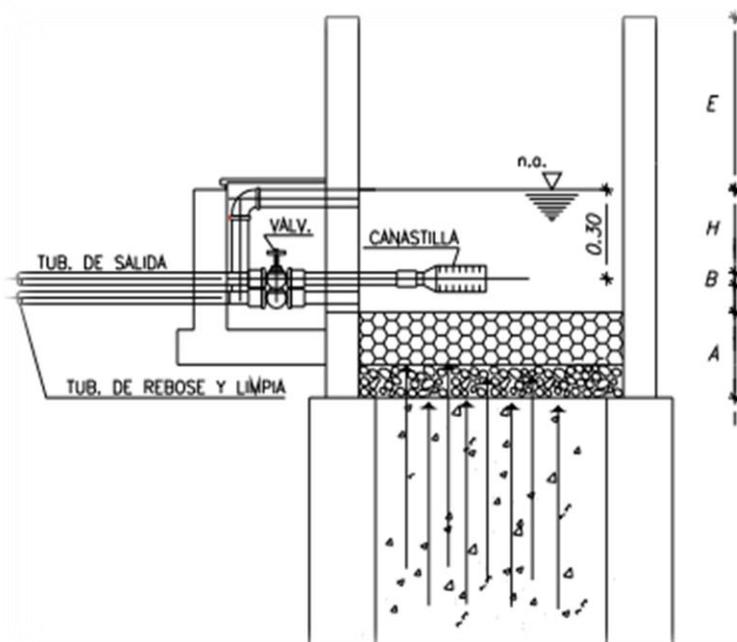


Figura 4. Captación por manantial de fondo

Fuente: (OPS, 2004, p. 17)

Desarenador (López, 2003)

Un desarenador convencional es un tanque construido con el propósito de sedimentar partículas en suspensión por la acción de la gravedad. Este elemento constituye un tratamiento primario, pero en algunos casos es necesario realizar un tratamiento convencional de purificación de aguas. El desarenador debe situarse lo más cerca posible de la bocatoma, con el fin de evitar problemas de obstrucción en la línea de aducción. El material en suspensión transportado por el agua es básicamente arcilla, arena o grava fina (ver

Figura 5). (Plazas, 2016, p. 1)

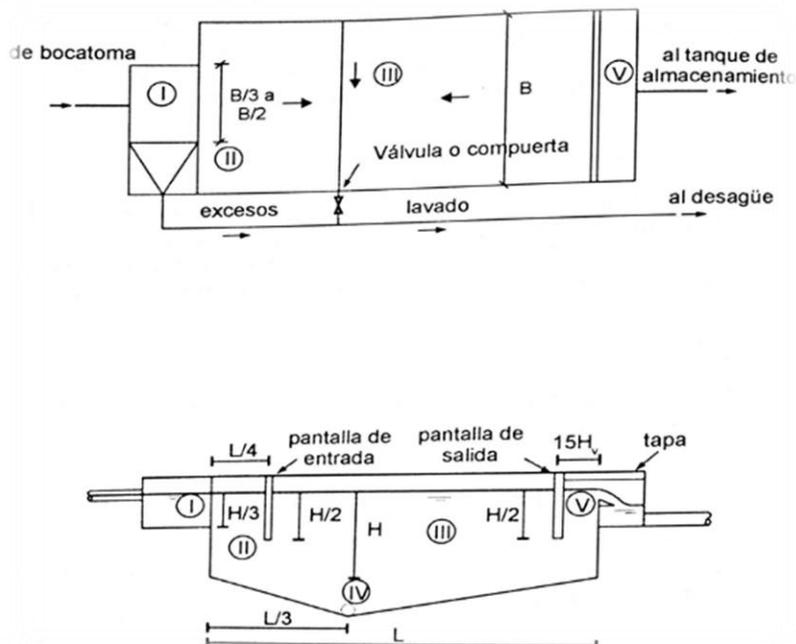


Figura 5. Desarenador

Fuente:(López, 2003)

Transporte de agua conducciones (López, 2003).

El transporte de agua puede ser a flujo libre o a presión. Igualmente, puede transportarse agua cruda o agua tratada.

Al estudiar el trazado de la tubería, se debe tener en cuenta la posición de esta en relación con la línea piezométrica. De acuerdo con la topografía existente, se obtendrán diferentes esquemas de trazados, algunos de los cuales son:

- Tubería por debajo de la línea piezométrica.
- Lámina de agua coincidente con la línea piezométrica.
- Tubería por encima de la línea piezométrica.
- Tubería por encima del plano piezométrico estático.
- Tubería por encima del plano estático de presión absoluta.

Características físicas y accesorios de la conducción forzada.

- Trazado y profundidad de la tubería.

En lo posible, la tubería debe extenderse en terreno de propiedad pública. Cuando por razones hidráulicas o de costos haya que utilizar terrenos privados, se deben establecer las servidumbres necesarias. Se han de analizar diferentes alternativas de trazado que permitan la optimización del mismo desde el punto de vista de longitud, diámetros, accesorios y conducciones del suelo. Por razones de seguridad del proyecto, en el trazado se deben evitar zonas de deslizamientos, inundaciones o de un alto nivel freático, y se tiene que conocer el nivel de amenaza sísmica.

Si la tubería trabaja presión deberá estar por debajo de la línea piezométrica, además, se aconseja que exista una distancia mínima de 2,0 m entre esta y la clave de la tubería, exceptuando el inicio y el final del trazo. En general, se recomienda que la tubería esté enterrada a una distancia mínima de 0,6 metros y que cuando se cruce por terrenos con altas cargas (Carreteras o Ferrocarriles) se incremente mínimo a 1,0m. Cuando haya necesidad de cruzar una quebrada, río o canal, en lo posible debe preferirse el paso enterrado al paso aéreo, debido a los mayores costos y riesgos de seguridad.

- Válvula de purga.

Son válvulas instaladas lateralmente, en todos los puntos bajos del trazado, esto con el fin de que no haya la posibilidad de obstrucción de la sección de flujo por acumulación de sedimentos, y poder facilitar las labores de limpieza en la tubería, como se ve en las Figuras 6 y Figura 7.

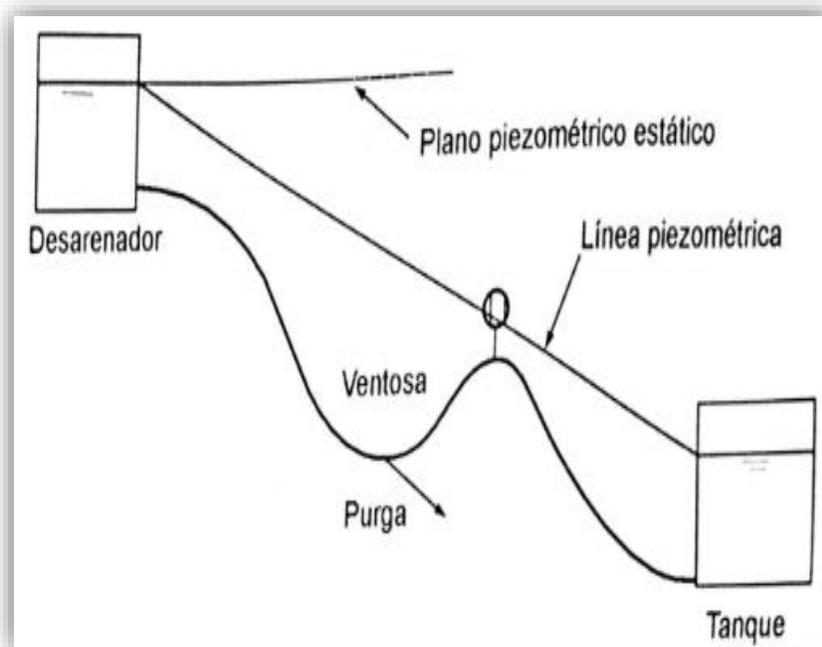


Figura 6. Ubicación de válvula de purga

Fuente: (López, 2003)

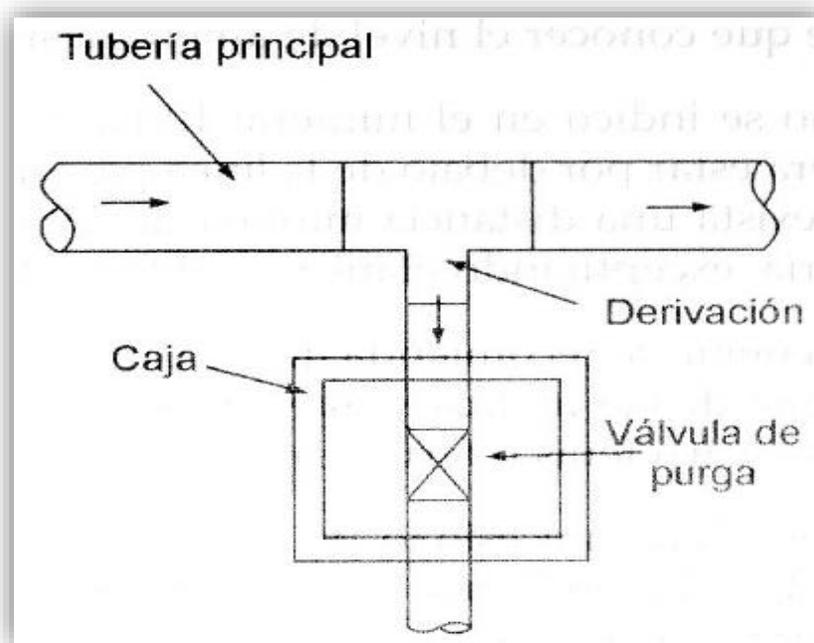


Figura 7. Válvula de purga

Fuente: (López, 2003)

- Ventosas

Las ventosas son válvulas de expulsión o admisión de aire, de funcionamiento automático, que deben ubicarse en los puntos altos de la conducción, siempre que la presión en dicho punto no sea muy alta o sea menor que la presión atmosférica, ver Figura 8.

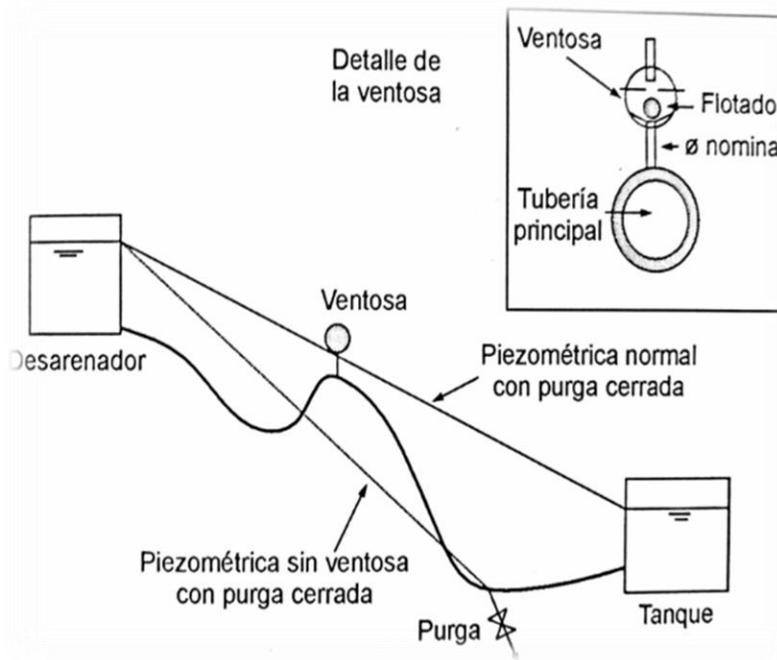


Figura 8. Ventosas

Fuente: (López, 2003)

Pérdidas de energía.

- Pérdidas locales (López, 2003)

Estas pérdidas corresponden a las ocasiones por los accesorios, tales como pérdidas por entrada y salida, válvulas y codos.

La expresión generaliza de estas pérdidas es:

Ecuación 2. Pérdidas locales

$$h_f = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g}$$

$$V_2 = \frac{A_1}{A_2} * V_1$$

Y reemplazando la ecuación:

$$h_f = \left(1 - \frac{A_1}{A_2}\right)^2 \left(\frac{V_1^2}{2g}\right) = K * \left(\frac{V_1^2}{2g}\right)$$

Dónde: K= Coeficiente de pérdidas

V= Velocidad

g= Gravedad ($9.81 \frac{m}{s^2}$)

En la Figura 9, se presentan algunos valores aproximados de K.

Coeficientes de pérdida de algunos accesorios	
Elemento	K
Reducción gradual*	0,15
Ampliación gradual*	0,30
Compuerta abierta	1,00
Válvula abierta:	
de mariposa	5,00
de compuerta	0,20
de globo	10,00
Te de paso directo	0,60
Te de paso lateral	1,30
Te salida bilateral	1,80
Válvula de pie	1,75
Válvula de retención	2,50
Entrada normal al tubo	0,50
Entrada de borda	1,00
Salida del tubo	1,00

* Con base en la velocidad mayor.

Figura 9. Coeficiente de pérdidas

Fuente: (López, 2003)

Las pérdidas por cambio de dirección pueden calcularse mediante la siguiente expresión:

Ecuación 3. Pérdidas por cambio de dirección.

$$h_f = 0.25 \frac{V^2}{2g} \sqrt{\frac{\theta}{90}}$$

Dónde: V= Velocidad

g= Gravedad ($9.81 \frac{m}{s^2}$)

Y por el cual el ángulo del codo(θ), que puede ser de 90° , 45° , $22\frac{1}{2}^\circ$ u $11\frac{1}{2}^\circ$. El tipo de codo necesario para hacer un cambio de dirección en el alineamiento horizontal o vertical.

- Pérdidas por fricción (Sotelo 2000):

Para realizar el cálculo de se debe de tener en cuenta las siguientes ecuaciones empíricas:

➤ Ecuación de Darcy Weisbasch

Para un flujo permanente, en un tubo de diámetro constante, la línea de cargas piezométricas es paralela a la línea de energía e inclinada en la dirección del movimiento. En 1850, Darcy Weisbasch et al., dedujeron experimentalmente una fórmula para calcular en un tubo la pérdida por fricción:

La formulación de la ecuación de Darcy Weisbaschen función de la velocidad es la siguiente:

Ecuación 4. Darcy Weisbasch, pérdidas por fricción.

$$h_f = f * \left(\frac{L}{D}\right) * \left(\frac{V^2}{2g}\right)$$

La ecuación para pérdidas unitarias por cada tramo de tubería es la siguiente:

Ecuación 5. Darcy Weisbasch, pérdidas unitarias.

$$J = f * \left(\frac{1}{D}\right) * \left(\frac{V^2}{2g}\right)$$

Dónde: hf = Pérdida de carga (m)

f = Factor de fricción, sin dimensiones

L = Longitud de la tubería (m)

D = Diámetro interno (m)

Q = Caudal (m³/s)

V = Velocidad (m/s)

El factor de fricción es función de la rugosidad ε y del número de Reynolds R_e en el tubo, lo cual hace que para su solución se tenga que recurrir a graficas como el diagrama de Moody, ver Figura 10.

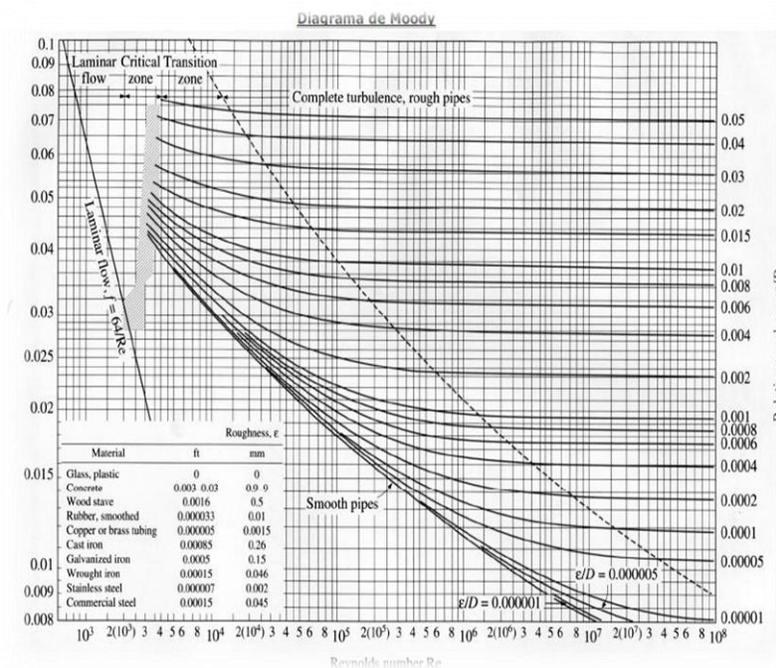


Figura 10. Diagrama de Moody

Fuente: (López, 2003)

Levantamiento topográfico

Se entiende por levantamiento Topográfico al conjunto de actividades que se realizan en el campo con el objeto de capturar la información necesaria que permita determinar las coordenadas rectangulares de los puntos del terreno, ya sea directamente o mediante un proceso de cálculo, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiera. (Torres y Villate, 2001, p.17 como se citó en Díaz, 2017, párr. 1)

Por lo tanto, los avances en la tecnología han hecho mucho más fácil la obtención de los datos topográficos. Avances como la creación de estaciones totales, GPS y aparatos de posición global.

Orificios y boquillas.

“Desde el punto de vista hidráulico, los orificios y boquillas son perforaciones, generalmente de forma regular y perímetro cerrado, ubicados por debajo de la superficie libre de agua en depósitos o almacenamientos, tanques canales o tuberías” (Abadía, Sánchez, & Serranos, 2015, p. 23).

Su clasificación puede realizarse de acuerdo con las condiciones de trabajo, es decir descargando libremente, ahogados parcialmente o sumergidos o a presión en el interior de una tubería. Para realizar los respectivos cálculos de orificios y boquillas se debe tener en cuenta lo siguiente:

Coeficiente de descarga: es la relación entre el caudal real que pasa a través del dispositivo y el caudal teórico.

Ecuación 6. Coeficiente de descarga.

$$C_d = \left(\frac{Q_{\text{real}}}{Q_{\text{teorico}}} \right)$$

$$Q = C_d * A_o \sqrt{2 * g * H}$$

$$C_d = \left(\frac{Q}{C_d * A_o \sqrt{2 * g * H}} \right)$$

$$H = \frac{\left(\frac{Q}{C_d * A_o}\right)^2}{2 * g}$$

Donde: C_d = Coeficiente de descarga (m)

A_o = Área del orificio o dispositivo (m)

H = Carga hidráulica (m)

g = Gravedad ($9.81 \frac{m}{s^2}$)

Q = Caudal (m^3/s)

Tanque de almacenamiento.

Debido a que el consumo de agua de la población no es constante, sino que, por el contrario, varía según la hora del día y dado que el suministro es un caudal teóricamente contante (caudal máximo diario), es necesario la construcción de un tanque regulador que amortigüe las demandas (López, 2003). Para realizar los cálculos del tanque de almacenamiento se deben tener en cuenta las siguientes condiciones, estipuladas en la Figura 11.

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

De la relación anterior se deduce que la profundidad mínima de un tanque de almacenamiento es de 2 m.

Figura 11. Constante capacidad del tanque de almacenamiento

Fuente: (López, 2003)

Luego de haber obtenido el volumen total del tanque se debe hacer un pre dimensionamiento, el cual depende de consideraciones de tipo económico.

- A mayor profundidad, mayor será el costo de los muros perimetrales y menor será el costo de las placas de fondo y de cubierta.
- A menor profundidad, mayor será el costo de las placas de cubierta y fondo y menor será el costo de los muros perimetrales.

Como guía de pre dimensionamiento, se puede emplear la Ecuación 7, relación empírica:

Ecuación 7. Constante de dimensionamiento de tanque de almacenamiento.

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

Dónde: h = Profundidad (m)

 V = Capacidad (cientos m³)

 k = Constante en funcionamiento de la capacidad (Figura 11).

Marco normativo

Tabla 3. *Marco normativo*

Norma	Propósito
1 Decreto No. 849 del 30 de abril de 2002	Reglamentación del artículo 78 de la Ley 715 de 2001 el cual define los requisitos que deben cumplir los municipio y distritos en materia de agua potable y saneamiento básico, y los procedimientos que deben cumplir dichos entes y la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios SSPD. (Decreto 849, 2002, Art. 1)
2 Decreto No. 1575 de mayo 9 de 2007	“Por el cual se establece el sistema para la protección y control de Calidad del Agua para Consumo Humano” (Decreto 1575, 2007, p. 1).
3 Resolución No. 1096 del 17 de noviembre de 2000	“Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico” (Resolución 1096, 2000, p. 1).

Fuente: elaboración propia

Capítulo III. Metodología

Información general de la cabecera de San Juan

Localización.

La cabecera de San Juan, se encuentra ubicada en la zona Nororiente del Municipio de Ipiales, su cabecera se sitúa más exactamente en el Km 18 de la vía Panamericana que comunican los municipios de Pasto e Ipiales. Sus coordenadas geográficas en el sistema UTM son: al Norte 98 76 0 .20 m y al Este 21 64 65 .06 m y cuenta con una elevación de 2429 msnm.

Organización político administrativa.

El corregimiento de San Juan se constituyó como cabildo en el año de 1870, su población era perteneciente a la etnia de Los Pastos según registro de la Alcaldía de Ipiales, folio 50 del treinta de enero del mismo año y se constituyó como resguardo en 1961 según escritura pública número 319 del 13 de mayo del mismo año radicada en la notaría primera de Ipiales. De igual manera se cuenta con Juntas Comunales que a través de las mismas han promovido espacios de consulta y formación por parte de la comunidad hacia los representantes de las JAC.

Componente poblacional.

El corregimiento de San Juan está conformado de 5 veredas, Loma de Suras, Los Camellones, Laguna de Bacca, Boquerón y una cabecera que lleva el mismo nombre "San Juan", este territorio anteriormente mencionado es un resguardo de la etnia de Los Pastos donde siempre predominan sus usos y costumbres.

Crecimiento poblacional.

Desde el año 1999 hasta el año 2016, la población del corregimiento de San Juan creció un 18%, indicando que dicho crecimiento fue producto de las tasas de fecundidad y de nacidos vivos, más que por procesos de emigración e inmigración. En la Tabla 4 se presenta el crecimiento de la población según su tasa de crecimiento.

Tabla 4. *Demografía Cabecera de San Juan*

Año	Rural
1995	2243
1998	2339
2000	2404
2006	2614
2009	2725
2012	2842

Fuente: DANE. Tasa de crecimiento anual rural

Economía.

La principal fuente de recursos de la región se encuentra en la agricultura, los principales productores son papa, arveja, mora y tomate; generalmente en pequeñas parcelas. En la cabecera de San Juan, otras fuentes de obtención de los recursos se deben al turismo los fines de semana, esto derivado de su clima agradable y también la proximidad a la vía Panamericana permitiendo fácil acceso y ubicación de varios restaurantes y cafeterías que constituyen una buena fuente de ingresos con comidas tradicionales de la región.

Indicadores descriptivos.

Tabla 5. *Datos geográficos*

Año de origen del resguardo de San Juan	Datos geográficos		
	Distancia de Ipiales (km)	Altura sobre el nivel del mar (msnm)	Temperatura de San Juan (°C)
1906	18	2429	12--18

Fundado por: Quenguan

Área total (Ha)

886,35

LIMITES**NORTE**

Municipio de Contadero

ORIENTE

Municipio de Puerres

SUR

Municipio de Potosí

OCCIDENTE

Municipio de Pupiales

OROGRAFÍA**HIDROGRAFÍA****RIOS**

Cañón del Guaitara

Tescual, Guaitara

QUEBRADAS

Cuatis, Chorro, Boyacá, Cusungo, Boquerón

CORREGIMIENTO**VEREDAS**

Laguna de bacca, Camellones y Loma de suras

SECTORES

Boquerón y Quenguanes

CABECERA

San Juan

Fuente: (PBOT 2008-2011).

Tabla 6. *Infraestructura*

COLISEO		CASA DE LA CULTURA		IGLESIA	
SI / NO	DIAS/SEM	SI / NO	DIAS/SEM	SI / NO	DIAS/SEM
SI	Todos los días	SI	Lunes a sábado	SI	Todos los días

Fuente: (PBOT 2008-2011).

Tabla 7. *Componente educativo*

Establecimientos educativos			
Institución educativa San Juan			
Nivel educativo	Primaria, Vocacional	Secundaria,	Media Total de Estudiantes
			357

Fuente: (PBOT 2008-2011).

Servicios públicos (PBOT 2008-2011).

- Acueducto:

Se carece de este servicio en algunos sectores importantes de la población rural del municipio de Ipiales, especialmente en los sitios más alejados como la Victoria, donde faltan alternativas para optimizar e implementar este servicio. En otros lugares, se hace necesario el saneamiento del agua y su tratamiento como en Yaramal y en San Juan, en este último, donde además surge otro problema en el centro poblado y es la escasez de agua que abastezca las viviendas del sector rural y el poblado, debiendo desplazarse hacia lugares apartados a recogerla y a los habitantes que les permite su economía construyen pozos profundos de aguas subterráneas.

- Alcantarillado:

Siendo este el servicio más escaso en todo el municipio. El problema ha pasado de la falta de comodidad de los habitantes al problema del saneamiento ambiental; dado que los focos de contaminación por excrementos y residuos contaminan los entornos inmediatos del lugar. Los centros poblados tampoco son la excepción, y en lugares como Las Lajas o San Juan, se perjudica a otra parte de la naturaleza importante como el río Guáitara, donde se vierten los residuos.

No obstante, en todos los sitios no se puede crear este tipo de infraestructura, se hacen necesarios programas de implementación de pozos sépticos o letrización en

sitios alejados o con características ambientales particulares como alternativa de mejoramiento.

Fase 1: evaluación del estado actual de la infraestructura desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento del sistema de acueducto de la cabecera del corregimiento de San Juan municipio de Ipiales

El sector de agua potable y saneamiento básico en Colombia no dispone de una metodología que permita medir cualitativa y cuantitativamente la situación actual y futura de la infraestructura física existente y el uso del sistema de acueducto, lo cual dificulta al Estado realizar controles, seguimientos y ejecuciones eficientes. La mayoría de las localidades cuentan con infraestructura física sanitaria, pero es evidente que no se realiza la debida operación o su respectivo mantenimiento. Lo anterior, determina la necesidad de tener una metodología que permita realizar censos sanitarios para evaluar, diagnosticar y calificar la infraestructura física existente y el uso de servicios básicos (Ospina & Ramírez, 2011).

Siguiendo la metodología anteriormente mencionada por Ospina y Ramírez(2011), para la cabecera de San Juan se le realizó la adaptación siguiendo las variables tangibles: vida útil, cobertura, cantidad, continuidad, calidad, factor de importancia y capacidad hidráulica.

Información preliminar

El acueducto de San Juan está conformado por una junta administradora Nit: 837000442.9 que tiene como su representante legal al Sr. Luis Fernando López S. con cédula de ciudadanía N° 19, 405,057 expedida en Bogotá, y también cuenta con el Sr Remigio Villareal quienes en su labor de fontanero se encargan de revisar el estado actual del acueducto. Para realizar el proyecto fue fundamental trabajar mancomunadamente; puesto que por ser un acueducto bastante longevo no se cuenta con diseños y planos del acueducto que entre sus principales elementos lo conforman: Captación, Aducción, Desarenador, Línea de Conducción, Tanque de Almacenamiento.

Como se mencionaba anteriormente, la falta de información para la elaboración de la evaluación y el rediseño hidráulico se optó por realizar el levantamiento topográfico donde quede evidenciado coordenadas, alturas, y georreferenciación, con las cuales se obtiene la representación gráfica del terreno levantado, el área y volúmenes de tierra cuando así se requiera (Torres & Villate, 2001). Además, como no se cuenta con la información de la clase de tubería, válvulas de purga, accesorios, ventosas y tampoco el estado actual de su infraestructura, fue necesario la recopilación de estos datos fundamentales para llevar a cabo los estudios pertinentes

Evaluación del sistema

Según el reglamento Ras 2000 en su título A, dice que los sistemas de acueductos deben contar con su respectiva evaluación y diagnóstico, por ello para llevar a cabo este proyecto se utilizó una serie de herramientas metodológicas, las cuales son las siguientes:

- Evaluación hidráulica (vca).

Para realizar la evaluación del sistema se utilizó la metodología de Ospina y Ramírez (2011) donde se tuvo en cuenta las siguientes variables tangibles: vida útil, cobertura, cantidad, continuidad, calidad y capacidad hidráulica.

Valoración del sistema de acueducto:

Ecuación 8. VAC: Valoración del sistema de acueducto.

$$VAC = \frac{Cap + De + Ta + Ca}{4}$$

Donde:

Cap = Captación

De = Desarenador

Ta = Tanque de almacenamiento

Ca=Conducción y aducción

K= Factor de estimación de la capacidad de cobertura de cada unidad del sistema, para atender la población objetivo. Se considera que la unidad debe contener cobertura mínima del 50% para ser valorada y aprovechable en el sistema. La cobertura se considera como la capacidad para atender a la población objetivo, garantizando cantidad, calidad y continuidad en el servicio.

El cálculo de este factor se da de manera progresiva linealmente, donde el valor K es directamente proporcional a la cobertura, según las siguientes ecuaciones:

Ecuación 9. Planta de tratamiento, red de distribución y tanque de almacenamiento:

$$K=0,8 \times \left(\frac{C}{50}\right) - 0.4$$

Ecuación 10. Captación y micro medición:

$$K=0,8 \times \left(\frac{C}{50}\right) - 0.5$$

Ecuación 11. Macro medición, conducción y aducción

$$K=0,8 \times \left(\frac{C}{50}\right) - 0.6$$

Ecuación 12. Desarenador

$$K=0,8 \times \left(\frac{C}{50}\right) - 0.7$$

Donde C: Cobertura (%). (Ospina & Ramírez, 2011, p. 181)

En la

Figura 12, se representan los valores para acueducto de K vs. Cobertura:

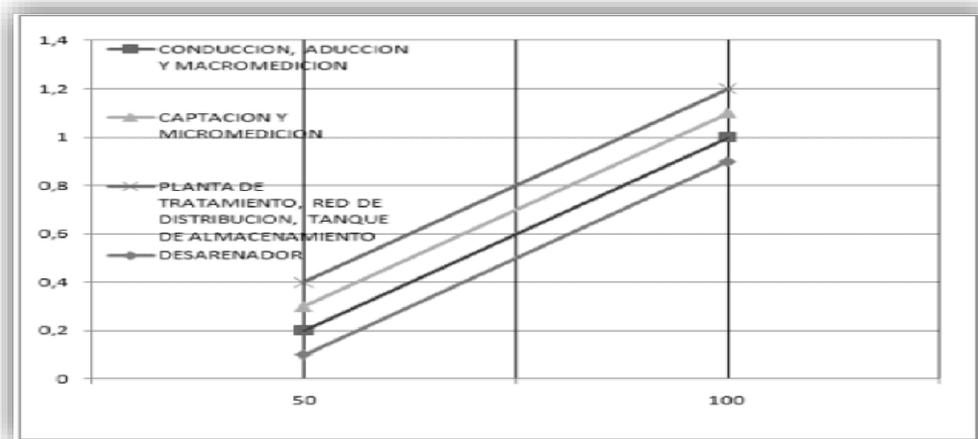


Figura 12. Gráfico de K para acueductos

Fuente: (Ospina & Ramírez, 2011, p. 181)

U = Calificación estimada para la vida útil hidráulica y estructural de cada unidad del sistema de acueducto o alcantarillado, cuyo valor es directamente proporcional a los años que posee la unidad para atender la población objetivo. El cálculo de este factor se da de manera progresiva y tiene un comportamiento lineal, según la Ecuación 13:

Ecuación 13. Factor de estimación de la vida útil

$$K = 0,45 * V$$

Donde:

V = Vida útil en años, escogiéndose la más crítica entre la hidráulica y la Valoración cualitativa de la unidad (EI), que se califica así: bueno, regular o malo del sistema de acueducto o alcantarillado, que se estima a partir de la

Figura 12. Se valora el estado general de la unidad, su diseño respecto a las exigencias técnicas de la norma R.A.S. 2000, la seguridad, la funcionalidad, la operación y mantenimiento y limpieza que se realice. (Ospina & Ramírez, 2011, p. 182) ver

Figura 13.

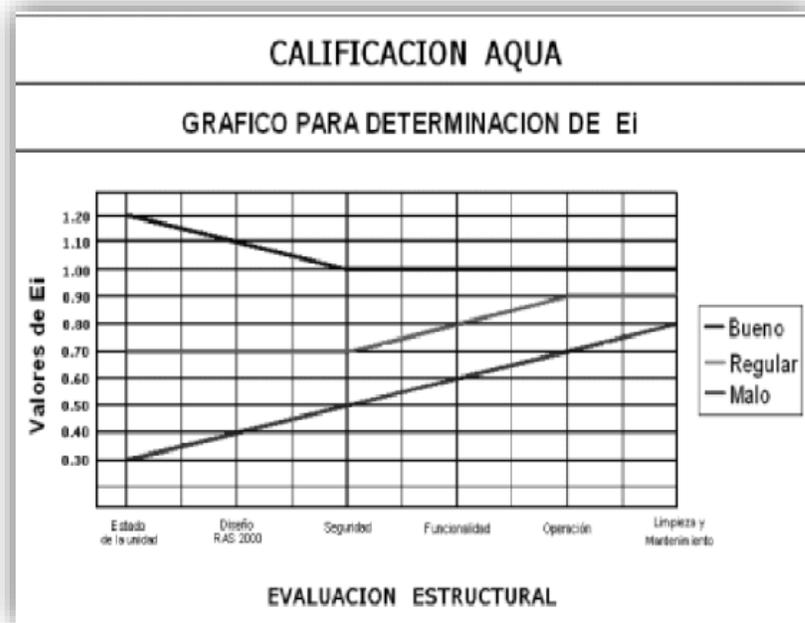


Figura 13. Gráfico de EI

Fuente: (Ospina & Ramírez, 2011, p. 182)

La suma de los resultados encontrados en cada una de las variables permite calificar cualitativamente y de manera integral la gestión de todas y cada una de las unidades de cada sistema, oscilando entre 0 y 5, definidas así: Excelentes, Buenas, Aceptables, Regulares, Deficientes o Muy Malas; según el rango obtenido, tal como se indica en la Figura 14, la cual expresa las valoraciones para acueducto y alcantarillado.

0 - 2	2.1 - 2.5	2.6 - 3	3.1 - 3.5	3.6 - 4	4 - 5
Deficiente	Malo	Regular	Aceptable	Bueno	Excelente

Figura 14. Calificación cualitativa del sistema, según las valoraciones VAC

Fuente: (Ospina & Ramírez, 2011, p. 182)

Fase 2: elaboración del rediseño hidráulico desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento del sistema acueducto de la cabecera del corregimiento de San Juan municipio de Ipiales

Para los cálculos del rediseño de los elementos mencionados anteriormente se tomó como base el reglamento RAS 2000, en los títulos A, B, C, y el libro “Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados” de (López, 2003), para lo cual se realizó los siguientes estudios y cálculos:

Determinación de la tubería por medio de apiques en la línea de conducción.

Con el fin de mostrar su localización, clase de tubería y material; en el mes de enero del 2017 se realizó 60 apiques (huecos), donde junto con la colaboración de los señores Juan José Quenguan, Miguel Quenguan se realizaron los huecos hasta llegar a la cota clave de la línea de la tubería con el fin de caracterizarlas. En las figura 15, 16 y 17 se puede apreciar el momento de la elaboración de algunos apiques que sirvieron de mucha ayuda en el proyecto. El trabajo para realizar los apiques fue bastante laborioso por el ingreso a dichos lugares y el transporte de la herramienta con la que se obtuvieron las excavaciones.



Figura 15. Ubicación de uno de los apiques

Fuente: toma propia



Figura 16. Localización, clase de tubería y material

Fuente: toma propia



Figura 17. Relleno de los apique una vez localizados

Fuente: tomapropia

Levantamiento topográfico

El acueducto de la cabecera de San Juan, no cuenta con planos planimétricos, perfiles y tampoco carteras topográficas, por ello se realizó el levantamiento topográfico del que se obtuvo una serie de datos de campo como son: (UTM) coordenadas geográficas donde indican la posición global del acueducto y también las alturas del terreno. Esta información es valiosa para la verificación del estado actual del acueducto y para su rediseño.

En las figuras 18, 19, 20, 21 se puede apreciar el trabajo de topografía que se realizó en el mes de febrero del 2017, donde se utilizó una estación total TOPCON 226, un bastón con su respectivo prisma y un GPS debidamente calibrados.



Figura 18. Topografía en la captación

Fuente: tomapropia



Figura 19. Topografía de la línea de conducción, “Apique 6, Cota Clave”

Fuente: tomapropia



Figura 20. Topografía de referencia de la vía que comunica al municipio del Contadero Nariño

Fuente: tomapropia



Figura 21. Topografía de referencia del tanque de almacenamiento

Fuente: toma propia

Obtención de caudales

Para realizar la toma de los aforos correspondientes en las estructuras del acueducto, se eligió el método volumétrico, dado que este método se emplea para determinar caudales pequeños ($Q < 4 \text{ Lts/sg}$). Para realizar el procedimiento se utilizó un recipiente de 10 litros de volumen y se midió el tiempo (segundos) en que se tarda en llenarlo; en este caso por ser un caudal muy pequeño se utilizó un balde de 10 litros aforado y un cronómetro. Se realizaron 3 mediciones por cada estructura para obtener un caudal promedio se verificó que los caudales medidos tuvieran un resultado cercano, es decir que tuvieran buena precisión. El procedimiento para calcular el caudal se realiza mediante la Ecuación 1.

- Volumen del contenedor
- Medir el tiempo de llenado

En la Figura 22 y

Figura 23 se muestra el registro de toma de caudales, que serán de mucha importancia a la hora de realizar los cálculos correspondientes al rediseño hidráulico del sistema de ac



Figura 22. En esta imagen se observa el aforo correspondiente al desarenador

Fuente: toma propia



Figura 23. En esta imagen se observa el aforo correspondiente al tanque de almacenamiento

Fuente: toma propia

Rediseños definitivos.

- Rediseño y cálculo hidráulico.

Teniendo en cuenta la información recolectada en las actividades de toma de caudales y topografía realizada, se continúa con el cálculo hidráulico de cada uno de los elementos en estudio; tal como es el cálculo de diámetros de tubería, presión, velocidad, pérdidas

de energía y coeficiente de descarga en las captaciones. Para dichos cálculos se tomó como base la bibliografía mencionada el Capítulo II.

- Memorias y cálculos hidráulicos impresos y digitales.

Todos los cálculos quedan en un registro tanto impreso como digital, donde contienen los cálculos actuales y el rediseño propuesto.

Capítulo IV. Resultados

Línea base del sistema de acueducto de la “Cabecera de San Juan”

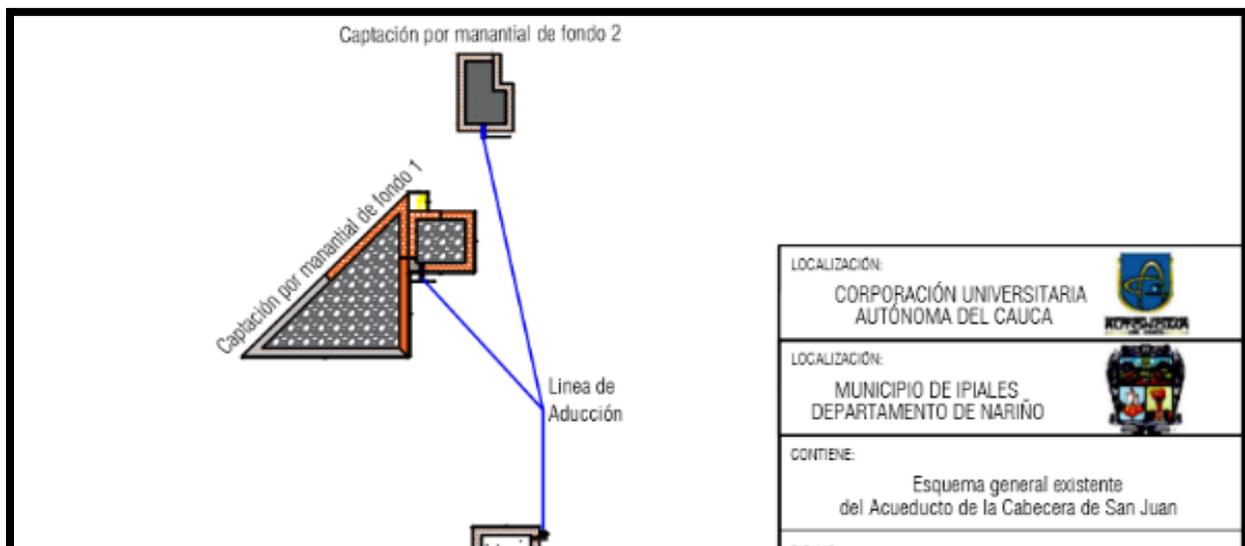


Figura 24. Esquema general del sistema de acueducto de la “Cabecera de San Juan”

Fuente: elaboración propia

Captación por manantiales de fondo de la fuente denominada Davilas el Ciruelo

El acueducto existente fue construido en el año 1967 por la intervención del Instituto Nacional para Programas Especiales de Salud (INPES). La principal captación del acueducto está compuesta por fuentes naturales (manantiales) denominada Davilas el Ciruelo, este funciona por gravedad y tiene un caudal de 3.3 L/s que se suministran a toda la comunidad para sus necesidades diarias.

- El sistema de captación se divide en dos. En la Figura 25, y Figura 26 y 27 se aprecia el sistema mencionado, cuya principal característica es de tipo Manantial de Fondo donde el agua aflora del subsuelo.



Figura 25. Captación por Manantial de Fondo 1

Fuente: toma propia



Figura 26. Captación por Manantial de Fondo 2

Fuente: toma propia



Figura 27. Fondo de la captación 2

Fuente:toma propia

Las captaciones se encuentran ubicadas a una altitud de 2485.18 m.s.n.m. La estructura de ambas captaciones está hecha en ladrillos y recubierta por cemento, esto la hace bastante longeva porque los lineamientos actuales exigen que las construcciones de estas unidades se realicen en concreto reforzado; también cuenta con un canal de aducción de tubería de PVC de 4 pulgadas, cuya longitud es de 40 metros.

Además, debido a la condición actual de funcionamiento del sistema de captación, no es posible establecer con precisión el suministro de agua captada por las dos captaciones. Por tal razón, se tiene como supuesto que el caudal que conduce la línea de aducción hacia el desarenadores el caudal que manan las dos captaciones.

Desarenador

En la Figura 28 se presenta la estructura de desarenador de la junta de acueducto de la Cabecera de San Juan; desarenador de tipo convencional cuya función consiste en remover partículas que provienen de su captación.



*Figura 28.*Desarenador convencional

Fuente:toma propia

El desarenador se encuentra ubicada a una altitud de 2482.62 m.s.n.m. La estructura es de concreto y el tamaño de la partícula a remover es de 0.053mm; según este tamaño el material de suspensión corresponde a arena de tipo medio. Este es lógico dado que la fuente es un manantial y el filtro ubicado en la zona de captación es de grava. También se cuenta con una tubería de llegada y de salida hacia el tanque de 4" en PVC.

Línea de conducción

La línea de conducción que se encuentra en funcionamiento sale desde el desarenador hasta el tanque de almacenamiento, tiene una longitud de 1.317 metros construida en PVC, de los cuales 586 metros son en 4" RDE 41 con una presión de trabajo de 100 psi y 731 metros son en 3" RDE 26 con una presión de trabajo de 160 psi. A lo largo del sistema también se cuenta con (5) cinco válvulas de purga en las abscisas (m) 273, 417, 763, 1.254 y (4) cuatro ventosas en las abscisas (m) 546, 752, 851, 1.174.

Para realizar cambios de dirección en la línea de conducción se cuenta con 21 codos de 11 $\frac{1}{4}$ y 4 codos de 22 $\frac{1}{2}$. Además existen (2) dos tramos colgantes viaductos.

Tanque de almacenamiento

Las figuras 29 y 30 presentan la estructura de los tanques de almacenamiento, los cuales son hechos en concreto. Este sistema cuenta con (2) tanques de almacenamiento cuyos volúmenes son de 64,6 m³ y 46,23 m³ cada uno; y tal como se observa en la Figura 24 están conectados en serie, por lo cual el primero que se encuentra ubicado en una cota 2468.55 (m.s.n.m.) es el primero que se abastece de agua, y una vez realizado su respectivo llenado acciona el flotador haciendo que suba el agua al segundo tanque ubicado en una cota 2474.30 (m.s.n.m.). Cabe resaltar que el primer tanque suministra agua a la parte de baja y el segundo a la parte de alta de la Cabecera de San Juan.



*Figura 29.*Tanque de almacenamiento 2

Fuente: toma propia



Figura 30.Tanque de almacenamiento 1

Fuente: toma propia

Evaluación hidráulica (VCA)

Según la metodología de Ospina y Ramírez(2011)para la evaluación hidráulica es necesarioobtener la información del número de usuarios que hacen uso del servicio. Estos datos son suministrados por la Junta del Acueducto y corroborados con una pequeña encuesta realizada por este estudio (ver Anexos). En la Tabla 8 se indica el

número de usuarios y habitantes de los distintos sectores que conforman la cabecera del corregimiento de San Juan.

Tabla 8. *Habitantes y beneficiarios del acueducto*

Junta Administradora del Acueducto de San Juan		
Personería Jurídica: NIT: 837000442.9		
Suscriptores Cabecera de “San Juan”		
Sectores	Beneficiarios	Habitantes
Las cuadras	30	320
Fátima	40	400
San Martín	50	420
La Paz	10	140
Panamericana	30	300
Virgen del Carmen	60	480
Guaitara	40	320
La Playa	30	240
Salida a puerres	20	200
Kiosco	20	184
Total	330	3004

Fuente:(Junta Administradora del Acueducto San Juan, 2015)

Según los datos recolectados anteriormente se evidencia que en el año 2015 se les realizó el suministro de agua a 3004 habitantes, no obstante en la actualidad existen 2690 beneficiarios que cuentan con buen suministro de agua, mientras que el resto padece de un servicio intermitente (Junta Administradora del Acueducto San Juan, 2015).

Ecuación 14. Porcentaje de beneficiarios del acueducto

$$C\% = \frac{N^{\circ} \text{ habitantes beneficiarios del acueducto} * 100}{\text{Total de Beneficiarios}}$$

$$C\% = \frac{2690 * 100}{3004} = 89\%$$

Ospina y Ramírez(2011) en su metodología para realizar la valoración considera que el acueducto debe contener una cobertura mínima de 50% para ser valorada y aprovechable; el resultado para el acueducto en estudio indica que se tiene un 89% de cobertura, por lo cual este sistema sí puede ser valorado con la metodología mencionada.

Asimismo el resultado indica que no toda la población de la Cabecera de San Juan tiene suficiente cobertura.

Esta metodología se adecuó al sistema de acueducto de la Cabecera de San Juan arrojando los siguientes resultados:

- Factor de estimación de la capacidad de cobertura de cada unidad del sistema (k).

El cálculo de este factor se da de manera progresiva línealmente, donde el valor K es directamente proporcional a la cobertura.

Tanque de almacenamiento:

$$K=0,8 \times \left(\frac{89}{50}\right) - 0.4 = 1.02$$

Captación:

$$K=0,8 \times \left(\frac{89}{50}\right) - 0.5 = 0.92$$

Conducción y aducción:

$$K=0,8 \times \left(\frac{89}{50}\right) - 0.6 = 0.824$$

Desarenador:

$$K=0,8 \times \left(\frac{89}{50}\right) - 0.7 = 0.724$$

En la Figura 31 se representan los valores para el acueducto de la Cabecera de San Juan de K vs Cobertura%.

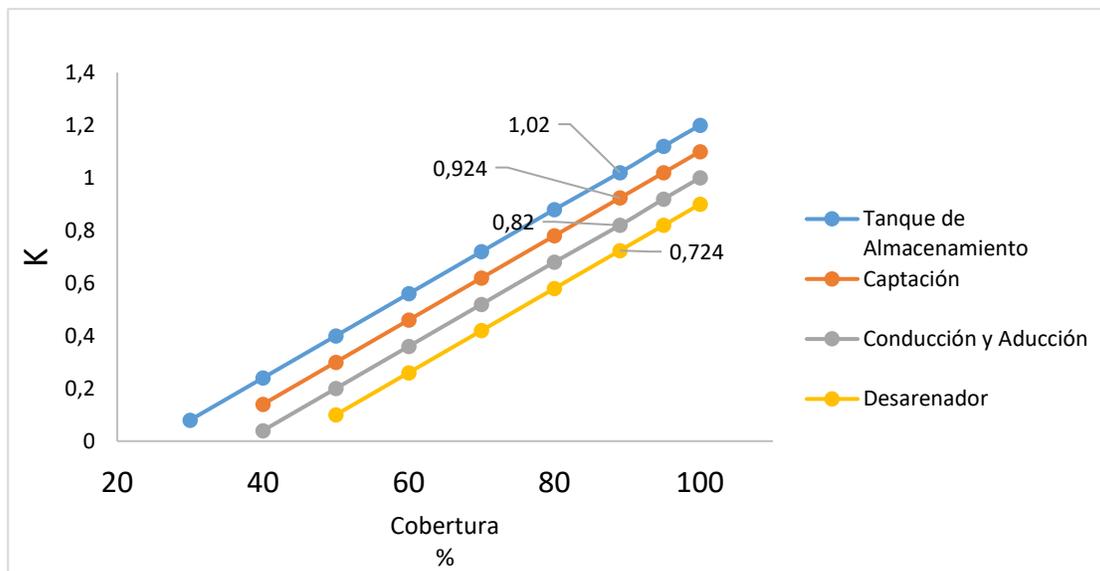


Figura 31. Gráfica K vs Cobertura % para el Sistema de Acueducto de San Juan

Fuente: elaboración propia

- La calificación estimada para la vida útil hidráulica y estructural de cada unidad del sistema, es directamente proporcional a los años que posee la unidad (U_i).

El cálculo de este factor "U" se da de manera progresiva linealmente, es directamente proporcional a la vida útil según la siguiente ecuación:

$V =$ El acueducto cuenta con una vida útil de 50 años

$$U = 0.45 * V$$

$$22.5 = 0.45 * 50$$

En la Figura 32 se presentan los valores para el acueducto de la Cabecera de San Juan de U vs Vida Util.



Figura 32. Determinación U_i

Fuente: elaboración propia

En la gráfica anterior de U vs Vida útil se observa como después de 10 años de vida de las estructuras que componen el sistema de acueducto, el valor de U_i es de 4,5.

En cuanto a su vida útil las estructuras anteriormente mencionadas ya cumplieron su ciclo de utilidad, puesto que según las normas colombianas y el reglamento RAS 2000 en su título B, su complejidad es **MEDIO**, estableciendo un periodo de diseño de 25 años.

- Valoración Cualitativa de la unidad (bueno, regular, o malo) del sistema de acueducto de la Cabecera de San Juan Ei

Para esta valoración según la metodología de Ospina y Ramírez(2011) se debe recurrir a la Figura 13 donde se especifica la valoración según el estado general, seguridad, funcionamiento, operación, limpieza y las técnicas exigidas por el reglamento RAS 2000.

En la Tabla 9 quedó consignada la valoración cualitativa para cada uno de los elementos del sistema de acueducto de la Cabecera de San Juan siguiendo los parámetros anteriores.

Tabla 9. *Diagnóstico sanitario y estructural*

	Valoración Ei			
	Captación	Desarenador	Línea de Conducción	Tanque de almacenamiento
Estado de la Unidad	0,3	0,3	0,3	0,3
Diseño Ras 2000	0,7	0,7	0,7	0,4
Seguridad	1,0	1,0	1,0	0,5
Funcionalidad	0,8	0,8	0,6	0,6
Operación	0,9	0,9	0,7	0,7
Limpieza y Mantenimiento	0,9	0,9	0,9	1,00
	0,8	0,8	0,7	0,6

$$\Sigma i$$

Fuente: elaboración propia

- Cálculo general para la evaluación hidráulica (VCA):

En la

Valoración del Acueducto de la Cabecera de San Juan según la metodología de Ospina y Ramírez(2011)				
Parámetros Elementos	Ki	Ui	Ei	(Ki*Ui*Ei)
Tanque de almacenamiento	1,02	4,5	0,6	2,8
Captación	0,92	4,5	0,8	3,3
Conducción y Aducción	0,82	4,5	0,7	2,6
Desarenador	0,72	4,5	0,6	1,9
				2,65

quedan consignados los resultados de la valoración según la metodología de Ospina y Ramírez(2011) aplicada en el proyecto del acueducto la Cabecera de San Juan.

Tabla 10. *Valoración del Acueducto*

Fuente: elaboración propia

Valoración del Acueducto de la Cabecera de San Juan según la metodología de Ospina y Ramírez(2011)				
Parámetros Elementos	Ki	Ui	Ei	(Ki*Ui*Ei)
Tanque de almacenamiento	1,02	4,5	0,6	2,8
Captación	0,92	4,5	0,8	3,3

Conducción y Aducción	0,82	4,5	0,7	2,6
Desarenador	0,72	4,5	0,6	1,9
				2,65

De acuerdo a la valoración Ospina y Ramírez(2011), y verificando los resultados en el Reglamento RAS 2000, el Sistema de Acueducto de la “Cabecera de San Juan” tiene una valoración de 2.65 que le corresponde a una calificación REGULAR; este resultado se atribuye a varios factores tales como un sistema longevo, el crecimiento de la población nativa y flotante, y además que las fuentes no abastecen la demanda requerida, lo cual hace que no se cumpla con un buen suministro de agua. En las figuras 33, 34 y 35 se evidencian algunas irregularidades en el sistema.



Figura 33. Estructuras longevas, captación 1

Fuente: elaboración propia



Figura 34. Filtración de agua por pared, captación 2

Fuente: elaboración propia



Figura 35. Tanque sin cerca de protección

Fuente: elaboración propia

Rediseño hidráulico

- Determinación de la tubería por medio de apiques en la línea de conducción

Entre los resultados se obtuvo la determinación de los apiques cuyas dimensiones promedio son de 55 cm en vertical, 47 cm en forma horizontal y 0.5 cm hacia lo ancho; las distancias tomadas entre apiques fueron aproximadamente de 22 m, y a lo largo de todo el trabajo se realizó un volumen promedio de excavación por apique de 0.160 m³ de tierra. Dichos apiques son de suma importancia no solo por sus respectivas localizaciones, sino que también se aprovecharon para realizar la topografía en el sitio. En la

están consignadas todas las dimensiones de los apiques.

Tabla 11. *Dimensiones de apiques*

N°	Altura (m)	Ancho (m)	N°	Altura (m)	Ancho (m)	N°	Altura (m)	Ancho (m)
1	0.79	0.5	21	0.57	0.4	41	0.61	0.5
2	0.26	0.3	22	0.47	0.3	42	0.32	0.3
3	0.57	0.5	23	0.29	0.3	43	0.56	0.5
4	0.27	0.3	24	0.12	0.2	44	0.44	0.4
5	0.46	0.4	25	0.17	0.2	45	0.52	0.5
6	0.34	0.3	26	0.50	0.5	46	0.37	0.4
7	0.61	0.5	27	0.73	0.3	47	0.85	0.9
8	0.39	0.4	28	0.63	0.5	48	0.63	0.6
9	0.55	0.5	29	0.89	0.5	49	0.33	0.4
10	0.97	1.0	30	0.97	0.5	50	0.51	0.5
11	0.3	0.3	31	1.56	1.0	51	0.48	0.5
12	0.3	0.3	32	1.69	1.0	52	0.58	0.5
13	0.32	0.3	33	1.81	1.0	53	0.34	0.4
14	0.33	0.3	34	0.58	0.6	54	0.66	0.5
15	0.31	0.3	35	0.65	0.5	55	0.57	0.5
16	0.34	0.3	36	0.63	0.4	56	0.4	0.4
17	0.35	0.3	37	0.24	0.3	57	0.53	0.5
18	0.32	0.3	38	0.12	0.2	58	0.753	0.8
19	0.31	0.3	39	0.91	0.8	59	0.52	0.6
20	0.37	0.4	40	0.92	0.7	60	0.62	0.5

Fuente: elaboración propia

En la

Tabla 12 quedan registradas las clases de tubería de PVC que están en funcionamiento en el Acueducto de la Cabecera de San Juan, esta inspección se realizó en el mes de enero de 2017.

Tabla 12. *Clase de Tubería*

Tramo	Tubería				Material
	Abscisa (m)	Diámetro (Pul)	Presión de trabajo (Psi)	RDE	
Captación- Desarenador	0-40	4	100	41	PVC
Desarenador- Conducción	40-627	4	100	41	PVC
Conducción- Tanque	627- 1,360	3	160	26	PVC

Fuente: elaboración propia

- Levantamiento topográfico

La mayoría de la tubería está ubicada en los predios de terreno rural de los señores Antonio Dávila, María Aguilera y Patricia Malpud en las montañas del corregimiento de San Juan y parte del municipio del Contadero-Nariño. El levantamiento topográfico se llevó a cabo con una estación total marca Topcon serie 226 debidamente calibrada (ver Anexo C). Con dichos datos obtenidos que están asignados en una cartera topográfica (ver Anexo B), y tomando como base dichos datos se realizaron los planos en el programa Autocad Civil 3D 2016 y los resultados se muestran en las figuras 36, 37, 38 y 39.

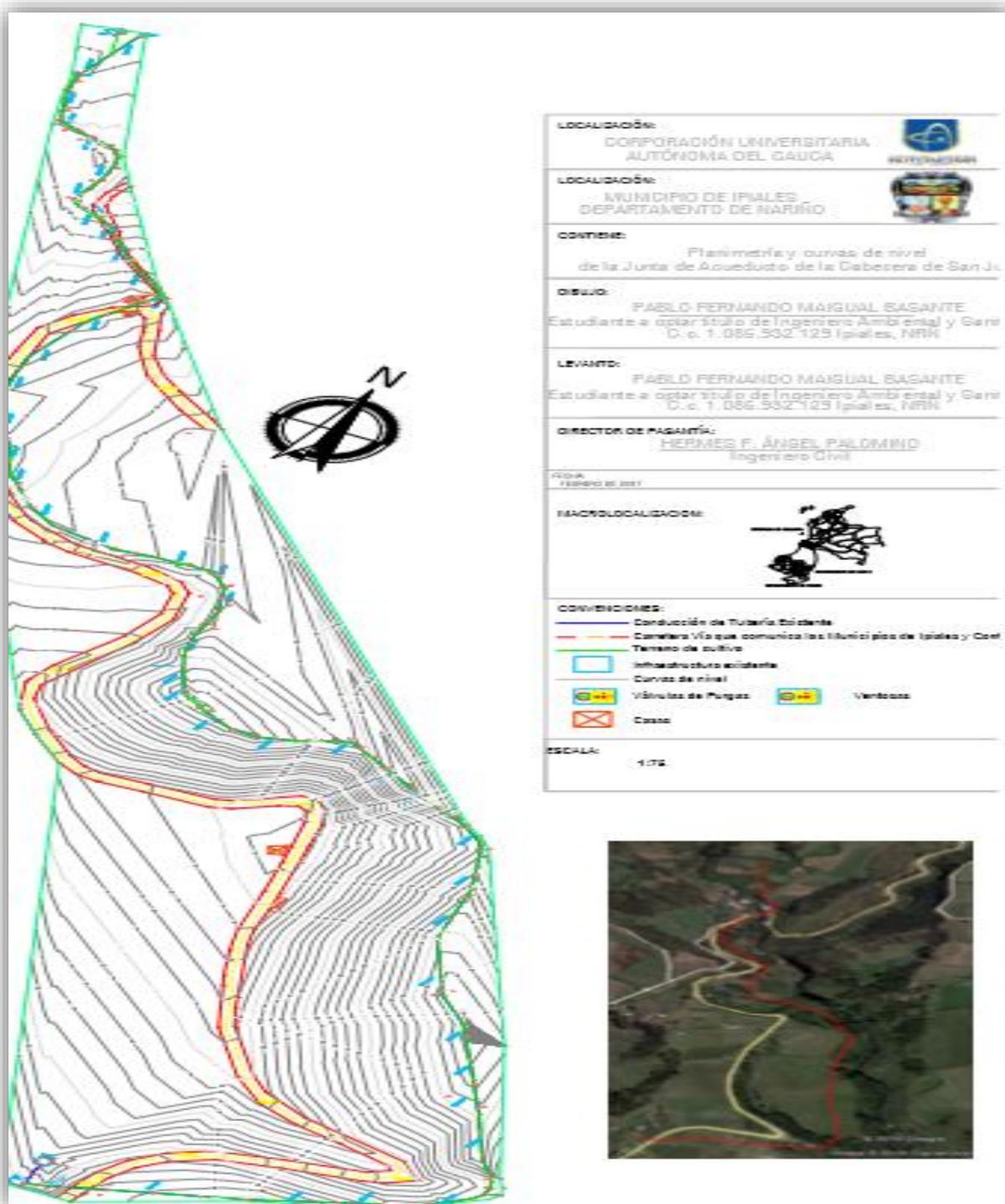


Figura 36. (Autocad) Plananimetría del acueducto de la Cabecera de San Juan

Fuente: elaboración propia



Figura 37. (Autocad) Altimetría del acueducto de la Cabecera de San Juan

Fuente: elaboración propia

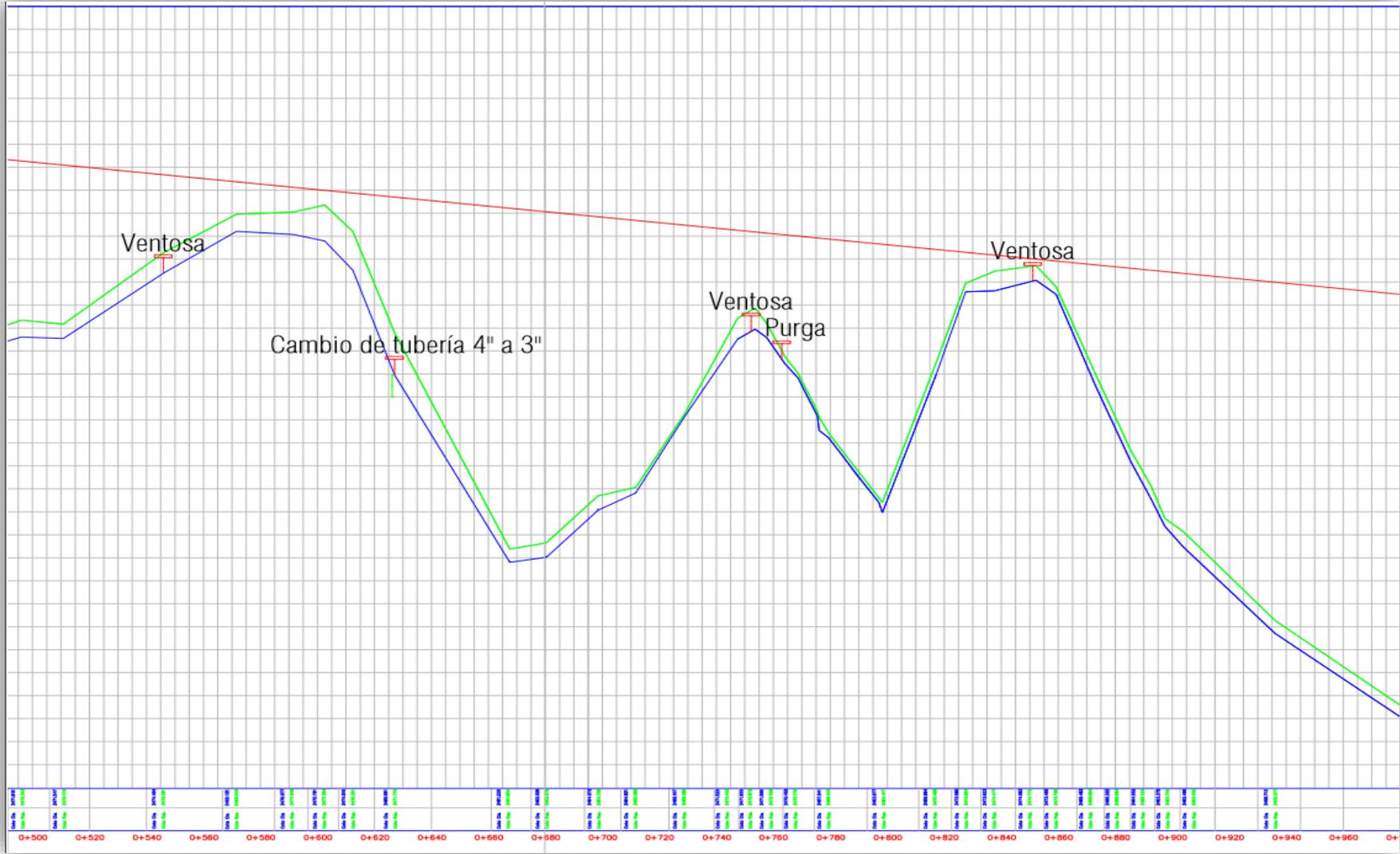


Figura 38. (Autocad) Altimetría del acueducto de la Cabecera de San Juan - continuación de la Figura 37

Fuente: elaboración propia



Figura 39. (Autocad) Altimetria del acueducto de la Cabecera de San Juan - continuacion de Figura 38

Figura: elaboración propia

- Obtención de caudales

En las tablas 13, 14 y 15 quedan consignados los cálculos de los aforos realizados en el Acueducto de la Cabecera de San Juan de la fuente Davilas el Ciruelo.

Tabla 13. *Aforo de llegada al desarenador*

Caudal general del sistema L/s			
Aforo	Volumen (L)	Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1	10	4,58	2,18
2	10	4,33	2,30
3	10	4,55	2,19
	Q (L/s)		2,20

Fuente: elaboración propia

Cabe resaltar que al desarenador llega otro caudal de una fuente cercana cuyo valor aforado está en la Tabla 14.

Tabla 14. *Aforo de llegada al desarenador*

Caudal general del sistema L/s			
Aforo	Volumen (L)	Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1	10	9,10	1,09
2	10	8,90	1,12
3	10	8,87	1,12
	Q (L/s)		1,10

Fuente: elaboración propia

Caudal captado y transportado por la línea de conducción hacia los tanques de almacenamiento.

Tabla 15. *Aforo tanque de almacenamiento*

Caudal general del sistema L/s			
Aforo	Volumen (L)	Tiempo (s)	Caudal (l/s)
1	10	3,05	3,27
2	10	3,10	3,22
3	10	2,98	3,35
	Q (L/s)		3,30

Fuente: elaboración propia

Estructuras hidráulicas actuales de la Junta del Acueducto de la Cabecera de San Juan

Captación por manantiales de fondo 1 (uno), fuente denominada Davilas el Ciruelo

Los parámetros básicos de la estructura hidráulica son los siguientes (datos obtenidos en campo):

- Ancho del filtro (A) = 0,35 m.
- Tubo de salida (B) = 0,108 m.
- Altura de la lámina de agua desde el tubo de salida hacia al desarenador (H) = 0,14 m.

Para el cálculo del coeficiente de descarga de la fuente “Davilas el Ciruelo” fue necesario tener en cuenta los aforos realizados anteriormente, en este caso para la captación 1 (uno) se dividió en dos el caudal que se aforó en el desarenador ($2,2 \frac{1}{s}$), por lo cual el caudal captado es $1,1 \frac{1}{s}$.

Cálculo de coeficiente de descarga, correspondiente a la verificación del caudal $1,1 \frac{1}{s}$.

- Para encontrar el coeficiente de descarga:

$$C_d = \frac{0,0011}{0,009\sqrt{2*9,81*0,14}} = 0,073$$

- Comprobación de la altura de la lámina del agua hasta el tubo de salida en la captación 1:

$$H = \frac{\left(\frac{0,0011}{0,073*0,009}\right)^2}{2*9,81} = 0,14\text{m}$$

VISTA EN TRANSVERSAL DE CAPTACIÓN # 1 POR MANANTIALES

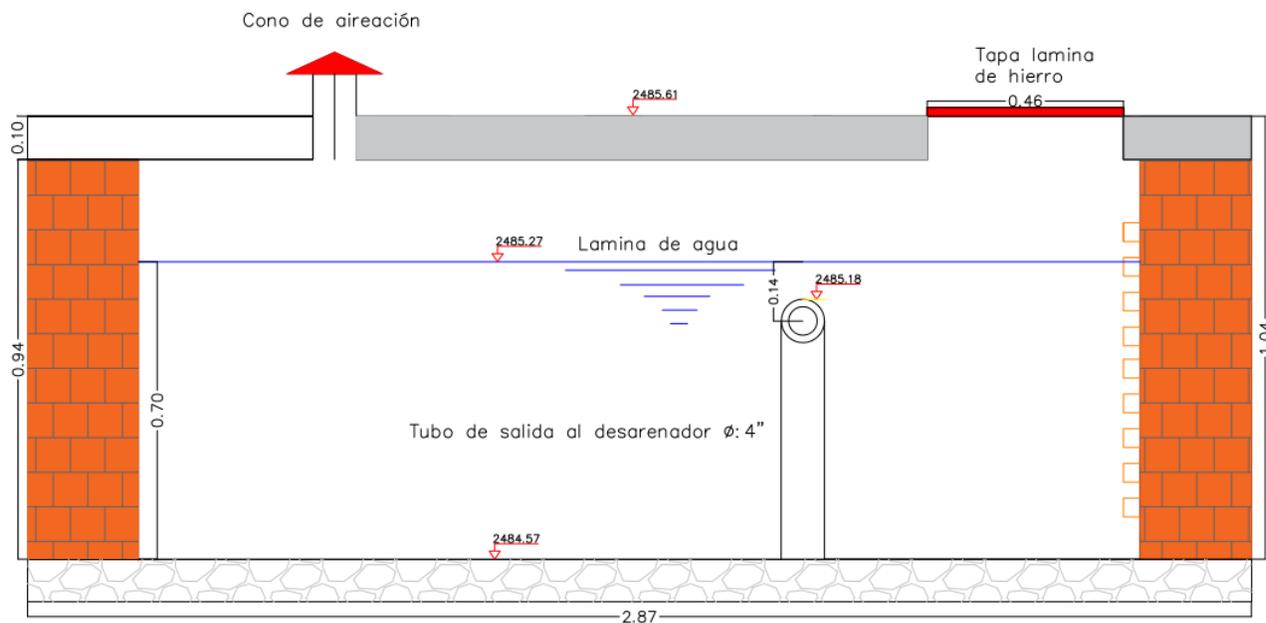


Figura 40. (Autocad) vista trasnversal de captación por manantiales 1

Fuente: elaboración propia

Captación por manantiales de fondo 2 (dos), fuente denominada Davilas el Ciruelo

Los parámetros básicos de la estructura hidráulica son los siguientes (datos obtenidos en campo):

- Ancho del filtro (A) = 0,30 m
- Tubo de salida (B) = 0,108 m
- Altura de la lámina de agua desde el tubo de salida hacia al desarenador (H) = 0,60 m

Para el cálculo del coeficiente de descarga de la fuente “Davilas el Ciruelo” fue necesario tener en cuenta los aforos realizados anteriormente, en este caso para la

captación 2 (dos) se dividió en dos el caudal que se aforó en el desarenador ($2,2 \frac{1}{s}$), para lo cual el caudal captado es $1,1 \frac{1}{s}$.

Cálculo de coeficiente de descarga correspondiente a la verificación del caudal $1,1 \frac{1}{s}$.

- Para encontrar el coeficiente de descarga:

$$C_d = \frac{0,0011}{0,009\sqrt{2*9.81*0,60}} = 0,0356$$

- Comprobación de la altura de la lámina del agua hasta el tubo de salida en la captación 2:

$$H = \frac{\left(\frac{0,0011}{0,0356*0,009}\right)^2}{2*9,81} = 0,60m$$

VISTA EN TRANSVERSAL CAPTACIÓN # 2 POR MANANTIALES

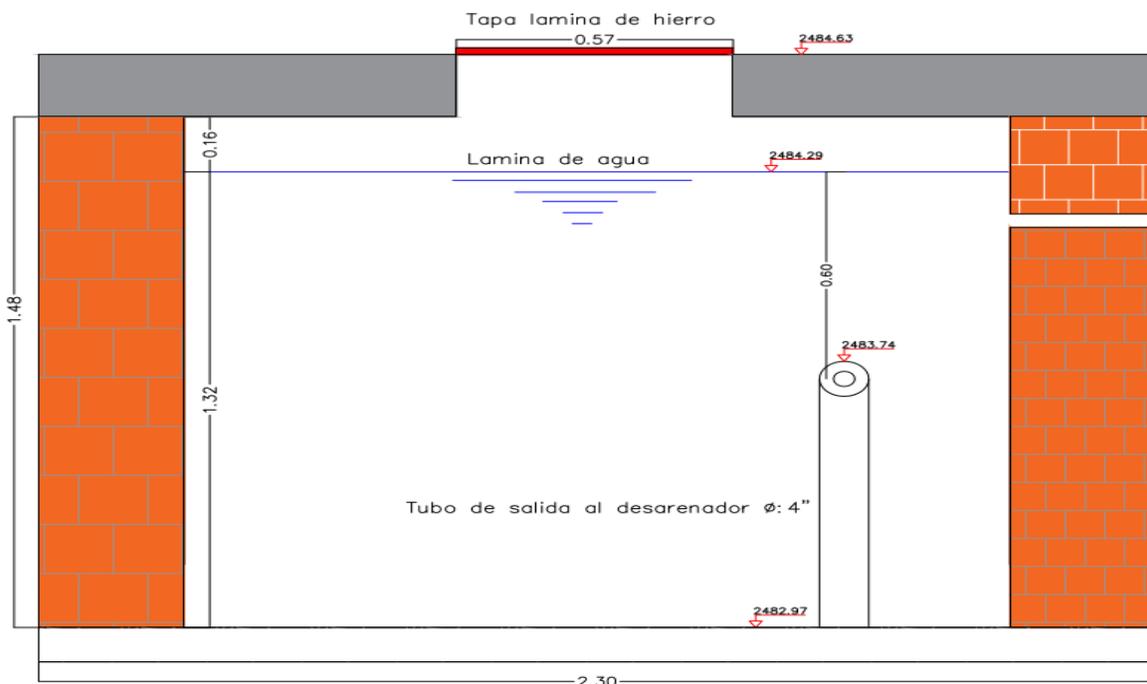


Figura 41.(Autocad) vista trasnversal de captación por manataiales 2

Fuente: elaboración propia

Tubería de aducción

La tubería de aducción tiene una longitud de 40 m entre el sistema de captación y el desarenador, esta longitud es muy adecuada dado que una larga longitud de conducción de agua no tratada puede presentar problemas como la obstrucción por material sedimentable (máxima longitud admisible es de 50 m).

Las condiciones de la tubería de aducción son las siguientes:

- Caudal de diseño: 2,2 l/s=0,0022 m³/s.
- Coeficiente de rugosidad de Manning: 0,009.
- Longitud de aducción: 40 m.
- Diámetro de aducción: 4" = 0,108 m.

En la Figura 42 se presenta el esquema de la línea de aducción donde se muestran las cotas tomadas en el terreno las cuales se obtuvieron por medio de la topografía.

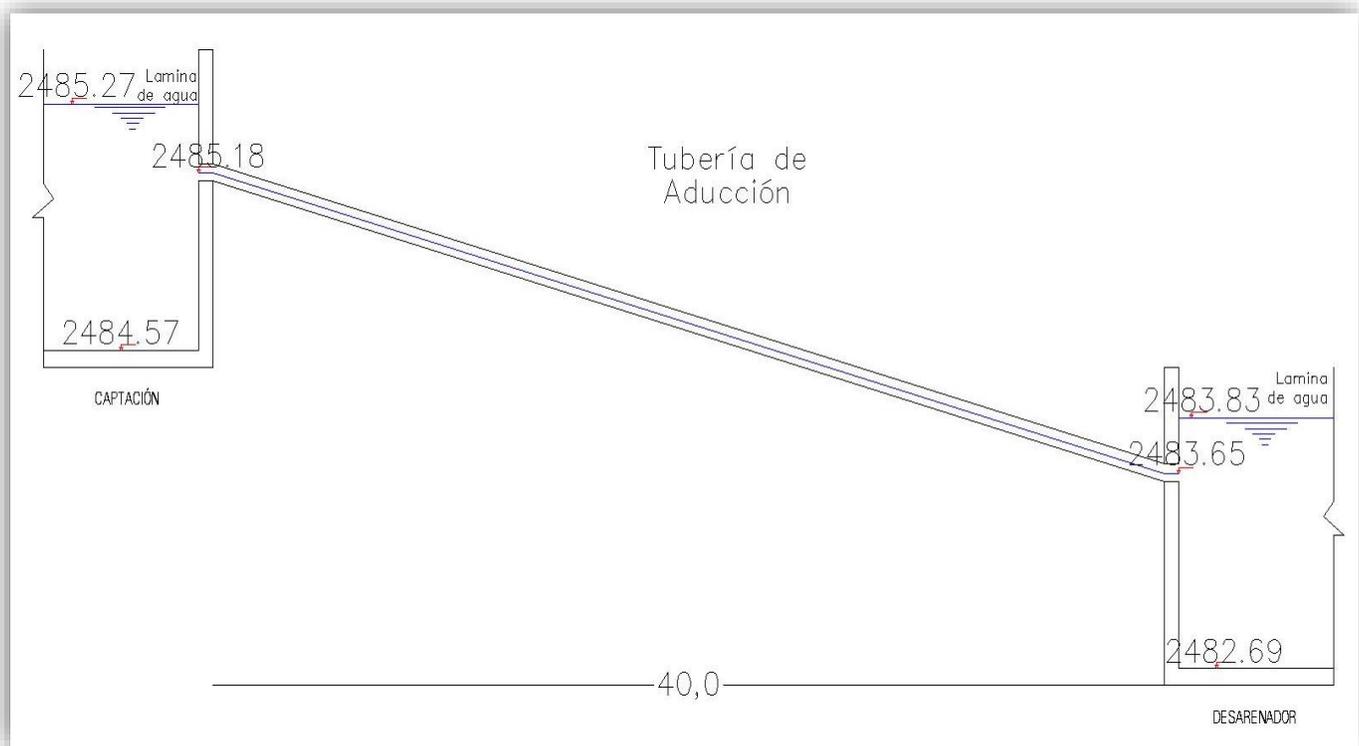


Figura 42. (Autocad) Planimetría línea de aducción

Fuente: elaboración propia

Con los datos anteriores se procede a calcular los parámetros de la tubería de aducción, teniendo en cuenta la literatura de López (2003, p. 176).

- Pendiente de la tubería:

$$S = \frac{(2485,18 - 2483,65)}{40} * 100 = 3,8\%$$

- Para determinación de las condiciones de flujo a tubo lleno:

$$Q_0 = 0,312 \frac{(0,108^{\frac{8}{3}}) * (0,038^{\frac{1}{2}})}{0,009} = 0,017 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Para determinación la velocidad a tubo lleno:

$$V_0 = \frac{0,017 * 4}{\pi * (0,108^2)} = 1,85 \text{ m/s}$$

- Para determinación del radio hidráulico:

$$R_0 = \frac{\pi * (0,108^2)}{4 * \pi * 0,108} = 0,027 \text{ m}$$

- Relación Q/Q₀

$$Q/Q_0 = \frac{0,0022}{0,017} = 0,13$$

Con el valor de Q/Q₀, se obtienen las relaciones hidráulicas correspondientes para conocer las condiciones de operación de la tubería de aducción mencionada (López 2003, p. 171).

- $\frac{V_r}{V_0} = 0,580$
- $\frac{d}{D} = 0,280$
- $\frac{R}{R_0} = 0,650$

Por lo tanto, las características de funcionamiento de la tubería de aducción tubo lleno son:

- $V_r = 0,580 * 1,85 = 1,07 \frac{\text{m}}{\text{s}} > 0,6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ Chequea ok;

- $d = 0,280 * 0,108 = 0,03 \text{ m}$
- $R = 0,650 * 0,027 = 0,018 \text{ m}$

Cálculo del esfuerzo cortante:

- $\tau = \gamma RS = 9810 * 0,018 * 0,038 = 6,7 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} > 1,2 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$ Chequea okj.

Las características de funcionamiento según el caudal transportado:

Además se determinan las pérdidas de carga unitaria y por tramo en la tubería de aducción mediante la aplicación de la fórmula de DarcyWeisbach, en los gráficos a continuación se presenta el coeficiente de fricción según temperatura, velocidad y número de Reynolds.

<i>PARA PVC 3"</i>					
<i>Temperatura</i>	<i>Viscosidad Cinematica</i>	<i>Rugosidad Absoluta</i>	<i>Rugosidad Relativa</i>	<i>Reynolds</i>	<i>Coe. Fricc.</i>
(°C)	m^2/S	e(m)	(e/D)	(Re)	(f)
10	0,000001308	0,0000015	0,0000138	30754	0,022
Nota: El regimen de flujo es Turbulento, dando un resultado $Re > 4000$;			Nota: El coeficiente de Fricción se encuentra en el diagrama de Moody		

Figura 43. Cálculo de coeficiente de fricción para tubo de 3"

Fuente: elaboración propia

<i>PARA PVC 4"</i>					
<i>Temperatura</i>	<i>Viscosidad cinematica</i>	<i>Rugosidad Absoluta</i>	<i>Rugosidad Relativa</i>	<i>Reynolds</i>	<i>Coe. Fricc.</i>
(°C)	m^2/S	e(m)	(e/D)	(Re)	(f)
10	0,000001308	0,0000015	0,0000138	30754	0,024
Nota: El regimen de flujo es Turbulento, dando un resultado $Re > 4000$;			Nota: El coeficiente de Fricción se encuentra en el diagrama de Moody		

Figura 44. Cálculo de coeficiente de fricción para tubo de 4"

Fuente: elaboración propia

Con los datos anteriores se procede calcular la velocidad en la tubería de aducción correspondiente al despeje de la ecuación de la continuidad:

$$\bullet V = \frac{0,0022}{\frac{\pi * 0,10872^2}{4}} = 0,24 \frac{m}{s} < 0,6 \frac{m}{s} < 6,0 \frac{m}{s} \text{ No Chequea } \ddot{y}$$

Las pérdidas de energía según Darcy Weisbach

$$\bullet J = 0,024 * \frac{1}{0,108} * \frac{0,24^2}{2 * 9,81} = 0,0007 \frac{m}{m}$$

$$\bullet hf = 0,024 * \frac{40}{0,108} * \frac{0,24^2}{2 * 9,81} = 0,026 m$$

Una vez determinada las pérdidas de carga hf y J se procede a realizar la línea piezométrica correspondiente a la tubería de aducción comprendida entre la captación y el desarenador. A continuación en la Tabla 16 y en la Figura 45 se presentan los cálculos y la representación gráfica de la línea piezométrica.

Tabla 16. *Línea piezométrica actual de la tubería de aducción*

Elementos	Abscisa (m)	Altura (m)	Velocidad (m/s)	Pérdidas de carga		Cota Piezométrica	
				Ecuación DarcyWeisbach			
				J (m/m)	hf (m)		
Captación	0	2485,18	0,24	0,0007	0,026	0,0006	2485,18
Desarenador	40	2483,65					2485,15

Fuente: elaboración propia

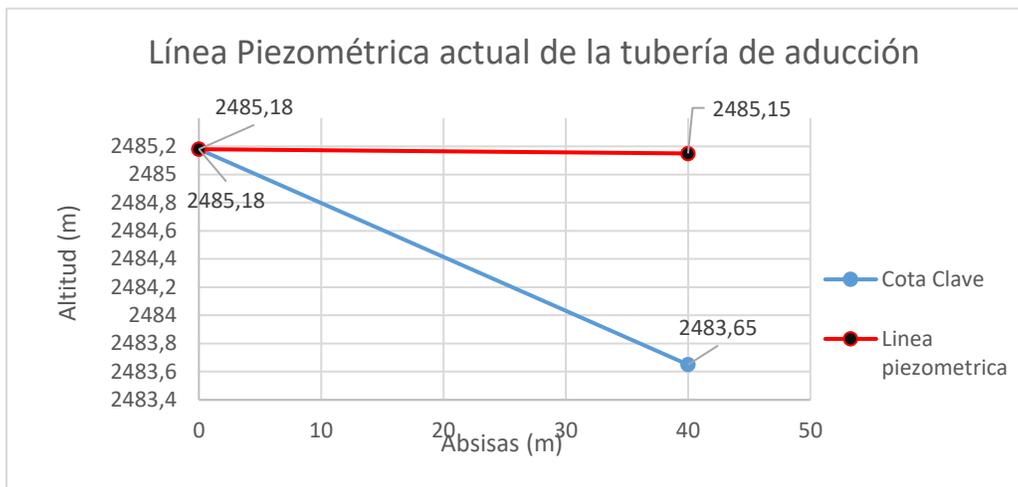


Figura 45. Línea piezométrica de la aducción

Fuente: elaboración propia

Desarenador convencional

Los parámetros para determinar la capacidad actual del desarenador son los siguientes:

- Largo (dato medido) = 2,34 m.
- Ancho (dato medido) = 2,34 m.
- Alto (dato medido) = 1,76 m.
- Altura útil (dato medido) = 0,96 m.
- Viscosidad Cinemática 10°C μ (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 187))= $0,01308 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$.
- Peso específico de la arena ρ_s (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 187))= $2,65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$.
- Peso específico del agua ρ (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 187))= $1,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$.
- Grado de desarenador n (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 190)) = 1.
- Porcentaje de remoción (dato adoptado de Reglamento Ras 2000) = 75%.

- Relación n/Porcentaje de remoción (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 191) = 3
- Diámetro de partícula de la fuente Davilas el Ciruelo= 0,053mm (registro en la Junta del acueducto).
- El Caudal adoptado es de $3,3 \frac{L}{S}$ a la salida del desarenador.

En la

Figura 46 se muestran las medidas y cotas obtenidas en el terreno del acueducto de la Cabecera de San Juan.

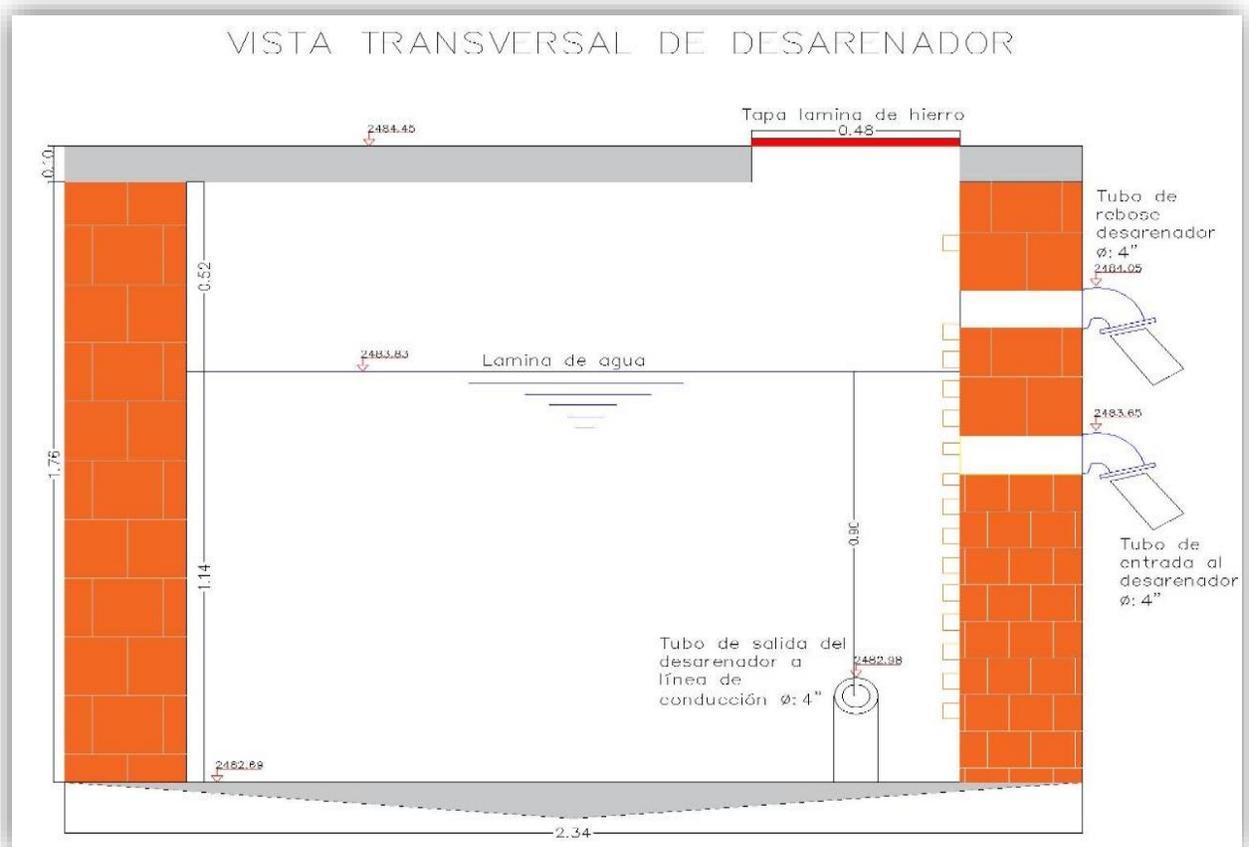


Figura 46.(Autocad) vista trasnversal de desareandor existente

Fuente: elaboración propia

Cálculo de los parámetros del desarenador

- Velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,56-1,00)}{0,01308} * (0,0053^2) = 0,18 \frac{cm}{s}$$

- La profundidad útil de sedimentación, H, igual a 0,95m, el tiempo que tarda la partícula de diámetro igual a 0,04mm en llegar al fondo sería:

$$t = \frac{114}{0,18} = 633s$$

Y el periodo de retención hidráulico:

$$\theta = 3,0 * 633 = 1899 s = 0,53 \text{ horas } (0,5hr \leq 4hr) \text{ Chequeo ok!}$$

- Caudal del desarenador:

$$Q = \frac{2,34 * 2,34 * 1,14}{1899} = 0,0033 \frac{m^3}{s}$$

La capacidad del desarenador de la Cabecera de San Juan es de $3,3 \frac{L}{s}$, que corresponde al caudal captado que es llevado por la tubería de conducción.

Línea conducción

Como se describió anteriormente, la tubería de la Cabecera del San Juan cuenta con una serie de elementos que cumplen con las especificaciones del transporte de agua. Cabe resaltar que la topografía que se realizó fue muy fundamental a la hora de hacer los cálculos respectivos de la actual línea de conducción; A continuación se muestra la figura con los cálculos mencionados

Cálculo de los parámetros de línea de conducción actual

- Longitud final:

El resultado del tramo 40,3598 – 46,5751 es el siguiente:

$$\sqrt{(42,3598 - 46,5751)^2 + (2484,05 - 2482,98)^2} = 4,34m$$

- Velocidad:

Teniendo en cuenta que el acueducto realiza una variación de tubería anteriormente mencionada, las velocidades serán diferentes y el resultado es el siguiente:

Tubería de PVC de “4 línea de aducción”

$$V = \frac{0,0022}{\frac{\pi * 0,108^2}{4}} = 0,24 \frac{m}{s} . 0,6 \frac{m}{s} < 0,24 \frac{m}{s} < 6,0 \frac{m}{s} \text{ No Chequea } ; ;$$

Tubería de PVC de “4, 42,32m a 627,06m”

$$V = \frac{0,0033}{\frac{\pi * 0,108^2}{4}} = 0,36 \frac{m}{s} . 0,6 \frac{m}{s} < 0,36 \frac{m}{s} < 6,0 \frac{m}{s} \text{ No Chequea } ; ;$$

Tubería de PVC de “3, 627,06m a 1,360m”

$$V = \frac{0,0033}{\frac{\pi * 0,082^2}{4}} = 0,62 \frac{m}{s} . 0,6 \frac{m}{s} < 0,62 \frac{m}{s} < 6,0 \frac{m}{s} \text{ No Chequea } ; ;$$

Los valores límites establecidos en el Reglamento RAS (2000, p. 110), estipulan que las velocidades mínimas y máximas en tuberías de aducción o conducción es 0.60 m/s, a 6 m/s.

Adicional a lo anterior se evidencia que la velocidad de flujo no se cumple en los tramos comprendidos entre en la línea de aducción y tampoco en las abscisas 42,32m a 627,06m; por lo que pueden ocasionar un taponamiento debido que en las tuberías recorren materiales sólidos en suspensión, y por la baja velocidad no se realice el proceso de auto limpieza.

- Pérdidas por fricción en la tubería

A continuación se presentan algunos cálculos correspondientes a las pérdidas unitarias y por tramo de la línea de conducción:

Tubería de PVC de 4” tramo captación - desarenador

$$J = 0,024 * \frac{1}{0,108} * \frac{0,24^2}{2 * 9.81} = 0,0007 \frac{m}{m}$$

$$hf = 0,024 * \frac{40}{0,108} * \frac{0,24^2}{2 * 9.81} = 0,026 m$$

Tubería de PVC de 4" tramo desarenador – abscisa 627,06 m.

$$J = 0,024 * \frac{1}{0,108} * \frac{0,36^2}{2 * 9,81} = 0,0015 \frac{m}{m}$$

$$hf = 0,024 * \frac{4,35}{0,108} * \frac{0,36^2}{2 * 9,81} = 0,006 m$$

Tubería de PVC de 3" tramo abscisa 627,06 m.- 1357,66 m (tanque de almacenamiento).

$$J = 0,022 * \frac{1}{0,08204} * \frac{0,64^2}{2 * 9,81} = 0,0056 \frac{m}{m}$$

$$hf = 0,022 * \frac{39,93}{0,08204} * \frac{0,64^2}{2 * 9,81} = 0,224 m$$

En la Figura 47 quedan consignados los cálculos realizados con respecto al cálculo hidráulico de la línea de conducción.

- Pendiente:

El cálculo de la pendiente se lo obtiene de la siguiente forma:

$$P(\%) = \frac{2474,516 - 2469,961}{14,64} * 100 = 31,11\%$$

- Codos

La selección del codo se realizó según la suma o diferencia de pendientes, para el caso anterior de la pendiente de 31,11% se revisa la Tabla 17 de selección del codo según la suma o diferencia de pendientes y el codo en este caso de la pendiente es 22,5°.

- Pérdidas locales en la tubería

Pérdidas por cambio de dirección

Se realizó el respectivo cálculo teniendo en cuenta el θ ángulo del codo, que para el caso anterior es de 22.5, lo cual el resultado es el siguiente:

$$h_f = 0.25 \frac{0,36^2}{2 * 9,81} \sqrt{\frac{22,5}{90}} = 0.00083 \text{ m}$$

Pérdidas por cambio accesorios

En el primer tramo se evidencia que existe una válvula de compuerta abierta que según su coeficiente de pérdida por accesorios, consignados en la Figura 9, corresponde a $k=0,20$, y según la ecuación 4 el resultado es el siguiente:

$$h_f = 0.2 \frac{0,36^2}{2 * 9,81} = 0.0013 \text{ m}$$

- Línea piezométrica:

En el cálculo realizado de la línea piezométrica existe un incremento de altura de la línea a la llegada al tanque de almacenamiento de $(2468.5 - 2468.94) = 0.44 \text{ cm}$; lo cual hace que el tanque tenga rebose de agua no contemplado.

- Verificación de presión de la tubería

Se verificó que la presión del flujo cumpla con los parámetros establecidos en el reglamento (RAS, 2000, p. 87).

Presión de tubería de 4" entre las abscisas 42,35 m y 627,06 m.

Presión máxima: $2486.98 - 2469.96 = 17.02 \text{ m}$.

Presión de diseño: $1.3 * 17.02 = 22.12 \text{ m}$.

Presión nominal de la tubería de PVC RDE 41: $7.03 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} = 70.5 \text{ m}$.

La presión nominal en la tubería es mayor a la presión de diseño, por ende cumple lo establecido en el reglamento (RAS, 2000, p.87).

Presión de tubería de 3" entre las abscisas 627,06 m y 1357.66.

Presión máxima: $2469.96 - 2468.50 = 1.46 \text{ m}$.

Presión de diseño: $1.3 * 1.46 = 1.89 \text{ m}$.

Presión nominal de la tubería de PVC RDE 26: $11.25 \frac{Kg}{cm^2} = 112.5 \text{ m}$.

La presión nominal en la tubería es mayor a la presión de diseño, por ende cumple lo establecido en el reglamento (RAS, 2000, p.87).

HOJA DE CALCULO HIDRAULICO DE LINEA DE CONDUCCIÓN																								
PUNTO	TRAMO Absisas		CLASE DE TUBERIA	Longitud final	CAUDAL	Ø		VELOCIDAD	PERDIDAS ECU. DARCY WEISBACH		COTA CLAVE		PENDIENTE	CODOS	$0.25 \cdot \frac{v^2}{2g} + \sqrt{\frac{\theta}{90}}$	$K \cdot \frac{v^2}{2g}$	COTA DE PIEZOMETRICA							
	Absi ini (m)	Absi fin (m)				RDE	Lf(m)		l/s	NOM	INT	m/sg					PERDIDA DE CARGA UNITARIA	PERDIDA DE CARGA TRAMO	INICIAL	FINAL	%	*	Inicial	Final
Capta - Desare	//	40.9688	41	40	2.2	4	0.108	0.24	0.0007	0.026	2485.18	2483.65	3.82			0.0006	2485.18	2485.153						
Desarenar -- 1	42.3598	46.5751	41	4.27	3.3	4	0.108	0.36	0.0015	0.006	2482.98	2482.84	3.28			0.003	2485.153	2482.971						
1--2	46.5751	49.4645	41	2.89	3.3	4	0.108	0.36	0.0015	0.004	2482.84	2482.77	2.42				2482.971	2482.836						
2--3	49.4645	55.7382	41	6.27	3.3	4	0.108	0.36	0.0015	0.009	2482.77	2482.632	2.2				2482.836	2482.761						
3--4	55.7382	72.6537	41	16.92	3.3	4	0.108	0.36	0.0015	0.025	2482.632	2480.69	11.48				2482.761	2482.607						
34--35	612.424	627.0625	41	14.64	3.3	4	0.108	0.36	0.0015	0.022	2474.516	2469.961	31.11	22.5	0.00083	0.007	2482.607	2474.486						
35--36	627.0625	666.993	26	39.93	3.3	3	0.082	0.62	0.0053	0.210	2469.961	2461.229	21.87	11.25	0.00173		2474.486	2471.325						
36--37	666.993	680.352	26	13.36	3.3	3	0.082	0.62	0.0056	0.075	2461.229	2462.026	-5.97				2471.325	2470.850						
37--38	680.352	698.469	26	18.12	3.3	3	0.082	0.62	0.0056	0.101	2462.026	2464.072	-11.29				2470.850	2470.650						
71--72	1300.642	1324.026	26	23.38	3.3	3	0.082	0.62	0.0056	0.131	2461.656	2462.125	-2.01				2470.650	2470.320						
72--73	1324.0261	1336.48	26	12.45	3.3	3	0.082	0.62	0.0056	0.070	2462.125	2464	-15.06	11.25	0.00173		2470.320	2469.980						
73--74	1336.48	1347.684	26	11.2	3.3	3	0.082	0.62	0.0056	0.063	2464	2469	-44.64	22.5	0.00245		2469.980	2469.060						
74--75	1347.6838	1357.667	26	9.98	3.3	3	0.082	0.62	0.0056	0.056	2469	2468.5	5.01			0.0039	2469.060	2468.940						
				1355.36																				

Figura 47. Cálculo Hidráulico de línea conducción existente
Fuente: elaboración propia

Tanque de almacenamiento

Este sistema cuenta con (2) tanques de almacenamiento con un volumen de $64,6 \text{ m}^3$ para la parte de baja y de $46,23 \text{ m}^3$ para la parte alta. Cabe resaltar que existe un rebose que no está contemplado en el diseño; dicho rebose está entre las 11: 00 pm y las 5: 00 am, “en el cálculo de la línea piezométrica se verifica el rebose”. En las figuras 48 y 49 se evidencian los tanques de almacenamiento.

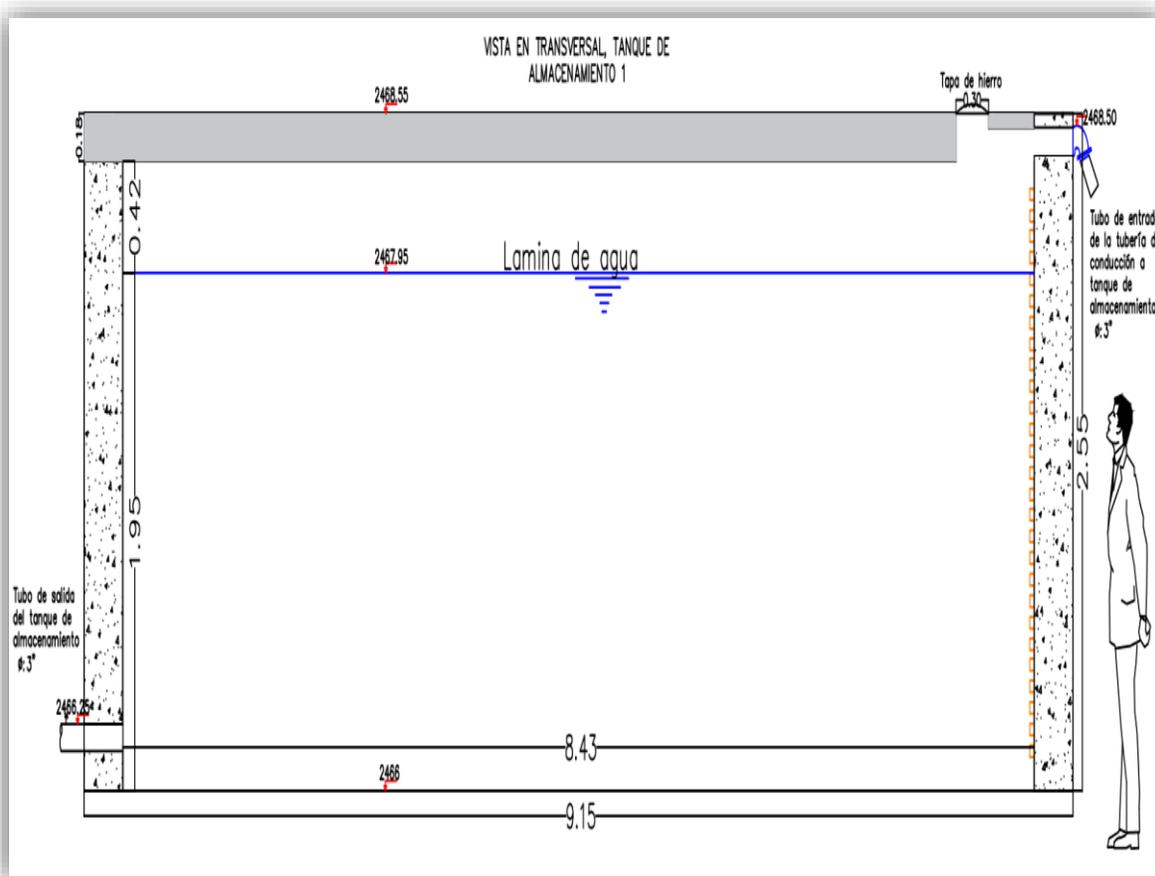


Figura 48. (Autocad) vista transversal de tanque de almacenamiento 1

Fuente: elaboración propia

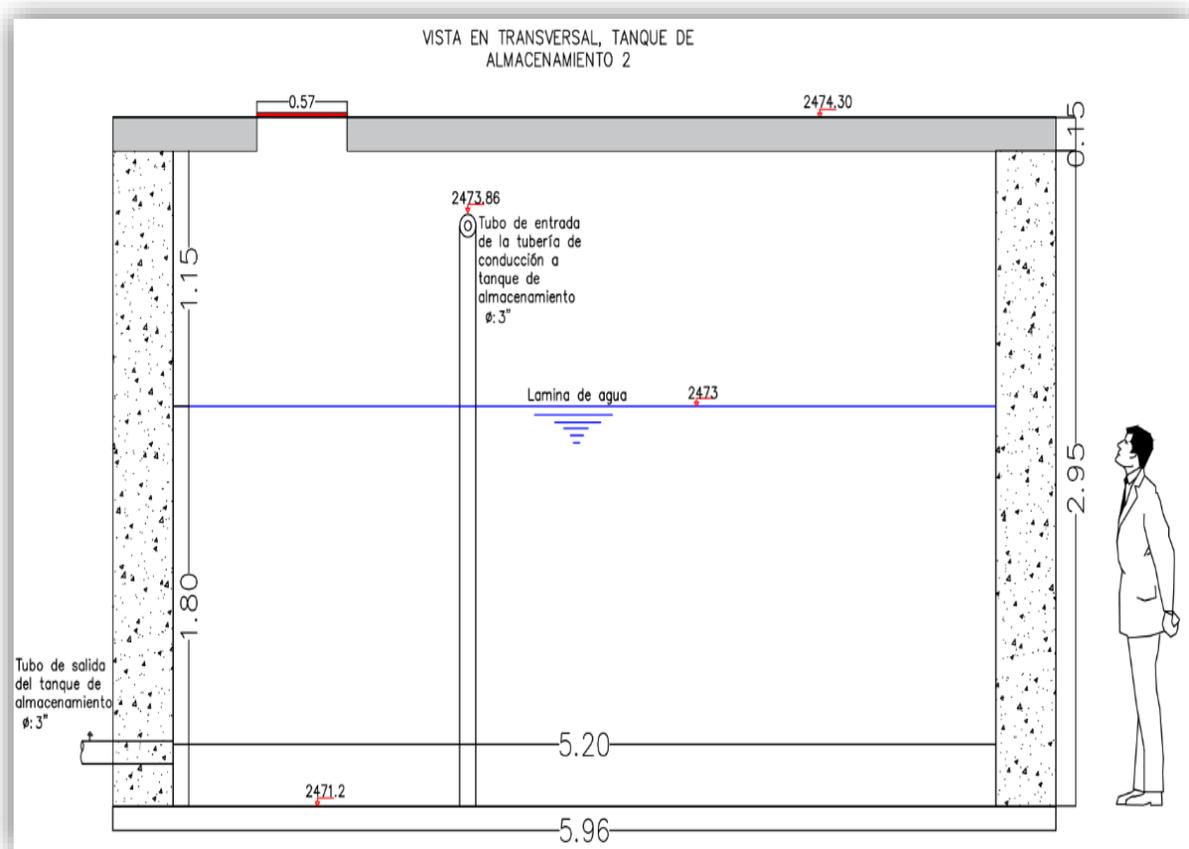


Figura 49.(Autocad) vista transversal de tanque de almacenamiento 2

Fuente: elaboración propia

Rediseño de hidráulico desde la bocatoma hasta el tanque de almacenamiento de la Cabecera de San Juan

Con el fin de aprovechar las estructuras existentes y teniendo en cuenta el problema de abastecimiento de agua, se realizó en los elementos del acueducto anteriormente mencionados una serie de modificaciones hidráulicas teniendo en cuenta la población del año 2016. A continuación se determinan las siguientes reformas:

Estudio de la demanda

Estimación de la población

La cabecera del corregimiento de San Juan, perteneciente al municipio de Ipiales departamento de Nariño, está dividida por sectores que son: Las Cuadras, Fátima, San Martín, La Paz, Panamericana, Virgen del Carmen, Kiosco, La Playa, Escuela, y Gaitara. Según una pequeña encuesta realizada en diciembre del 2016, tiene una población aproximada de 3.004 habitantes. Su tasa de crecimiento anual es de 1.4% en la zona rural del Municipio de Ipiales de acuerdo al Censo del año 2005 (ver Anexo 1).

En la encuesta se recolectó el número de personas de cada vivienda favorecida con el acueducto con el fin de obtener la cantidad de personas beneficiadas por residencia, y con ello lograr establecer la población actual (ver Anexo 1).

Cálculo de caudales

Una vez determinada la población actual, con la encuesta realizada se determinó el caudal actual requerido por la Junta del Acueducto y la Cabecera de San Juan. La cabecera cuenta con una población de 3.004 habitantes, su consumo máximo es de 150 (l/hab*d) y el consumo mínimo de 120 (l/hab*d), según los rangos establecidos en el reglamento RAS; y además por ser una zona rural, cuyo cálculo para determinar el caudal medio es el siguiente:

$$QMD = \frac{3004 * 150}{86400} = 5,0 \frac{L}{S}$$

$$Q_{md} = \frac{3004 \cdot 120}{86400} = 4,17 \frac{L}{S}$$

Una vez determinado el caudal se procede a realizar el rediseño de las estructuras mencionadas anteriormente.

Rediseño hidráulico

Captación por manantiales de fondo 1 (uno) y 2 (dos), fuente denominada Davilas el Ciruelo

- Captación (1):

Debido a que no existen fuentes cercanas que brinden un adecuado suministro que sirva para incrementar el caudal en la captación numero 1 (uno) se necesitó sacar provecho a la estructura para el incremento necesario del flujo, y realizar un rediseño en el tubo de salida que aduce hacia el desarenador, donde se supuso un caudal futuro en esta estructura, para este caso es $2,2 \frac{L}{S}$; por lo cual se realizaron los siguientes cálculos según la teoría de orificios y boquillas.

Adicional a lo anterior y teniendo en cuenta el coeficiente de descarga actual (0,073m) y el área del orificio ($0,009 \text{ m}^2$), se verifica el cálculo de la altura del tubo:

Cálculo de la altura del tubo de salida de agua en la captación 1

Según el caudal supuesto de $2,2 \frac{L}{S}$ es la siguiente:

$$H = \frac{\left(\frac{0,0022}{0,073 \cdot 0,009}\right)^2}{2 \cdot 9,81} = 0,57 \text{m}$$

La altura a la cual se debe colocar el tubo en la captación 1 (uno) es 0,57m, de igual manera en ese punto la cota clave cambia (2484,75 msnm); en la Figura 50 se muestra el rediseño de la captación 1 (uno).

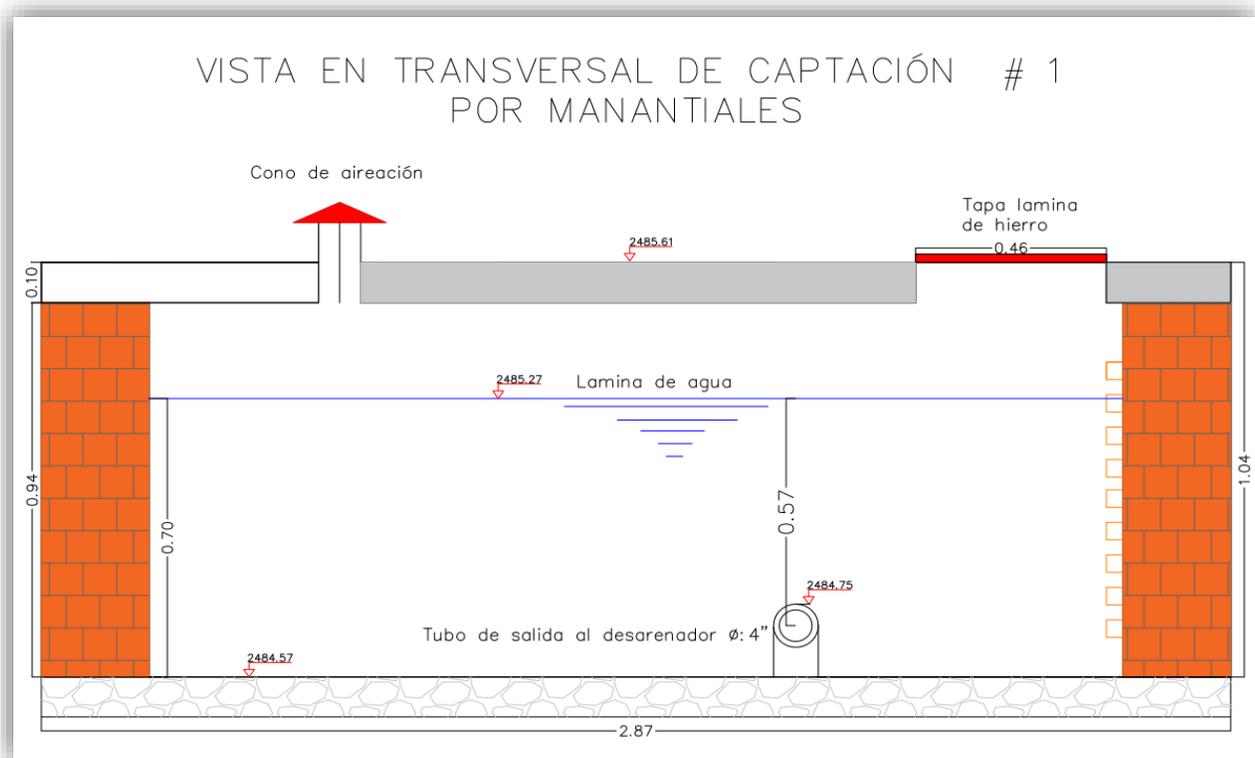


Figura 50. (Autocad) vista transversal de captacion de manantiales 1, rediseño

Fuente: elaboración propia

- Captación (2):

Aunando en lo dicho en la captación 1 (uno), en esta captación se supuso un caudal de $1,6 \frac{L}{s}$, por lo cual se realizaron los siguientes cálculos según la teoría de orificios y boquillas.

De igual manera y considerando el coeficiente de descarga actual (0,0372m) y el área del orificio (0,009 m²), se verifica el cálculo de la altura del tubo:

- Cálculo de la altura del tubo de salida de agua en la captación 1 según el caudal supuesto de $1,6 \frac{L}{s}$ es :

$$H = \frac{\left(\frac{0,0016}{0,0372 \cdot 0,009}\right)^2}{2 \cdot 9,81} = 1,16m$$

La altura a la cual se debe colocar el tubo en la captación 2 (dos) es 1,16m, de igual manera en ese punto la cota clave cambia (2483,18 msnm); en la Figura 51 se muestra el rediseño de la captación 2 (dos).

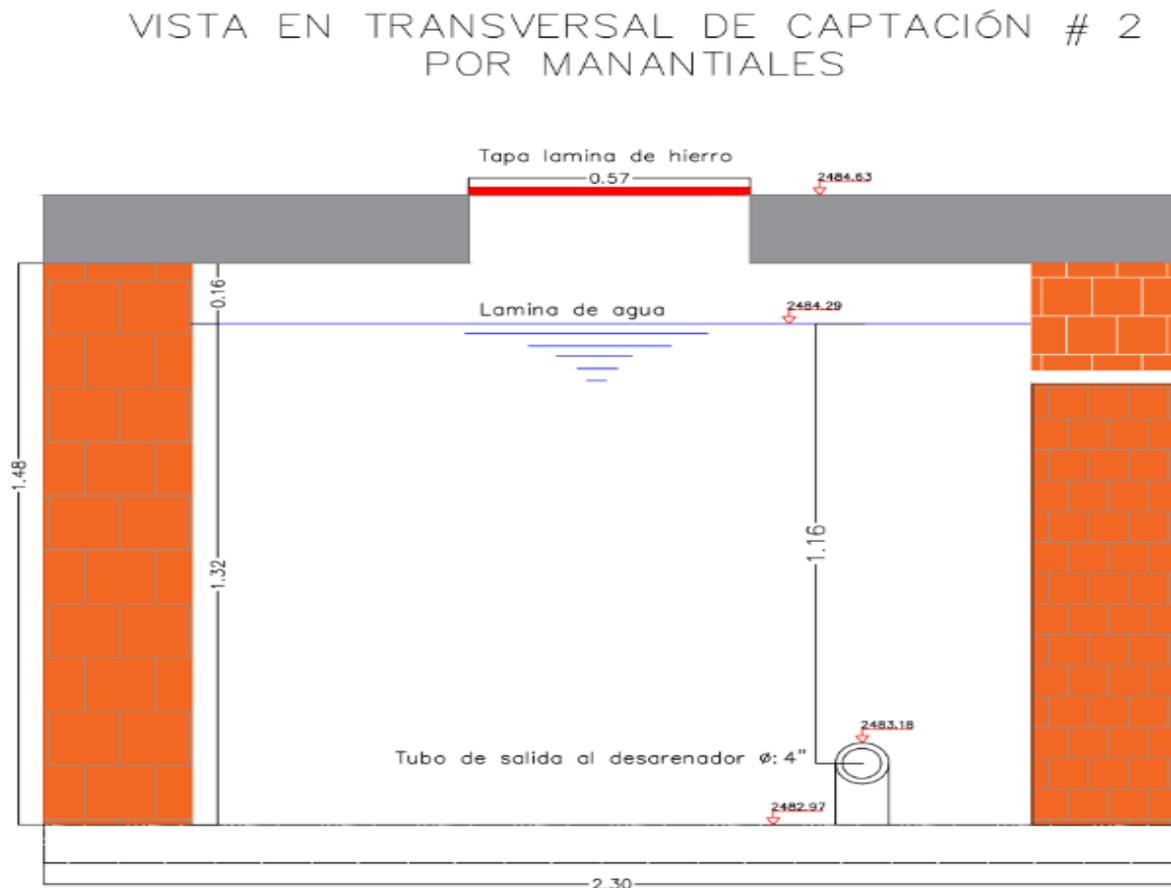


Figura 51.(Autocad) vista transversal de captacion de manantiales 2, rediseño

Fuente: elaboración propia

Funcionamiento hidráulico de las dos captaciones rediseñadas

En las captaciones por manantiales de fondo se realizaron las modificaciones hidráulicas anteriormente mencionadas, tomando como referencia el hecho de que si el tubo de salida de agua hacia el desarenador se coloca debajo de lo que se encuentra ubicado, este incrementa el caudal; por lo que la fuerza que produce es perpendicular y cumple con principio hidrostático, donde la presión del agua depende de la profundidad.

Cuanta más profunda, mayor presión e incremento de caudal. En este caso cuyo caudal entre las dos captaciones sería de $(2.2 + 1,6 = 3,8 \frac{L}{S})$.

- Línea de aducción

Una vez hecho el rediseño en las captaciones el nuevo caudal captado es de $3,8 \frac{L}{S}$.

Las condiciones de la tubería de aducción son las siguientes:

- Coeficiente de rugosidad de Manning: 0,009.
- Longitud de aducción: 40 m.
- Diámetro de aducción: 4" = 0,108 m.

En la Figura 52 se presenta el esquema de la línea de aducción donde se muestran las cotas del rediseñado.

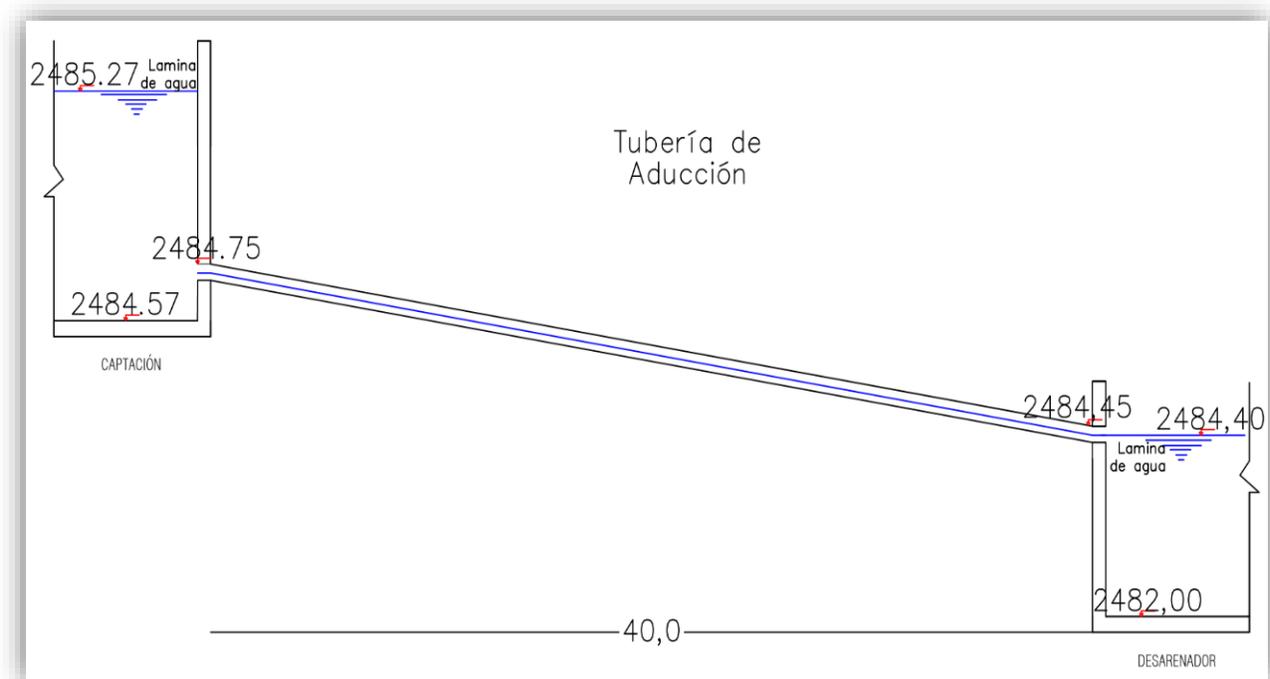


Figura 52.(Autocad) Rediseño de la línea de aducción

Fuente: elaboración propia

Con los datos anteriores se procede a calcular los parámetros de la tubería de aducción.

- Pendiente de la tubería:

$$S = \frac{(2484,75 - 2484,45)}{40} * 100 = 0,75$$

- Para la determinación de las condiciones de flujo a tubo lleno:

$$Q_0 = 0,312 \frac{(0,108^3)^{0,8} * (0,0075^2)^{0,1}}{0,009} = 0,0079 \frac{m^3}{s}$$

- Para la determinación de la velocidad a tubo lleno:

$$V_0 = \frac{0,0079 * 4}{\pi * (0,108^2)} = 0,86 \frac{m}{s}$$

- Para la determinación del radio hidráulico:

$$R_0 = \frac{\pi * (0,108^2)}{4 * \pi * 0,108} = 0,027 \text{ m}$$

- Relación Q/Q₀

$$Q/Q_0 = \frac{0,0038}{0,0079} = 0,51$$

Con el valor de Q/Q₀, se obtienen las relaciones hidráulicas correspondientes para conocer las condiciones de operación de la tubería de aducción mencionada (López, 2003, p. 171).

- $\frac{V_r}{V_0} = 0,855$
- $\frac{d}{D} = 0,570$
- $\frac{R}{R_0} = 1,087$

Por lo tanto, las características de funcionamiento de la tubería de aducción son:

- $V_r = 0,855 * 0,86 = 0,74 \frac{m}{s} > 0,6 \frac{m}{s}$ Chequea ok;
- $d = 0,570 * 0,108 = 0,062 \text{ m}$
- $R = 1,087 * 0,027 = 0,029 \text{ m}$

Cálculo del esfuerzo cortante:

- $\tau = \gamma RS = 9810 * 0,029 * 0,0075 = 2,13 \frac{N}{m^2} > 1,2 \frac{N}{m^2}$ Chequea okj.

Además se determinan las pérdidas de carga unitaria y por tramo en la tubería de aducción mediante la aplicación de la fórmula de DarcyWeisbach, en las Figuras 43 y 44 se presenta el coeficiente de fricción según temperatura, velocidad y número de Reynolds.

Con los datos anteriores se procede calcular la velocidad en la tubería de aducción teniendo en cuenta el caudal el nuevo caudal:

- $V = \frac{0,0038}{\frac{\pi * 0,108^2}{4}} = 0,41 \frac{m}{s}$

Y las pérdidas de energía son:

- $J = 0,024 * \frac{1}{0,108} * \frac{0,41^2}{2 * 9,81} = 0,0019 \frac{m}{m}$

- $hf = 0,024 * \frac{40}{0,108} * \frac{0,41^2}{2 * 9,81} = 0,076 m$

Una vez determinadas las pérdidas de carga hf y J se procede a realizar la línea piezométrica correspondiente a la tubería de aducción, comprendida entre la captación y el desarenador. A continuación en la Tabla 17 y la Figura 53 se presentan los cálculos y la representación gráfica de la línea piezométrica.

Tabla 17. Línea piezométrica actual de la tubería de aducción

Elementos	Abscisa (m)	Altura (m)	Velocidad (m/s)	Perdidas de Carga		$k * \frac{v^2}{2g}$	Cota Piezométrica
				Ecuación DarcyWeisbach			
				J (m/m)	hf (m)		
Captación	0	2484,75	0,41	0,0019	0,076	0,0006	2484,75
Desarenador	40	2484,45					2484,67

Fuente: elaboración propia

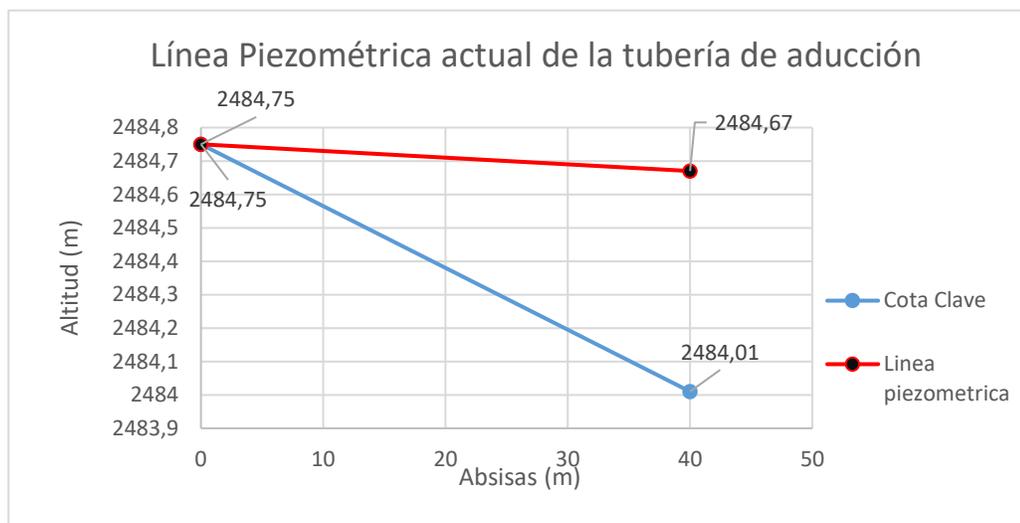


Figura 53. Línea piezométrica de tubería aducción, rediseño

Fuente: elaboración propia

Teniendo en cuenta el caudal del rediseño ($3,8 \frac{L}{s}$), y al compararlo con el caudal a tubo lleno ($0,0079 \text{ m}^3/\text{s}$), el canal de aducción cumple con las condiciones requeridas por el reglamento RAS 2000, y además es capaz de transportar el nuevo caudal rediseñado.

- Desarenador convencional

Como se evidenció en los cálculos del desarenador actual, la capacidad de dicho sistema es inferior al caudal solicitado por la población a estudio ($5,0 \frac{L}{s}$), por tal razón es necesario realizar el diseño de un nuevo desarenador.

Los parámetros para el diseño son los siguientes:

- Viscosidad Cinemática 10°C μ (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 187))= $0,01308 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}}$.
- Peso específico de la arena ρ_s (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 187))= $2,65 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$.
- Peso específico del agua ρ (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 187))= $1,00 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^3}$.
- Grado de desarenador n (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 190)) = 1.

- Porcentaje de remoción (dato adoptado de Reglamento Ras 2000) = 75%.
- Relación n/Porcentaje de remoción (dato adoptado del libro (López, 2003, p. 191) = 3.
- Diámetro de partícula de la fuente Davilas el Ciruelo= 0,053mm (registro en la Junta del Acueducto).
- Cota de terreno 2483,15 msnm.

Cálculos del desarenador convencional

- Cálculo de la Velocidad de sedimentación

$$V_s = \frac{981}{18} * \frac{(2,56-1,00)}{0,01308} * (0,0053^2) = 0,18 \frac{cm}{s}$$

Una vez determinada la velocidad de sedimentación se obtiene el número de Hazen usando los valores de la tabla 9.3 tomados del libro de (López, 2003, p. 191); necesario para calcular el tiempo que necesita una partícula para sedimentación (t) y el periodo de retención hidráulico (θ).

Para ello se adopta un desarenador con condiciones n (grado de desarenador) =1 y que posea una remoción de 75%.

El valor obtenido en la tabla 9.3 del libro de (López, 2003, p. 191); es igual a esto:

$$\frac{\theta}{t} = 3$$

- Cálculo de tiempo de sedimentación

La altura de un desarenador debe ser como mínimo 1,5m y como máximo 4,5m según el reglamento (RAS, 2000, p. 58); para este diseño se adopta un valor de profundidad de útil 1,5m

$$t = \frac{150}{0,18} = 833.33 \text{ seg}$$

- Periodo de retención hidráulico

Se determina a partir del valor obtenido del número de Hazen de la y el tiempo de retención hidráulico encontrado:

$$\theta = 3,0 * 833.33 = 2499.99 \text{ s} = 0,69 \text{ hr};$$

El reglamento RAS 2000 establece que el tiempo de retención hidráulico debe estar entre estos periodos ($0,5 \text{ hr} \leq 0,69 \text{ hr} \leq 4\text{hr}$), en la cual está en los rangos requeridos chequea okj.

- Cálculo del volumen de la zona útil

Para calcular el volumen se utilizó el caudal de la población a estudio:

$$V = 2499.99 * 0,005 = 12,50 \text{ m}^3$$

- Área superficial del tanque

Para calcular el volumen se utilizó el caudal de la población a estudio:

$$As = \frac{12,50}{1,50} = 8,33 \text{ m}^2$$

- Cálculo de las dimensiones del tanque L: B = 4:1;

$$B = \sqrt{\frac{8,33}{4}} = 1,44 \text{ m}$$

$$L = 4 * 1,44 = 5,6 \text{ m}$$

- Cálculo de la carga hidráulica superficial (q):

$$q = \frac{0,005}{8,33} = 0,0006 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{s}} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ dia}} = 51,84 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 * \text{dia}}$$

Por consiguiente, se cumple la relación propuesta que indica que:

$$15 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia} < 51,84 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia} < 80 \frac{m^3}{m^2 \cdot dia} \text{ chequeaokj}$$

La carga hidráulica superficial teóricamente se asimila a la velocidad de sedimentación de la partícula crítica, que es la partícula más pequeña que teóricamente se puede sedimentar, por tanto:

$$q = V_o \frac{0,005}{8,33} = 0,0006 \frac{m^3}{m^2 \cdot s} = 0,0006 \frac{m}{s} * \frac{100cm}{1m} = 0,06 \frac{cm}{s}$$

$$V_o = 0,06 \frac{cm}{s}$$

- Cálculo del tamaño de la partícula crítica (do):

$$d_o = \sqrt{\frac{18 * 0,01308 * 0,06}{981 * (2,56 - 1)}} = 0,0030 \text{ cm} * \frac{10mm}{1cm} = 0,03 \text{ mm}$$

$$d_o = 0,03 \text{ mm}$$

También se mostró anteriormente que la relación de tiempos es igual a la relación de velocidades, es decir:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V_s}{V_o} = \frac{0,18}{0,06} = 3 \text{ chequeaokj}$$

Debido a que teóricamente se podría sedimentar una partícula más pequeña de la que tiene el acueducto de la cabecera de San Juan; se puede afirmar que el diseño chequeo, sin embargo, debido a que el flujo dentro del desarenador no es uniforme, que hay zonas de remolinos y zonas muertas que originan corto circuito dentro del flujo se puede afirmar que es necesario trabajar con ese margen de seguridad.

$$d > d_o; 0,053 \text{ mm} > 0,03 \text{ mm} \text{ chequeaokj}$$

- Determinación de velocidad horizontal:

$$V_h = \frac{0,005}{1,44 * 1,5} = 0,0023 \frac{m}{s} * \frac{100cm}{1m} = 0,23 \frac{cm}{s}$$

$$V_h = 0,23 \frac{cm}{s}$$

La velocidad horizontal se puede chequear efectuando la siguiente relación.

$$Vh = \frac{0,06 * 5,6}{1,5} = 0,23 \frac{cm}{s} \text{ chequea ok;}$$

- Cálculo de la velocidad horizontal:

El reglamento establece que la velocidad horizontal máxima debe ser igual a 20 veces la velocidad de sedimentación:

$$Vhmax = 20 * 0,18 = 3,6 \frac{cm}{s}$$

Es decir:

$$Vhmax > Vh; 3,6 \frac{cm}{s} > 0,23 \frac{cm}{s} \text{ chequea ok;}$$

- Cálculo de la velocidad red de suspensión:

El reglamento establece que la velocidad horizontal máxima debe ser igual a 20 veces la velocidad de sedimentación:

$$Vr = \sqrt{\frac{8 * 0,04}{0,03} * 981 * (2,51 - 1) * 0,0053} = 9,30 \frac{cm}{s}$$

$$Vr = 9,30 \frac{cm}{s}$$

$$Vr > Vh; 9,30 \frac{cm}{s} > 0,23 \frac{cm}{s} \text{ chequea ok;}$$

- Condiciones de operación de los módulos:

El caudal de operación medio diario para la población a estudio es de $(4,17 \frac{L}{s} = 0,00417 \frac{m^3}{s})$.

- Chequeo del periodo de retención hidráulico:

$$\theta = \frac{12,50}{0,00417} = 2998 \text{ s} * \frac{1 \text{ hr}}{3600 \text{ s}} = 0,83 \text{ hr}$$

Según lo estipulado en el reglamento RAS 2000 el chequeo de la retención hidráulica se encuentra entre $0,5 \text{ hr} < 0,82 \text{ hr} < 4,0 \text{ hr}$; *chequea ok*, cumple con lo establecido.

- Chequeo del periodo de la carga hidráulico superficial:

$$q = \frac{0,00417}{8,33} = 0,0005 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{s}} \cdot \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ dia}} = 43,2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}}$$

Por consiguiente, se cumple satisfactoriamente la relación estipulada:

$$15 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 43,2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} < 80 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{dia}} \text{ chequea ok}$$

- Cálculo de elementos del desarenador:

A continuación, se determinan para el vertedero de salida la altura de lámina de agua y la velocidad.

- Vertedero de salida:

$$Hv = \left(\frac{0,005}{1,84 * 1,44} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,015 \text{ m}$$

$$Vv = \left(\frac{0,005}{1,44 * 0,015} \right) = 0,23 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Xs = 0,36 * (0,23)^{\frac{2}{3}} + 0,60 * (0,015)^{\frac{4}{7}} = 0,19 \text{ m}$$

$$Xs = 0,19 \text{ m};$$

$$Lv = 0,19 + 0,10 = 0,29 \text{ m}$$

- Pantalla de salida:

$$\text{Profundidad: } H/2 = 1,5/2 = 0,75 \text{ M}$$

$$\text{Distancia del vertedero de salida: } 15 * 0,015 = 0,23 \text{ m}$$

- Pantalla de entrada:

$$\text{Profundidad: } H/2 = 1,5/2 = 0,75 \text{ m}$$

$$\text{Distancia a la cámara de aquietamiento: } L/4 = 5,6/4 = 1,4 \text{ m}$$

- Almacenamientos de lodos:

Relación longitud profundidad de lodos (adoptados)	0,90m
Profundidad máxima:	$5,6/0,9 = 6,22\text{m}$
Profundidad máxima adoptada:	0,50m
Profundidad mínima adoptada:	0,40m

- Distancia punto de salida de vertedero a cámara de quietamiento:

$$L/3 = 5,6/3 = 1,87\text{m}$$

- Distancia punto de salida de vertedero salida:

$$2L/3 = 2*5,6/3 = 3,74\text{m}$$

- Pendiente transversal:

$$\left(\frac{0,50 - 0,40}{1,4} * 100 \right) = 7,14\%$$

- Pendiente longitudinal en (L/3):

$$\left(\frac{0,2}{1,87} * 100 \right) = 10\%$$

- Pendiente longitudinal en (2L/3):

$$\left(\frac{0,2}{3,74} * 100 \right) = 5,34\%$$

A continuación, se muestra en la Figura 54 el esquema que representan las pendientes del desarenador.

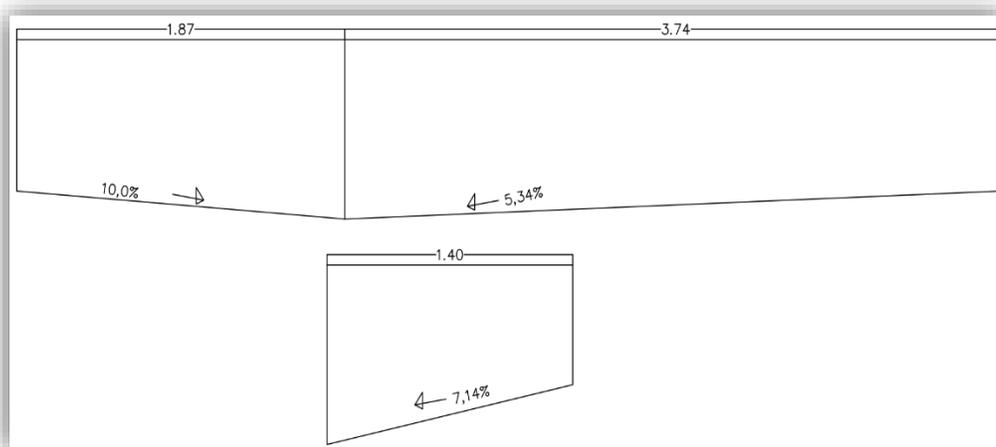


Figura 54. Pendientes de desarenador, diseño

Fuente: elaboración propia

- Cálculo de cámara de quietamiento

Profundidad: $H/3 = 1,5/3 = 0,50\text{m}$

Ancho: $B/3 = 1,40/3 = 0,47\text{m}$

Largo Le (adoptado): $1,00\text{m}$

Rebose de cámara de quietamiento: el rebose de la cámara de quietamiento hace referencia a la determinación del caudal de exceso, la lámina de agua y la velocidad correspondiente al mismo.

$$Q_{exc} = 0,0079 - 0,005 = 0,0029 \frac{m^3}{s}$$

$$H_{exc} = \left(\frac{0,0029}{1,84 * 1,00} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,013\text{m}$$

$$V_{exc} = \left(\frac{0,0029}{0,013 * 1,00} \right) = 0,22 \frac{m}{s}$$

Mediante la ecuación de alcance de chorro se obtiene:

$$X_s = 0,36 * (0,22)^{\frac{2}{3}} + 0,60 * (0,013)^{\frac{4}{7}} = 0,18\text{ m}$$

$$X_s = 0,18\text{ m};$$

$$L_r = 0,18 + 0,10 = 0,28\text{m}$$

Sin embargo, el ancho del canal se establece a partir de la siguiente fórmula:

$$\frac{B - Ancho}{2} = \frac{1,4 - 0,47}{2} = 0,47\text{m}$$

- Cálculo de cotas:

Cota clave de la tubería de entrada: $=2484.85$

Cota lámina de agua en cámara de quietamiento: $=2484.40 - 0.05 = 2484.40$

Cota fondo cámara de quietamiento: $=2484.40 - 0.50 = 2483.90$

Cota del fondo de la profundidad útil de sedimenta: $=2484.40 - 1,50 = 2482.90$

Cota clave de tubería de lavado:	=2482.11
Cota batea de tubería de lavado:	=2484.90-0.90=2482.00
Cota lámina de agua cámara de recolección:	=2484.20
Cota cresta del vertedero de salida:	= 2484,35
Cota fondo de la cámara de recolección:	=2484.40-0.50=2483.90
Cota clave de tubería de salida hacia el desarenador:	=2484.01

A continuación, se presenta la Figura 55 y Figura 56 correspondientes al diseño de desarenador:

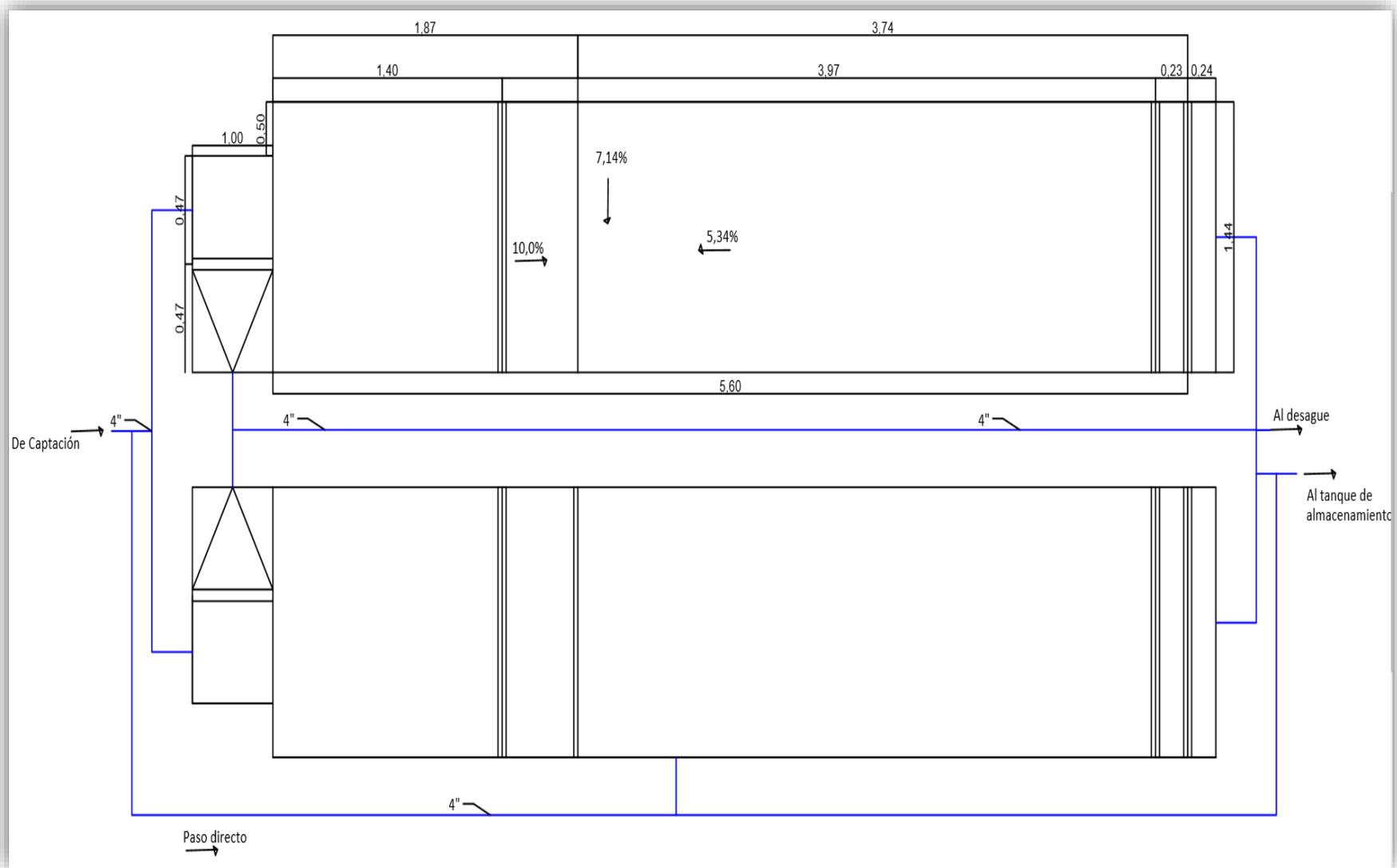


Figura 55. (Autocad) Vista en planta de diseño de desarenador

Fuente: elaboración propia

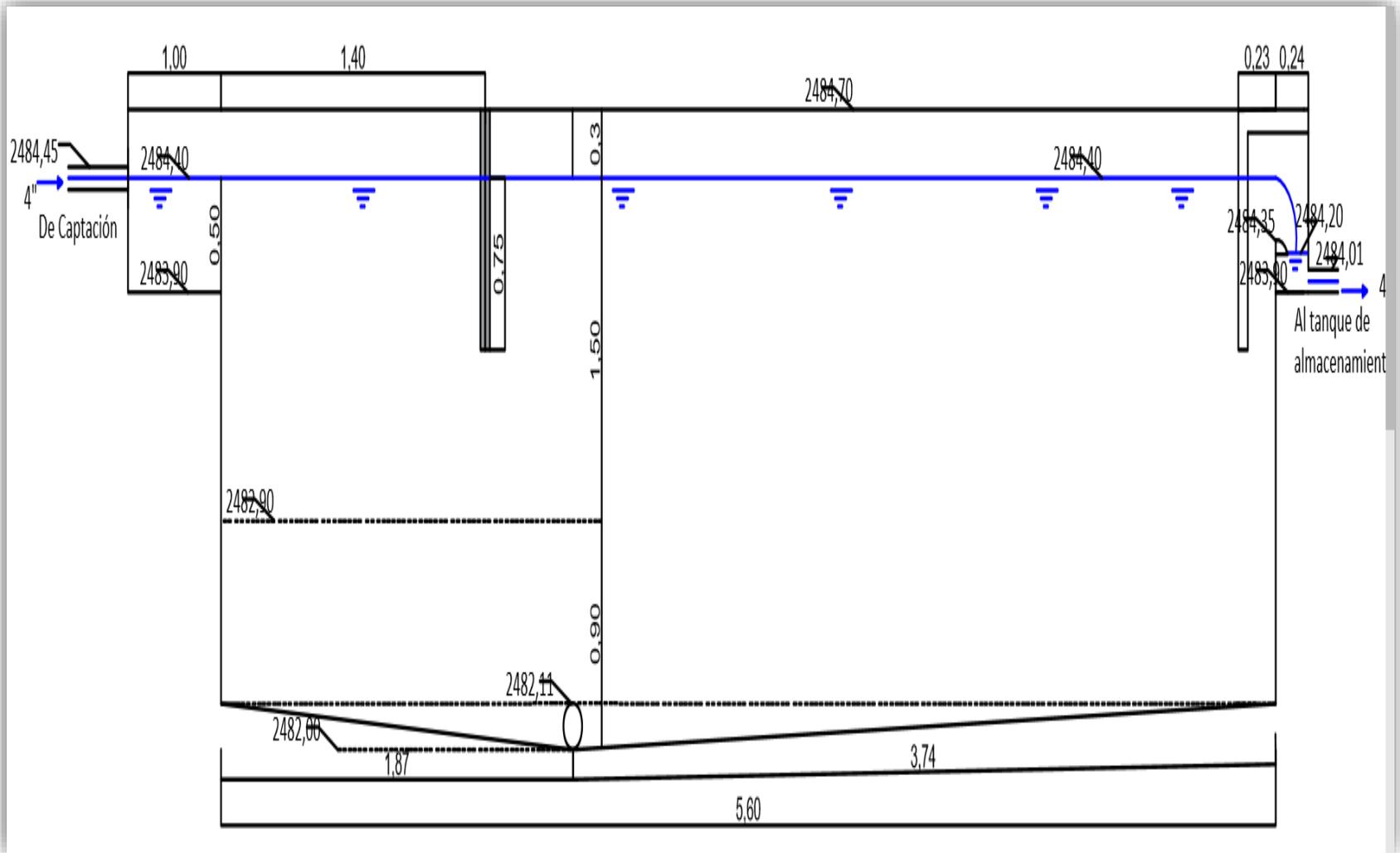


Figura 56. (Autocad) Vista en transversal de diseño de desarenador

Fuente: elaboración propia

○ Línea de conducción

Los parámetros básicos son iguales a los anteriores expuestos, con la excepción del caudal cuyo valor ahora es de

$(5,0 \frac{L}{s})$.

HOJA DE CALCULO HIDRAULICO DE LINEA DE CONDUCCIÓN																		
PUNTO	TRAMO Absisas		CLASE DE TUBERIA	Longitud final	CAUDAL	Ø		VELOCIDAD	PERDIDAS ECU. DARCY WEISBACH		COTA CLAVE		PENDIENTE	CODOS	$0,25 \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \sqrt{\frac{R}{96}}$	$K \cdot \frac{V^2}{2g}$	COTA DE PIEZOMETRICA	
						NOM	INT		PERDIDA DE CARGA UNITARIA	PERDIDA DE CARGA TRAMO	INICIAL	FINAL					Inicial	Final
						(Pgl)	(m)		m/sg	j (m/m)	hf (m)	(msum)					(msum)	%
Capta - Desare	//	40.9688	41	40	3.8	4	0.108	0.41	0.0019	0.076	2484.75	2484.45	0.75		0.0017		2484.75	2484.672
Desarenar -- 1	42.3598	46.5751	41	4.24	5	4	0.108	0.55	0.0034	0.014	2484.01	2482.84	27.59	22.5	0.00193	0.008	2484.672	2483.986
1--2	46.5751	49.4645	41	2.89	5	4	0.108	0.55	0.0034	0.010	2482.84	2482.77	2.42				2483.986	2482.830
2--3	49.4645	55.7382	41	6.27	5	4	0.108	0.55	0.0034	0.021	2482.77	2482.632	2.2				2482.830	2482.749
3--4	55.7382	72.6537	41	16.92	5	4	0.108	0.55	0.0034	0.058	2482.632	2480.69	11.48				2482.749	2482.574
34--35	612.424	627.0625	41	14.64	5	4	0.108	0.55	0.0034	0.05	2474.516	2469.961	31.11	22.5	0.00193	0.015	2482.574	2474.449
35--36	627.0625	666.993	26	39.93	5	3	0.082	0.95	0.0124	0.493	2469.961	2461.229	21.87	11.25	0.00407		2474.449	2472.201
36--37	666.993	680.352	26	13.36	5	3	0.082	0.95	0.0124	0.166	2461.229	2462.026	-5.97				2472.201	2470.095
37--38	680.352	698.469	26	18.12	5	3	0.082	0.95	0.0124	0.225	2462.026	2464.072	-11.29				2470.095	2469.998
71--72	698.469	1324.026	26	625.56	5	3	0.082	0.95	0.0124	7.757	2464.072	2462.125	0.31				2469.998	2469.530
72--73	1324.0261	1336.48	26	12.45	5	3	0.082	0.95	0.0124	0.154	2462.125	2464	-15.06	11.25	0.00407		2469.530	2469.110
73--74	1336.48	1347.684	26	11.2	5	3	0.082	0.95	0.0124	0.139	2464	2469	-44.64	22.5	0.00575		2469.110	2469.020
74--75	1347.6838	1357.667	26	9.98	5	3	0.082	0.95	0.0124	0.124	2469	2468.5	5.01			0.3266	2469.020	2468.5
																		1357.6

Figura 57. Cálculo hidráulico, rediseño

Fuente: elaboración propia

- **Tanque de almacenamiento**

La capacidad de los tanques de almacenamiento actuales son inferiores al caudal calculado para la población de 3.004 habitantes, por tal razón es necesario realizar el diseño de un tanque adicional aprovechando el volumen de los tanques existentes.

Los cálculos para determinar el volumen del tanque adicional según el caudal de $5,0 \frac{L}{s}$, se realizaron con el programa digital del libro de (López, 2003), obteniendo los siguientes resultados:

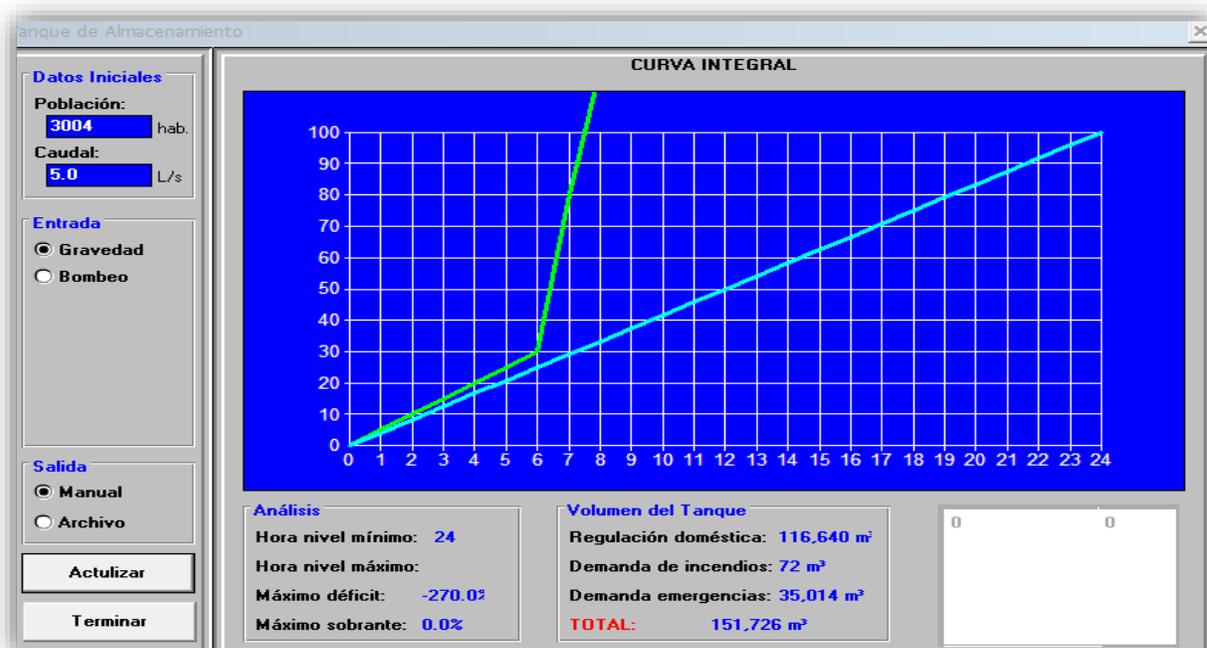


Figura 58. Cálculo del volumen del tanque de almacenamiento, diseño

Fuente: (López, 2003)

El volumen obtenido para el caudal propuesto en la Figura 58, es de 151.7 m^3 . En el cual se aprovechará las estructuras existentes donde sumado los volúmenes de dichas estructuras ($64.2 + 46.23 = 110.43 \text{ m}^3$), si al anterior volumen se le resta 151.7 m^3 , se consigue el volumen adicional que en este caso es ($151.7 - 110.43 = 41.27 \text{ m}^3$). Por lo tanto, las dimensiones para el tanque de almacenamiento adicional son las siguientes:

- Pre dimensionamiento del tanque superficial, (López, 2003).
- Volumen del tanque: 41.27 m^3

De acuerdo con la Tabla 11, la constante de la capacidad de almacenamiento del tanque es la siguiente:

$$K = 2,0$$

$$H = \frac{41,27}{300} + 2.0 = 2,13 \text{ m}$$

$$B=L=\sqrt{\frac{41,27}{3}} = 4,40 \text{ m}$$

- Por motivos constructivos y estructuras se divide el tanque en tres compartimientos, por lo tanto:

$$V = \frac{41,27}{300} = 13,75 \text{ m}^3$$

Para volumen 13,75 m³ se determina nuevamente el valor $k = 2,0$.

$$H = \frac{13,75}{300} + 2.0 = 2,04 \text{ m}$$

$$B=L=\sqrt{\frac{13,75}{2,04}} = 2,6 \text{ m}$$

Si se construye los tres comportamientos juntos, el largo y ancho del tanque sería de 7,8 m y su profundidad de 2,04.

- Cotas y niveles de agua en el tanque:

El funcionamiento normal, el tanque presenta una fluctuación de niveles desde el máximo, cuando se encuentra lleno, hasta el mínimo, debido a la regulación de la demanda de la población. Por tanto, el nivel mínimo se obtiene al restar de la cota máxima la altura correspondiente al volumen de regulación de cada comportamiento:

$$\text{Caudal máximo diario } 5 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \left(\frac{1\text{m}^3}{1000\text{L}} \right) * \left(\frac{86400\text{s}}{1 \text{ dia}} \right) = 432 \frac{\text{m}^3}{\text{dia}}$$

$$\% \text{ Consumo diario} = 4.32\%$$

$$\text{Volumen diario del tanque: } 1.2 * 432 * 4.32\% = 22 \text{ m}^3$$

$$H \text{ reg} = \frac{\frac{22}{3}}{2,6 * 2,6} = 1,08 \text{ m}$$

Cota del nivel de agua máximo en el tanque = 2467,55 msnm

Cota del nivel de agua mínimo en el tanque = 2467,55 – 1,08 = 2466,47 msnm

Cota del fondo del tanque = 2467,55 – 2,04 = 2465,51 msnm

Cota del fondo del tanque = 2467,55 + 0,50 = 2468,05 msnm

➤ Tubería de desagüe:

Cota de entrada del desagüe de lavado = 2467,55 – 1,5 = 2466,05 msnm

Cota de lámina de agua sobre la tubería = 2467,55 msnm

Cota hidráulica disponible = 2467,55 – 2466,05 = 1,5 m

➤ Diámetro de tubería y se verifica el tiempo de vaciado del tanque:

Diámetro de tubería = 4" (nominal) = 0,108 m (interno)

Tabla 18. *Perdidas en la conducción (longitudes equivalentes)*

Entrada normal	3,50 m
Válvula de compuerta	1,40 m
Codo 90°	6,40 m
Te de Paso directo (5)	8,60 m
Salida	6,00 m
Tubería	45,00 m
L.E Total =	70,90 m

Fuente: elaboración propia

$$J = \frac{1,5}{70,90} = 0,02 \frac{m}{m}$$

$$Q_{inicial} = 0,2785 * 150 * 0,108^{2,63} * 0,02^{0,54} = 0,015 \frac{m^3}{s}$$

$$Vel = \frac{0,015}{\frac{\pi * 0,108^2}{4}} = 1,63 \frac{m}{s}$$

El tiempo de vaciado se determina a partir de la ecuación de descarga de un orificio. El coeficiente de descarga del tanque, teniendo en cuenta la tubería de desagüe, será:

$$C_d = \frac{0,015}{0,009 \sqrt{2 * 9,81 * 2,04}} = 0,26$$

$$T. \text{ Vaciado} = \frac{2 * (2,6 * 2,6)}{0,6 * 0,009 * \sqrt{2 * 9,81}} * 1,5^{0,5} = 1597 \text{ s} = 0,44 \text{ hr} = 26,6 \text{ min}$$

A continuación, se presentan las figuras 59 y 60 correspondiente al diseño adicional del tanque de almacenamiento:

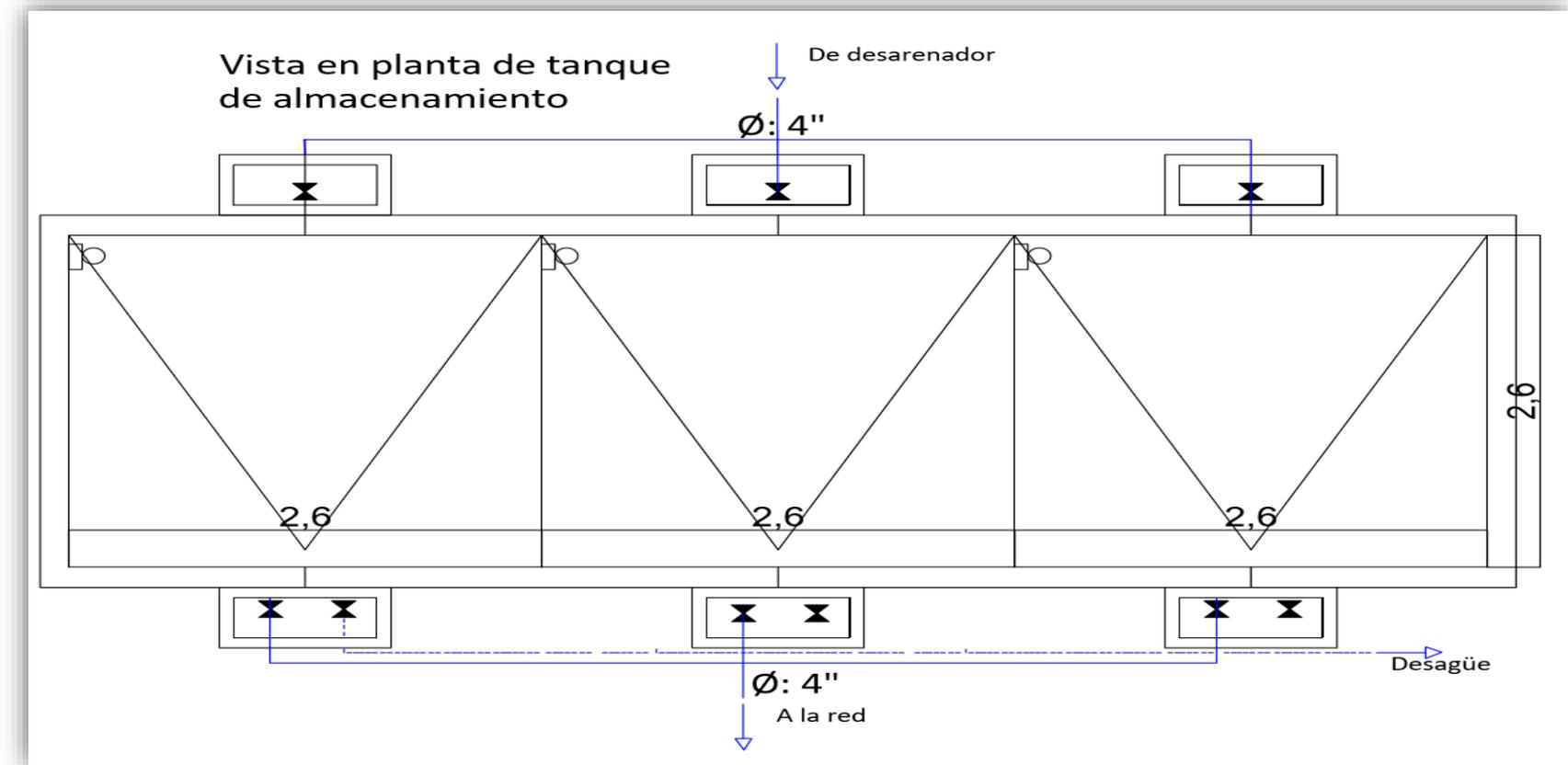


Figura 59.(Autocad) Vista en planta del tanque de almacenamiento adicional, diseño

Fuente: elaboración propia

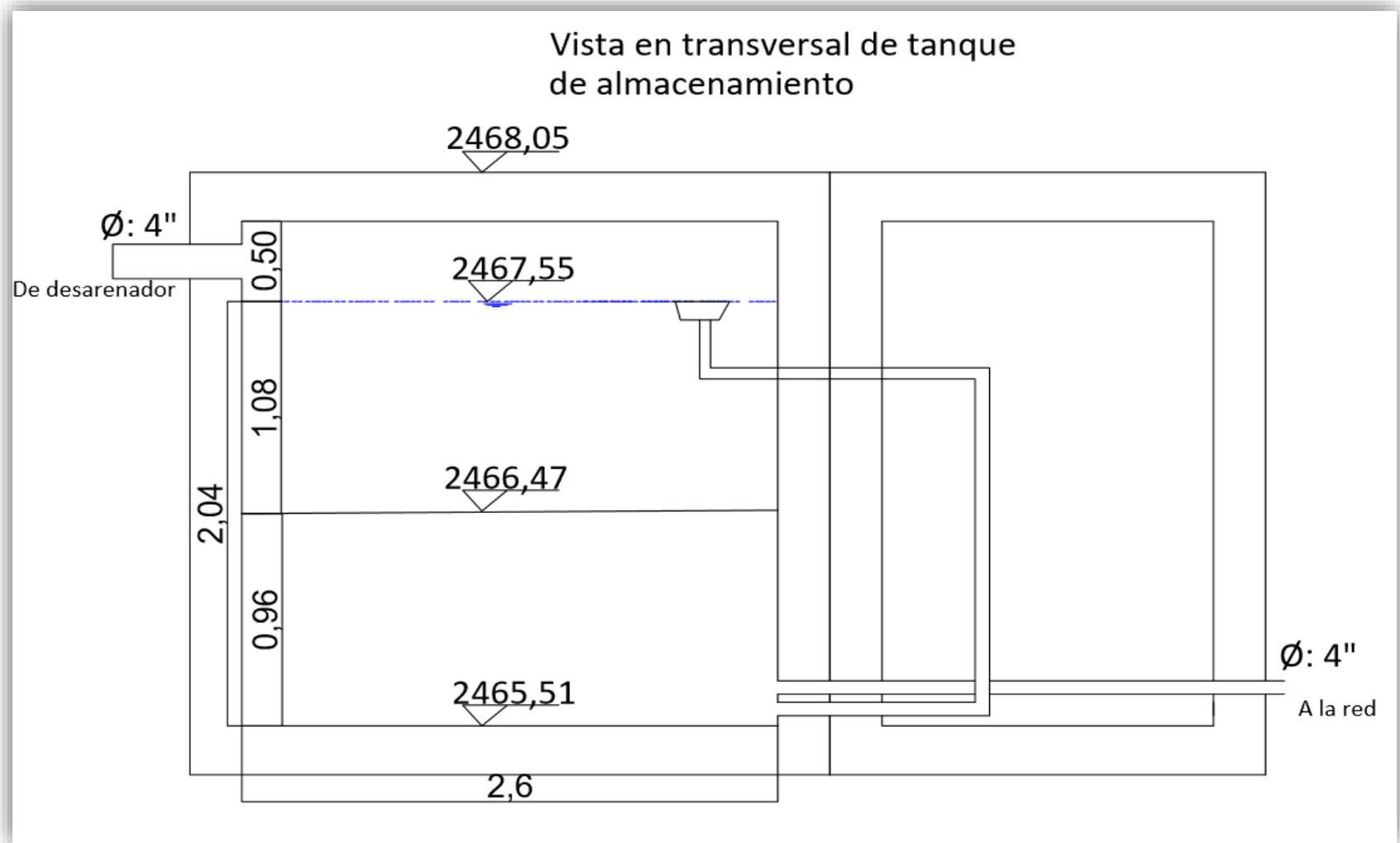


Figura 60. (Autocad) Vista transversal del tanque de almacenamiento adicional, diseño

Fuente: elaboración propia

Capítulo V. Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

Según los resultados obtenidos al aplicar la metodología de Ospina y Ramírez (2011), el estado actual del acueducto de la cabecera de San Juan, es de calificación regular, lo cual está explicado principalmente por dos razones: la primera es porque el acueducto ha cumplido con su vida útil haciendo que su operatividad no cumpla con las exigencias requeridas por reglamento técnico colombiano (RAS 2000) y por ello sea eficiente y la segunda es porque el caudal que producen las captaciones es de 3.3 L/s, el cual es menor del caudal requerido, en tanto que debe ser de 5.0 L/s para satisfacer la población actual.

El acueducto no cuenta con catastro de redes, lo cual es fundamental para el buen funcionamiento del sistema donde quede en evidencia las tuberías, diámetros, válvulas de purga, ventosas; que sirvan para el buen mantenimiento o reparación.

Una de las fallencias que se evidenció en la línea de conducción es que existe un incremento de 44 cm de altura en la línea piezométrica sobre la llegada del tanque de almacenamiento, lo que genera un rebose entre las horas desde las 11 pm a 5 am, provocando un desabastecimiento de agua en el acueducto.

Según el estudio que se realizó mediante análisis de orificios y boquillas, se demostró que modificando la altura de salida de la tubería de las captaciones es posible obtener un incremento del caudal, logrando suplir la demanda de agua requerida para la población actual de la cabecera de San Juan. Este resultado se debe a que si el tubo de salida de agua hacia el desarenador se coloca debajo de lo que actualmente se encuentra ubicado, este incrementa el caudal porque la carga hidráulica de un orificio depende de la profundidad, cuanto más profunda, mayor presión e incremento de caudal.

Si, se implementa un cambio en la altura de las tuberías de salida de las captaciones es posible obtener el caudal requerido (5.0 L/s). Con este nuevo caudal solo es necesario la modificación del desarenador y construir un tanque de almacenamiento para alimentar las partes bajas, donde existe mayor población. En cuanto a las líneas de aducción y conducción los resultados demostraron que las presiones de diseño son menores a las presiones nominales de las tuberías, verificando así que son capaces de transportar y soportar el caudal anteriormente mencionado.

Recomendaciones

Según los resultados del rediseño propuesto, se debe modificar la altura de la tubería de salida de las captaciones hacia el desarenador con el fin de incrementar el caudal en el sistema de acueducto. En la primera captación la tubería se debe colocar a 0,57 m por debajo de la altura de la lámina de agua y en la segunda captación a 1,16 m por debajo de la altura de la lámina de agua.

Con el nuevo caudal se debe construir un nuevo desarenador (largo =, ancho=, alto=) con estas dimensiones se cumplen los requerimientos hidráulicos exigidos en la RAS y se asegura que opere con altas eficiencias para permitir la separación de las partículas.

Dado que en el rediseño se evidenció que en la línea de conducción existe un incremento de 37 cm de altura en la línea piezométrica sobre la llegada del tanque de almacenamiento, se recomienda colocar una válvula de pie que genere unas pérdidas similares a dicho incremento de altura, con esto se evita el rebose en el tanque de almacenamiento.

El volumen del tanque de almacenamiento obtenido para el nuevo caudal propuesto, es de 151.7 m³ y dado que entre los dos tanques de almacenamiento solo se obtiene un volumen de 110.43 m³ es necesario construir un tanque adicional de 41. 27 m³ (largo =, ancho=, alto=) lo cual ayudará a suplir el desabastecimiento de las partes bajas.

Capítulo VI. Bibliografía

- Abadía, Y., Sánchez, E., & Serranos, J. (2015). *Optimización, del diseño de equipo hidráulico para el ensayo de laboratorio orificio caída libre*. Obtenido de Corporación Universitaria Minuto de Dios: <http://repository.uniminuto.edu:8080/xmlui/bitstream/handle/10656/4864/T.IC%20ABADIA%20MENDEZ%20YERIS%20ALEXANDER.pdf?sequence=1>
- Castro, H., Rubio, M., & Rodríguez, J. (2014). Análisis y perspectivas de las coberturas de acueducto y alcantarillado en el Departamento del Meta. *Orinoquía - Universidad de los Llanos*, 18(2), 122-129.
- Díaz, F. (2017). *Metodología de la Investigación*. Obtenido de Prezi: https://prezi.com/paiyz9ko_nig/metodologia-de-la-investigacion/
- Hudson, N. (1997). *Medición sobre el Terreno de la Erosión del Suelo y de la Escorrentía. (Boletín de Suelos de la FAO - 68)*. Obtenido de FAO: <http://www.fao.org/docrep/T0848S/t0848s06.htm#métodos volumétricos>
- Instituto Departamental de Salud de Nariño. (2011). *Home*. Obtenido de <http://www.idsn.gov.co/>
- Junta Administradora del Acueducto San Juan. (2015). *Informe del Acueducto San Juan*. Corregimiento de San Juan, municipio de Ipiales - Nariño: Acueducto de San Juan.
- López, R. (2003). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados. 2a edición*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000*. Colombia: Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico.
- Ministerio de Desarrollo Económico. (2000). Resolución No. 1096. Diario Oficial No. 44.434 . Bogotá.
- Ministerio de la Protección Social . (2007). Resolución 2115. Diario Oficial 46679 de julio 04 de 2007. Bogotá.
- Ministerio de la Protección Social. (2007). Decreto 1575. Diario oficial Edición 46.623, 9 de mayo de 2007 . Bogotá.
- Naciones Unidas. (2015). *Objetivos de Desarrollo del Milenio: informe de 2015*. Nueva York: Naciones Unidas.

- Ops. (2004). *Guía de diseño y construcción de captación de manantiales*. Lima- Perú.
- Ospina, O., & Ramírez, H. (2011). Metodología para la valoración sanitaria de sistemas de acueducto y alcantarillados. *Dyna - Universidad Nacional de Colombia*, 78(167), 178-185.
- Plazas, G. (2016). *Desarenador*. Obtenido de <https://es.scribd.com/document/324844695/DESARENADOR-docx>
- PNUD. (2006). *Programa de Naciones Unidas para el Desarrollo, Informe sobre Desarrollo Humano 2006, Más allá de la escasez: poder, pobreza y la crisis mundial del agua*. New York.
- Presidencia de la República de Colombia. (2002). Decreto 849 de 2002. Diario Oficial 44.790 del 4 de Mayo de 2002 . Bogotá.
- Sotelo, G. (2000). *Hidráulica general. Volumen 1*. Ciudad de México: Sello Editorial Limusa S.A Mexico.
- Suárez, P. (2012). *Análisis de caudales. Capítulo 7*. Obtenido de Ingeniero Ambiental: <http://www.ingenieroambiental.com/4018/hidrologia%20-%20caudales%282%29%282%29.pdf>
- Torres, Á., & Villate, E. (2001). *Topografía*. Colombia: Norma.

Anexo 1. Censo, diciembre 2016

No.	USUARIO	Cedula	# HABITANTES
1	ALDAZ BETANCOURT DAMIAN BENIGNO	94,701	2
2	ALDAZ BETANCOURT ROSARIO BERNARD	145,913	3
3	ALVEAR HERNAN		3
4	ARANGO ARGOTY MANUEL ALBERTO	87,101,796	2
5	ARANGO MALLAMA CARLOS ISRAEL	5,269,104	3
6	ARANGO MALLAMA LIGIA DEL CARMEN	27,160,192	2
7	VECINOS CARLOS ARANGO		3
8	ARCINIEGAS CHAMORRO JUDITH FIDELIA	37,002,934	3
9	ARCINIEGAS CUARAN MONICA PATRICIA	37,011,725	3
10	ARCINIEGAS VASQUEZ CLARA LUZ	27,252,978	1
11	AREVALO REALPE FELIX ERVEY	87,717,633	4
12	AREVALO LUZ ESTELLA	27,253,076	1
13	AREVALO WILLIAM ALBERTO	13,012,846	2
14	AREVALO WILLIAM ALBERTO	13,012,846	1
15	ARROYO CAMPOS ELIAS	5,309,194	3
16	BENAVIDES CABRERA ROSA ELVIRA	37,011,083	3
17	BENAVIDES MORILLO ELVIA ELISA	37,006,946	3
18	BENAVIDES MORILLO JOSE VICENTE	5,269,220	2
19	BENAVIDES MORILLO NELLY DEL CARMEN	37,008,707	6
20	BENAVIDES PAREDES OLGA LUCIA	51,652,054	2
21	BENAVIDES PAREDES OLGA LUCIA	51,652,054	6
22	BENAVIDES PAREDES OLGA LUCIA	51,652,054	6
23	BENAVIDES PAREDES OLGA LUCIA	51,652,054	6
24	BENAVIDES BLANCA	36,993,624	2
25	BENAVIDES IRENE DEL CARMEN	27,387,809	2
26	BENAVIDES SARA EDILMA	27,387,012	2
27	BETANCOURT PATIÑO FRANKLIN		2
28	BOLAÑOS DE MALLAMA MARIA JOSEFINA	27,252,600	3
29	BOLAÑOS GLADYS DEL CARMEN	36,992,922	9
30	BURBANO PEÑAFIEL MARGOTH ARACELY	37,005,079	4
31	BURBANO QUENGUAN MAGDA FERNANDA	#####	3
32	BURBANO FERNEY	5,269,202	6
33	BURBANO JAIDER	#####	6
34	BURBANO MARIA ELOISA	36,996,058	5
35	BURBANO ROBERTO EMILIO	13,000,897	2
36	CAICEDO MARIA LIGIA	27,244,331	2
37	CAICEDO MARIA LIGIA	27,244,331	2
38	CAIPE CHAMORRO EDGARDO PELAYO	13,001,958	3
39	CAIPE CHAMORRO LISANDRO ALBERTO	5,289,203	5
40	CAIPE CHAMORRO OLGA DEL CARMEN	27,247,248	4
41	CAIPE CHAMORRO RICARDO ARTURO	13,012,858	2

42	CAIPE VASQUEZ JAIRO EDGARDO	87,711,227	5
43	CALPA GELPUD ELVA DEL SOCORRO	27,163,191	2
44	CARDENAS FIGUEROA JAIME LIBARDO	#####	6
45	CARDENAS MARIA PEREGRINA		6
46	CASTRO ROSERO AMPARO DE LOS ANGEL	37,009,330	4
47	CEBALLOS QUENGUAN JAIME RIGOBERTO	13,012,184	3
48	CEBALLOS MANUEL VICENTE	13,006,794	3
49	CEPEDA MARIA PASTORA	31,860,323	3
50	CHAMORRO ALVAREZ LUZ	38,440,201	6
51	CHAMORRO JIMENEZ OSCAR GILBERTO	87,713,793	5
52	CHAMORRO QUENGUAN EDWAR ENRIQUE	87,711,578	4
53	CHAMORRO ROSERO ANA ROSARIO	37,014,167	3
54	CHAMORRO VITERY ROSA AURA	27,386,037	3
55	CHAMORRO ANGEL MARIA	5,308,620	3
56	CHAMORRO JENNY MIREYA	37,122,328	5
57	CHAVES BASTIDAS CLARA LUZ	27,159,244	2
58	CHAVES CORAL DELIA DEL CARMEN	36,993,870	2
59	CHAVES DE MORILLO JOSEFINA DEL ROSA	36,991,781	3
60	CHAVES LASSO ADRIANA XIMENA	27,251,820	2
61	CHAVES LASSO JAMIME ANDRES	#####	2
62	CHAVES MARIA ISABEL	27,252,960	8
63	CHAVES RODRIGO		3
64	CHAVES SOFIA DEL ROSARIO	27,159,691	1
65	CISNEROS CASTRO BERTHA ALICIA	27,255,120	3
66	COLIMBA MARIA		6
67	CONTRERAS NARVAEZ JOSE RAFAEL	1,849,310	3
68	CORAL CUARAN CLAUDIA MILENA	#####	6
69	CORAL MUÑOZ ALEJANDRO EDGARDO	5,312,809	5
70	CUARAN HERNANDEZ HECTOR ENRIQUE	87,710,510	3
71	CUARAN QUENGUAN JULIO HERNAN	87,102,340	6
72	CUARAN ANA LILIA	36,061,863	6
73	CUARAN MIRTHA GEOVANA	27,160,391	3
74	CUARAN MIRTHA GEOVANA	27,160,391	6
75	CUASPUD NARVEZ RUPERTO PARMENIDE	5,307,881	6
76	CUASPUD NARVEZ RUPERTO PARMENIDE	5,307,881	6
77	CUASPUD BURBANO CLARA ELISA	36,990,667	5
78	CUELTAN SANDRA MILENA	37,123,942	6
79	CUMBALAZA MALES INES	27,166,467	6
80	CUMBALAZA PASTAS MANUEL JESUS	13,073,215	5
81	DELGADO SILVIO	13,004,110	6

82	DIAZ CAIPE JAEL	41,381,191	3
83	DIAZ QUENGUAN MARIANA	27,253,069	10
84	DIAZ JORGE	12,970,037	3
85	DORADO BURBANO GERARDO SAMUEL	13,016,117	7
86	DORADO BURBANO SOCORRO DE LA LUZ	30,717,193	6
87	DORADO ROSERO JUAN GABRIEL	#####	6
88	DUQUEZA VALVERDE CARMEN CRISTINA	37,002,712	3
89	DUQUEZA VALVERDE SONIA DEL CARMEN	37,009,439	5
90	ERAZO GEOVANY ALDEMAR	98,417,508	3
91	ESCOBAR ALICIA DEL SOCORRO	27,460,744	4
92	ESCOBAR GERMAN		6
93	FLORES VALVERDE MARIA CLEOFE	37,001,978	6
94	FUELTALA AURA ESPERANZA	37,121,507	4
95	GARRETA BOLAÑOS MIRIAM DEL SOCORRO	37,001,779	6
96	GARRETA BOLAÑOS ROSA MILVIA	37,000,958	3
97	GARRETA BOLAÑOS JOSE FREDOLIN	2,545,340	3
98	GARRETA LUIS ALBERTO	1,849,045	3
99	GOYES PORTILLA ROSARIO	27,299,905	6
100	GOYES BENAVIDES LUIS FELIPE	5,269,128	4
101	GOYES BENAVIDES LUIS FELIPE	5,269,128	8
102	GOYES BENAVIDES LUIS FELIPE	5,269,128	6
103	GUACANEZ NAVARRO JAIME LIDER	13,014,417	3
104	GUACANEZ ROMERO JULIO CORNELIO	5,760,007	4
105	GUACANEZ ROMERO LEONEL GUSTAVO	5,269,166	1
106	GUACANEZ LUZ DE LOS ANGELES	27,245,779	3
107	GUACANEZ NIDIA LILIANA	37,012,322	6
108	GUARANGUAY CHAVES MARIA GLORIA	27,116,972	5
109	GUERRA SARASTY FANNY YOLANDA	37,005,111	4
110	GUERRERO BENAVIDES CARLOS EDMUND	5,275,979	3
111	GUERRERO ROMERO DIANA ISABEL	27,251,096	6
112	GUERRERO ROMERO NELSON CLEMENTE	87,101,034	5
113	HERNANDEZ CHAVES CARLOS ALBERTO	13,015,869	4
114	HERNANDEZ HECTOR ANTONIO	5,309,933	6
115	HERNANDEZ JANETH ARISTELIA	37,009,702	6
116	HERNANDEZ MARIA DEL TRANSITO	27,253,087	2
117	HERRERA MERA FERNANDO HERNESTO	13,016,180	1
118	HERRERA JOSE MARIA	5,200,278	1
119	HERRERA JOSE ROMULO	13,003,006	2
120	HERRERA NIXON ANDRES	87,714,326	3
121	HUERTAS MELO EDNA JANETH	37,001,358	6

122	HUERTAS ZURA ALFONSO	13,011,869	2
123	HUERTAS ZURA HERNAN	17,064,998	5
124	HUERTAS ZURA HERNAN	17,064,998	4
125	HUERTAS ZURA HERNAN	17,064,998	6
126	HUERTAS ANGELA MARIA	37,121,880	3
127	HUERTAS ANGELA MARIA	37,121,880	3
128	HUERTAS SANDRA MABEL		6
129	IBARRA HUERTAS MARIANA DE JESUS	27,245,532	3
130	IBARRA IBARRA SEGUNDO JOAQUIN	1,849,020	6
131	IBARRA IBARRA SILVIO OCTAVIO	87,711,584	6
132	IBARRA QUENGUAN EVELIO HUMBERTO	5,482,223	3
133	IBARRA QUENGUAN JESUS HERALDO	12,981,148	2
134	IBARRA QUENGUAN LIDIA	41,701,288	5
135	IBARRA QUENGUAN ROSA CRUZ	27,159,911	2
136	IBARRA TAQUEZ MARIA CECILIA	27,387,908	4
137	JIMENEZ MELVA ROSA	36,994,904	3
138	JIMENEZ MELVA ROSA	36,994,904	6
139	JIMENEZ MELVA ROSA	36,994,904	6
140	JIMENEZ MELVA ROSA	36,994,904	6
141	LARA JESUS JOSE MARIA	5,269,194	5
142	LARA LEONEL RIGOBERTO	13,007,123	4
143	LOPEZ SANCHEZ LUIS FERNANDO	19,405,057	2
144	LOPEZ CARMEN DELFINA	37,008,328	4
145	LUCERO BENAVIDES GILBERTO MANUEL	12,969,933	6
146	MALLAMA BOLAÑOS ADALBERTO ARMAN	87,714,494	5
147	MALLAMA BOLAÑOS ADALBERTO ARMAN	87,714,494	6
148	MALLAMA BAIRON ALEXANDER	87,215,902	5
149	MALPUD CASTRO ANCELMO SIMON	2,297,587	2
150	MALPUD CHAVES JOSE AURELIO	13,004,924	
151	MALPUD CHAVES PASTORA MARIA	3,690,749	4
152	MALPUD CUMBALAZA JOSE ALEJANDRO	87,718,499	4
153	MALPUD CUMBALAZA JUAN BAUTISTA	87,219,087	3
154	MALPUD QUENGUAN MARIA DEL ROSARIO	30,732,115	3
155	MALPUD TULCAN GERARDO	87,716,477	6
156	MARQUEZ ERAZO ANGEL DEL CARMEN		3
157	MAYA VALENZUELA ANA LILIANA	27,160,258	4
158	MAYA VALENZUELA ANEYDA EDITH	37,011,287	6
159	MAYA VALENZUELA YAQUELINE	37,012,336	4
160	MAYA VALENZUELA YAQUELINE	37,012,336	6
161	MAYA YAMA JULIO CERSAR	13,012,062	6

162	MAYA YAMA LUIS HUMBERTO	87,714,939	2
163	MAYA ENRIQUE BARCENUBIO	14,790,010	3
164	MEJIA CUASQUER NECTARIO MARINO	13,008,132	4
165	MEJIA VASQUEZ ANA GRACIELA	27,253,125	13
166	MEJIA VASQUEZ ANA GRACIELA	27,253,125	12
167	MEJIA VASQUEZ MARIA MERCEDES	36,994,186	6
168	MEJIA VASQUEZ MARIA NELLY	36,999,186	1
169	MEJIA VASQUEZ MARIA NELLY	36,999,186	6
170	MEJIA VASQUEZ MARIA NELLY	36,999,186	4
171	MEJIA GUILLERMO	1,849,159	2
172	MEJIA HILARIO GREGORIO	5,269,259	5
173	MEJIA MAURICIO		6
174	MENDOZA GARRETA AURA ESTER	27,253,021	6
175	MENDOZA MALLAMA FABIO HERNAN	5,234,410	6
176	MITIS QUENGUAN GABRIEL	87,104,774	6
177	MITIS JOSE SEGUNDO	13,003,260	4
178	MONTENEGRO RODRIGUEZ MIGUEL ANGI	5,262,279	2
179	MORAN GOMEZ ELVIA DEL ROSARIO	37,006,017	5
180	MORILLO CHAVES CARLOS ENRIQUE	87,117,742	1
181	MORILLO PORTILLO CARMELA		4
182	NANDAR BURBANO RUTH GRACIELA	27,387,575	4
183	NARVAEZ ARCINIEGAS HUGO	87,218,288	3
184	NARVAEZ CHAVES ELSY	27,388,433	6
185	NAVARRO VASQUEZ JOSE GILBERTO	5,268,634	4
186	NAVARRO VASQUEZ LUIS FRANCISCO	87,217,831	4
187	ORTIZ OLIVA		4
188	PABON LUIS GERARDO	12,953,803	5
189	PALACIOS BURBANO ALICIA JHANETH	37,007,968	2
190	PALACIOS BURBANO IVAN OVIDIO	5,269,275	5
191	PALACIOS SANDRA	37,014,038	3
192	PANTOJA QUENGUAN DANIEL ALBERTO	#####	6
193	PANTOJA YAMA ANGEL SAMUEL	5,234,016	3
194	PANTOJA YAMA ELSA MARIA	37,920,597	3
195	PANTOJA YAMA JOHANA AMPARO	27,254,134	4
196	PANTOJA YAMA MIGUEL ANGEL	13,015,183	6
197	PANTOJA YAMA SAMUEL NOLBERTO	87,113,985	4
198	PASCUMAL LEITON MARIA EUGENIA	27,006,412	4
199	PASCUMAL LEITON MARIA EUGENIA	27,006,412	6
200	PASCUMAL QUENGUAN JHON ALBEIRO	6,549,360	6
201	PATIÑO MARIA INES	36,997,504	6

202	PATIÑO MARTHA ALICIA	30,115,713	3
203	PEPINOSA JOSE FABIO		5
204	PERENGUEZ LUZ MARINA	27,167,166	6
205	PORTILLO JULIO CESAR	#####	3
206	QUENGUAN AREVALO HENRY	87,716,280	3
207	QUENGUAN AREVALO MARIA EUGENIA	37,008,975	3
208	QUENGUAN HERNAN	13,003,033	4
209	QUENGUAN CAIPE ALEGRIA HORTENCIA	27,552,565	1
210	QUENGUAN CAIPE ENRIQUE OLAYA	5,269,091	3
211	QUENGUAN CAIPE MARIA CLEMENCIA	27,252,796	2
212	QUENGUAN CEPEDA MARIA PATRICIA	37,120,592	6
213	QUENGUAN CHACUA MANUEL PACIFICO	13,001,887	4
214	QUENGUAN CORAL MANUEL ANTONIO	87,718,347	6
215	QUENGUAN CORAL MARIA ROSARIO	27,252,976	6
216	QUENGUAN CORAL MARIA LIDIA	41,117,124	5
217	QUENGUAN CUELTAN MATILDE	#####	1
218	QUENGUAN CUMBALAZ MANUEL ANTONIO	98,361,860	4
219	QUENGUAN CUMBALAZ MANUEL ANTONIO	98,361,860	6
220	QUENGUAN DE QUENGUAN LEONOR	27,253,027	2
221	QUENGUAN GUACANEZ EDITH TERESA	37,006,828	4
222	QUENGUAN GUACANEZ PIEDAD DEL SOCORRO	37,010,883	4
223	QUENGUAN NAVARRO MAGALY DEL SOCORRO	37,013,349	6
224	QUENGUAN QUENGUAN DIGNA CLAUDIA	37,120,746	6
225	QUENGUAN QUENGUAN EMPERATRIZ	27,253,031	6
226	QUENGUAN QUENGUAN FLOR DE MARIA		6
227	QUENGUAN QUENGUAN JUAN PABLO	87,104,262	7
228	QUENGUAN QUENGUAN MARIA AURELIA	36,994,713	6
229	QUENGUAN ALBA NELLY	27,251,178	2
230	QUENGUAN ALBA NELLY	27,251,178	6
231	QUENGUAN JOSE LEOVIGILDO	5,269,158	3
232	QUENGUAN VASQUEZ JUAN BAUTISTA	18,102,000	5
233	QUENGUAN MANUEL DOLORES	13,004,030	1
234	QUENGUAN MARIA BEATRIZ	37,008,709	7
235	QUINTAZ ALEJANDRO		6
236	QUIROZ CEBALLOS ELVIA DEL CARMEN	27,159,473	2
237	QUIROZ MARIA CARMELA	27,189,652	1
238	QUIROZ MARIA CARMELA	27,189,652	2
239	REALPE NOGUERA GLORIA CRUZ	27,168,364	3
240	REVELO ERAZO GLADYS MARYORY	#####	3
241	REVELO ERAZO GLADYS MARYORY	#####	3

242	REVELO HERNANDEZ ROSA IDALIA	27,253,191	3
243	REVELO ALVARO LUCIANO	5,312,425	2
244	RIVERA LOPEZ HERNANDO	98,343,524	7
245	RODRIGUEZ ZURA DILIA ERNESTINA	27,253,090	3
246	RODRIGUEZ ZURA MARCELO JULIAN	17,141,521	3
247	RODRIGUEZ ZURA RUTH ISABEL	36,994,956	1
248	RODRIGUEZ ZURA RUTH ISABEL	36,994,956	2
249	ROMERO CHAVES CARMEN FANNY	27,160,241	4
250	ROMERO CHAVES GERMAN	5,234,435	6
251	ROMERO CHAVES GLADYS MARINA	30,709,589	8
252	ROMERO CHAVES GLADYS MARINA	30,709,589	5
253	ROMERO CHAVES GLADYS MARINA	30,709,589	2
254	ROMERO CHAVES GLADYS MARINA	30,709,589	6
255	ROMERO CHAVES GLADYS MARINA	30,709,589	8
256	ROMERO CHAVES JAVIER CARLOMAN	13,017,875	3
257	ROMERO ESCOBAR MARTHA ISABEL	#####	3
258	ROMERO VILLARREAL LEIDY NAYELY	#####	6
259	ROMERO WILSON HILARIO	98,417,341	6
260	ROQUE QUENGUAN SEGUNDO ARMANDO	13,015,621	1
261	ROSALES ZURA INES ESPERANZA	27,253,147	5
262	ROSALES ZURA INES ESPERANZA	27,253,147	3
263	ROSETO CHAMORRO JOSE IGNACIO	13,012,688	4
264	ROSETO CHAMORRO ROSA OLIVIA	37,007,360	1
265	ROSETO JOSE HERMES		3
266	ROSETO MARIA LOURDES	27,253,167	4
267	ROSETO SEGUNDO IGNACIO	5,197,498	2
268	SALCEDO GLORIA DEL CARMEN	43,017,803	7
269	TAFUR MURCIA EUDORO	4,732,990	2
270	TAQUEZ BLANCA MARIA	36,990,920	3
271	TIMANA CHAVES LUIS ALDEMAR	12,784,241	3
272	TIMANA TIMANA LUIS TOBIAS	5,269,131	6
273	TOBAR ANDREA	27,080,755	4
274	TOBAR ANDREA	27,080,755	6
275	TULCAN ORTIZ LEIDY ANGELY	#####	5
276	TULCAN BLANCA ELINA	27,253,141	2
277	TULCAN LUIS ARNULFO	87,111,486	3
278	VALLEJO LIVARDO FABIO	#####	2
279	VASQUES QUENGUAN ARTURO OLMEDO	5,269,255	4
280	VASQUES QUENGUAN JORGE OSWALDO	12,960,862	6
281	VASQUES QUENGUAN JOSE ANTONIO	12,978,345	5

282	VASQUES QUENGUAN JULIO CESAR	12,964,163	6
283	VASQUES QUENGUAN MARIA LIGIA	27,253,056	1
284	VAQUES MARIA IRMA	27,247,263	5
285	VILLARREAL BURBANO AMANDA ROCIO	27,009,397	3
286	VILLARREAL BURBANO ELIZABETH ROCIO	37,007,637	4
287	VILLARREAL BURBANO WILSON ARMAND	5,234,672	4
288	VILLARREAL CORTES SEGUNDO REMIGIO	1,794,888	6
289	WOODCKOL DE TOBAR GRACE		4
290	YAGUAPAZ CELESTINA	27,252,764	5
291	YAMA CH JAIME		6
292	YAMA GOYES CONCHA MARIA	27,253,192	2
293	YAMA GOYES LUIS EDUARDO	13,015,415	7
294	YAMA GOYES MANUEL ANTONIO	5,269,178	2
295	YAMA GOYES MARIA CONCEPCION	27,253,192	6
296	YAMA GUACANES ILDA AURA	27,160,432	4
297	YAMA RODRIGUEZ MIRIAM	36,993,112	2
298	YAMA ROGRIGUEZ NELLY CECILIA	5,981,136	5
299	YAMA RODRIGUEZ SOCORRO		6
300	YANDUN CHAPID JOSE MARIO	5,234,795	6
301	YANDUN MARIA PIEDAD	27,160,501	3
302	ZURA MORILLO CARLOS EDUARDO	12,969,636	3
303	ZURA MORILLO LUIS ALBERTO	12,980,196	6
304	ZURA MORILLO LUIS FERNANDO	87,101,734	4
305	ZURA MORILLO LUIS FERNANDO	87,101,734	3
306	ZURA LIDIA ALEJANDRA		6
307	CARDENAS IBARRA ALONSO HUMBERTO	5,308,876	4
308	LASSO ROSARIO		3
309	MIRANDA HAROLD		4
310	LUCERO CLEMENCIA		3
311	CUARAN GLADYS		4
312	ARGOTY AMPARO		3
313	CHACUA JOSE ANTONIO		4
314	JURADO MARIA ELENA		5
315	MEJIA FABIAN		6
316	BENAVIDES YANDUN JHON ALEXANDER		3
317	QUENGUAN QUENGUAN HERAN HUMBERTO		5
318	ASOCIACION TOLDERAS		20
319	CENTRO SALUD VIEJO		3
320	YANDUN DE TELLO MARIA DEL CARMEN	27,253,110	2
321	OMAIRA MENDOZA MALLAMA		5

322	BERTHA OLIVA BURBANO LOPEZ		2
323	NARVAEZ CHAVES ELSY		6
324	MARI CHACUA		6
	INSTITUCIONES PUBLICAS Y RELIGIOSAS		
325	UNIMOS (SEDE TELEFONIA LOCAL)		1
326	CEDE CENTRALES ELECTRICAS DE NARIÑO		1
327	BIBLIOTECA JUAN LOREZO QUENGUAN		42
328	CASA CURAL		104
329	CASA PASTORAL		205
330	CENTRO SALUD NUEVO		28
331	COLEGIO VIEJO (FAMILIAS DESPLAZADAS)		20
332	COLISEO (BAÑOS PUBLICOS)		300
333	CORPONARIÑO		7
334	ESCUELA CDI		86
335	INSTITUCION EDUCATIVA SAN JUAN		316
336	SALON COMUNAL		5
337	SDE DE SUPERGIROS		1
	RESTAURANTES Y HOTELES		
338	RESTAURANTE LA TULPA		104
339	ESTADERO EL CHURO		150
340	RESTAURANTE EL CHAMBU		50
341	RESTAURANTE MI VIEJO SAN JUAN		70
342	RESTAURANTE EL CARABANA		70
343	ASADERO DE POLLOS SAN JUAN		50
344	HOTEL SAN JUAN		20
345	HOTEL EL ENSUEÑO		20
	TOTAL HABITANTES		3004

Anexo 2. Cartera topográfica

PUNTO	NORTE	ESTE	ALTURA
1	947822	591414	2462
2	947838.709	591449.385	2461.72
3	947840.058	591465.18	2463.601
4	947764.04	591392.877	2465.964
5	947742.598	591388.38	2467.851
6	947760.445	591391.363	2466.215
7	947790.931	591404.515	2463.62
8	947803.913	591409.923	2462.852
9	947814.488	591414.642	2462.027
10	947825.092	591431.027	2461.111
11	947832.989	591444.489	2461.021
12	947819.824	591455.91	2464.392
13	947803.649	591453.61	2466.654
14	947779.285	591457.126	2469.784
15	947750.593	591471.27	2473.301
16	947734.535	591489.271	2475.804
17	947743.02	591485.086	2474.625
18	947765.751	591471.572	2471.723
19	947780.11	591464.252	2469.897
20	947796.356	591460.074	2467.639
21	947817.113	591462.276	2464.827
22	947840.032	591453.421	2462.115
23	947836.346	591441.84	2461.027
24	947823.886	591430.429	2461.059
25	947819.507	591410.074	2462.136
26	947799.842	591400.378	2463.177
27	947782.773	591393.096	2464.527
28	947763.865	591384.803	2466.199
29	947752.143	591381.659	2467.238
30	947720.964	591384.32	2469.678
31	947766.759	591393.768	2465.693
32	947785.622	591401.987	2464.093
33	947795.015	591405.905	2463.389
34	947814.226	591414.498	2462.021
35	947823.882	591429.936	2461.102
36	947823.342	591430.177	2460.356
37	947829.991	591425.246	2461.31
38	947804.479	591392.441	2463.335
39	947839.867	591456.407	2462.513

40	947831.294	591463.244	2463.363
41	947831.933	591447.52	2461.095
42	947832.083	591451.142	2461.205
43	947841.043	591447.658	2460.892
44	947846.347	591457.577	2463.131
45	947833.122	591452.962	2461.964
46	947827.241	591456.205	2463.251
47	947815.888	591455.433	2465.011
48	947845.851	591463.458	2464.429
49	947840.034	591454.848	2462.294
50	947833.32	591444.089	2461.036
51	947828.105	591435.235	2461.044
52	947855.031	591459.774	2466.154
53	947864.518	591455.057	2467.521
54	947874.641	591450.817	2469.636
55	947884.94	591446.683	2471.864
56	947894.168	591441.726	2474.138
57	947886.271	591444.364	2472.413
58	947877.093	591447.416	2470.381
59	947866.632	591452.219	2468.12
60	947848.823	591461.221	2465.284
61	947837.969	591460.132	2462.94
62	947831.744	591463.569	2463.469
63	947843.975	591465.441	2464.259
64	947853.598	591462.132	2465.962
65	947865.166	591455.853	2467.56
66	947873.79	591451.68	2469.41
67	947883.562	591448.272	2471.643
68	947890.662	591445.883	2473.106
69	947895.782	591443.811	2474.346
70	947878.029	591450.253	2470.386
71	947876.896	591447.287	2470.354
72	947885.017	591448.401	2472.081
73	947884.557	591444.623	2472.038
74	947899.848	591445.033	2475.183
75	947898.624	591440.954	2475.024
76	947914.22	591440.255	2478.139
77	947912.622	591435.527	2478.047
78	947921.341	591439.375	2479.425
79	947922.384	591433.711	2479.666

80	947916.891	591433.871	2478.807
81	947906.437	591439.848	2476.56
82	947910.923	591437.163	2477.582
83	947929.435	591442.429	2480.992
84	947932.668	591439.753	2481.408
85	947937.759	591449.993	2482.897
86	947940.609	591447.783	2483.215
87	947914.819	591433.367	2476.791
88	947919.47	591429.161	2477.407
89	947921.111	591427.897	2477.481
90	947925.672	591425.489	2477.417
91	947927.738	591425.125	2477.932
92	947914.779	591433.397	2477.765
93	947933.786	591429.84	2477.82
94	947939.012	591434.234	2478.481
95	947943.691	591437.429	2477.507
96	947943.541	591437.271	2478.052
97	947948.736	591440.219	2478.161
98	947956.238	591443.538	2478.182
99	947963.181	591444.938	2478.487
100	947968.327	591443.512	2478.056
101	947968.156	591443.66	2478.444
102	947971.834	591440.631	2478.875
103	947975.139	591436.748	2478.362
104	947974.963	591436.932	2478.968
105	947979.431	591432.988	2478.716
106	947983.084	591428.678	2478.356
107	947983.314	591428.455	2478.631
108	947987.787	591424.156	2478.968
109	947991.426	591420.622	2478.581
110	947991.783	591420.299	2479.044
111	947993.046	591418.853	2479.187
112	947989.323	591416.083	2477.537
113	947984.876	591421.398	2477.117
114	947976.911	591428.146	2476.02
115	947971.593	591432.979	2476.129
116	947965.307	591436.791	2475.624
117	947958.615	591439.056	2475.962
118	947942.883	591432.983	2476.379
119	947928.622	591423.179	2477.165

120	947927.842	591427.2	2477.858
121	947935.761	591432.751	2477.571
122	947942.09	591437.483	2478.346
123	947952.957	591444.238	2478.219
124	947962.547	591447.051	2478.458
125	947972.132	591441.863	2478.716
126	947978.665	591434.323	2478.633
127	947985.696	591427.02	2478.759
128	947993.885	591419.225	2478.859
129	947725.137	591384.187	2469.403
130	947754.994	591389.317	2466.693
131	947756.124	591382.41	2466.941
132	947733.444	591382.514	2468.68
133	947733.432	591389.577	2468.653
134	947712.994	591392.488	2470.301
135	947711.981	591385.527	2470.4
136	947679.706	591398.293	2472.786
137	947679.257	591391.235	2472.779
138	947662.108	591405.117	2474.143
139	947658.242	591399.346	2474.316
140	947658.112	591407.349	2474.46
141	947640.788	591412.639	2475.753
142	947642.282	591412.052	2475.747
143	947658.118	591407.353	2474.474
144	947638.001	591426.675	2476.488
145	947631.886	591423.119	2476.618
146	947614.449	591452.151	2478.912
147	947619.723	591456.968	2479.05
148	947603.46	591465.765	2480.11
149	947606.967	591471.788	2480.526
150	947597.244	591475.162	2481.169
151	947594.77	591479.76	2481.393
152	947597.118	591468.246	2480.735
153	947579.854	591463.059	2482.202
154	947575.184	591468.517	2482.597
155	947561.069	591447.057	2484.255
156	947555.724	591451.452	2484.437
157	947523.115	591404.95	2488.918
158	947520.496	591411.562	2488.571
159	947509.107	591408.504	2489.564

160	947500.278	591402.029	2490.472
161	947500.378	591402.482	2490.535
162	947537.122	591416.934	2487.368
163	947525.014	591406.18	2488.699
164	947479.054	591409.059	2492.257
165	947482.236	591415.355	2492.248
166	947460.859	591424.446	2494.443
167	947455.184	591419.301	2494.784
168	947452.501	591430.031	2495.399
169	947445.57	591426.792	2495.984
170	947439.673	591435.792	2496.724
171	947440.135	591435.962	2496.824
172	947446.87	591436.92	2496.356
173	947437.633	591457.647	2497.892
174	947431.355	591454.925	2497.786
175	947418.387	591483.283	2499.728
176	947424.905	591485.841	2499.428
177	947423.674	591493.264	2499.884
178	947416.767	591493.267	2500.215
179	947419.255	591513.329	2500.984
180	947419.024	591522.117	2501.444
181	947416.229	591534.013	2502.39
182	947416.221	591533.633	2502.449
183	947424.917	591505.579	2500.533
184	947427.538	591523.44	2501.725
185	947423.413	591530.871	2502.191
186	947415.107	591525.612	2501.823
187	947405.644	591525.248	2502.216
188	947403.701	591532.761	2502.518
189	947384.811	591526.703	2502.623
190	947384.369	591519.127	2502.58
191	947371.715	591515.293	2502.249
192	947370.688	591522.247	2502.375
193	947370.984	591522.907	2502.288
194	947385.702	591517.357	2502.89
195	947377.989	591516.122	2502.736
196	947379.053	591509.818	2503.264
197	947347.589	591507.459	2500.943
198	947345.728	591514.28	2501.071
199	947315.98	591503.419	2497.86

200	947316.38	591496.304	2497.948
201	947298.294	591492.7	2496.573
202	947302.785	591500.374	2496.781
203	947276.944	591490.109	2495.085
204	947268.63	591489.781	2494.663
205	947342.415	591513.939	2500.792
206	947331	591509.303	2499.523
207	947298.291	591492.718	2496.568
208	947289.38	591491.591	2495.985
209	947258.662	591496.152	2493.877
210	947249.891	591495.142	2493.528
211	947234.372	591494.935	2492.57
212	947233.743	591487.984	2492.736
213	947192.362	591496.061	2490.289
214	947193.185	591503.084	2490.085
215	947169.56	591505.84	2488.37
216	947169.872	591506.272	2488.443
217	947179.409	591508.35	2488.756
218	947158.269	591525.068	2486.366
219	947152.678	591520.863	2486.479
220	947136.785	591539.819	2483.62
221	947117.912	591560.882	2480.1
222	947121.312	591567.88	2480.709
223	947105.526	591574.092	2480.078
224	947113.906	591561.827	2479.241
225	947103.354	591559.469	2478.61
226	947112.577	591551.802	2477.15
227	947105.133	591549.636	2477.218
228	947122.793	591516.494	2472.839
229	947115.962	591514.561	2472.712
230	947130.243	591485.319	2469.533
231	947123.061	591486.494	2469.505
232	947128.372	591465.462	2468.223
233	947121.189	591465.819	2467.856
234	947122.388	591448.893	2467.183
235	947116.252	591452.097	2466.946
236	947112.176	591434.792	2465.91
237	947107.624	591440.282	2465.684
238	947100.001	591424.786	2464.659
239	947094.493	591429.404	2464.338

240	947091.218	591417.964	2463.364
241	947087.635	591424.034	2463.443
242	947099.445	591413.425	2472.039
243	947101.135	591413.592	2469.002
244	947101.105	591413.701	2471.434
245	947102.79	591406.126	2470.458
246	947114.809	591409.161	2473.11
247	947107.758	591406.327	2471.535
248	947105.625	591404.976	2470.234
249	947119.354	591415.755	2476.198
250	947103.864	591393.73	2467.55
251	947121.319	591409.123	2474.308
252	947123.268	591408.487	2474.302
253	947125.425	591411.099	2474.33
254	947123.401	591415.327	2474.301
255	947121.251	591415.743	2474.304
256	947118.276	591412.099	2474.303
257	947117.298	591410.634	2473.431
258	947101.279	591402.635	2468.057
259	947104.05	591396.868	2468.065
260	947105.854	591396.127	2468.07
261	947105.194	591397.551	2468.081
262	947107.974	591398.98	2468.11
263	947105.201	591404.657	2470.435
264	947097.895	591437.087	2462.125
265	947098.19	591436.961	2463.245
266	947089.128	591504.429	2458.428
267	947082.535	591559.745	2468.297
268	947082.103	591559.631	2469.188
269	947085.871	591557.654	2469.773
270	947093.357	591436.296	2462.94
271	947088.114	591502.241	2458.901
272	947081.284	5915558.85	2468.795
273	947082.763	591565.223	2471.426
274	947088.122	591559.372	2471.67
275	947096.989	591506.62	2462.112
276	947102.263	591440.953	2463.667
277	947084.037	591572.718	2469.687
278	947084.376	591573.462	2469.905
279	947086.743	591583.58	2470.728

280	947086.922	591583.868	2469.974
281	947086.762	591582.976	2470.902
282	947090.208	591596.824	2470.904
283	947089.915	591596.463	2471.601
284	947093.08	591609.449	2472.233
285	947082.933	591573.27	2469.827
286	947086.346	591587.736	2470.035
287	947089.606	591604.175	2470.836
288	947088.597	591589.534	2470.834
289	947086.038	591578.831	2471.201
290	947084.568	591571.429	2470.696
291	947093.067	591601.465	2471.05
292	947093.778	591602.632	2471.895
293	947109.551	591606.385	2467.899
294	947098.359	591604.974	2471.076
295	947104.563	591605.317	2469.128
296	947110.836	591605.322	2466.996
297	947099.118	591610.208	2469.74
298	947106.835	591609.253	2467.972
299	947106.406	591603.274	2469.38
300	947099.683	591603.069	2470.607
301	947113.962	591603.864	2463.201
302	947114.308	591603.843	2463.82
303	947124.348	591601.421	2460.413
304	947124.884	591601.387	2460.931
305	947160.997	591600.108	2459.029
306	947189.697	591597.577	2454.929
307	947221.743	591596.371	2452.82
308	947236.703	591593.273	2454.395
309	947260.454	591584.426	2454.725
310	947259.994	591584.398	2455.478
311	947308.703	591582.041	2458.712
312	947308.115	591581.998	2459.277
313	947339.014	591593.347	2462.49
314	947338.71	591593.267	2463.156
315	947344.881	591595.703	2463.375
316	947344.088	591595.719	2463.716
317	947349.574	591596.754	2464.552
318	947349.174	591596.693	2465.12
319	947356.719	591597.761	2466.202

320	947356.301	591597.808	2466.684
321	947368.918	591599.358	2469.483
322	947368.345	591599.229	2469.994
323	947382.633	591600.948	2473.465
324	947382.215	591600.873	2473.795
325	947389.694	591600.06	2474.083
326	947388.969	591600.219	2474.715
327	947389.496	591601.242	2474.678
328	947123.977	591596.285	2461.911
329	947175.891	591586.699	2458.995
330	947218.099	591584.733	2455.266
331	947260.827	591580.301	2456.327
332	947226.264	591595.439	2452.783
333	947225.886	591595.57	5453.508
334	947167.042	591602.022	2458.413
335	947235.822	591596.369	2453.865
336	947263.97	591588.515	2454.149
337	947377.059	591603.143	2472.074
338	947382.835	591604.25	2473.332
339	947382.835	591604.25	2473.332
340	947382.383	591599.264	2474.327
341	947390.675	591599.663	2474.896
342	947402.756	591593.818	2473.623
343	947403.617	591593.277	2474.477
344	947410.046	591589.09	2474.355
345	947409.122	591590.885	2473.688
346	947403.26	591595.248	2474.561
347	947393.962	591600.471	2474.707
348	947393.709	591598.256	2474.964
349	947401.485	591592.972	2475.309
350	947410.071	591588.588	2474.091
351	947410.921	591587.706	2473.58
352	947411.53	591587.235	2473.954
353	947419.181	591581.366	2469.964
354	947418.771	591581.694	2470.486
355	947434.734	591570.798	2463.977
356	947434.135	591571.136	2464.417
357	947435.88	591570.246	2464.231
358	947415.016	591585.852	2473.327
359	947414.134	591584.508	2472.825

360	947424.121	591578.506	2468.279
361	947423.208	591577.831	2468.629
362	947437.11	591570.055	2464.278
363	947433.594	591571.168	2464.621
364	947475.28	591543.719	2473.63
365	947452.985	591558.159	2467.541
366	947453.575	591557.874	2468.103
367	947463.053	591551.557	2470.452
368	947463.353	591551.329	2470.77
369	947468.342	591547.999	2471.586
370	947469.036	591547.675	2472.198
371	947471.839	591545.699	2471.95
372	947471.083	591546.15	2472.872
373	947472.665	591544.701	2473.295
374	947473.557	591539.83	2471.52
375	947473.761	591538.725	2472.433
376	947467.335	591548.324	2471.899
377	947468.487	591549.692	2471.736
378	947459.054	591554.073	2469.836
379	947460.102	591554.846	2469.583
380	947450.136	591559.838	2467.331
381	947451.021	591560.626	2466.868
382	947601.522	591490.518	2476.217
383	947600.535	591490.541	2477.054
384	947594.39	591491.388	2476.886
385	947603.019	591491.769	2477.025
386	947566.93	591479.773	2477.509
387	947515.618	591473.176	2461.244
388	947515.171	591473.51	2461.811
389	947509.969	591475.775	2461.229
390	947509.695	591475.972	2461.804
391	947498.266	591482.214	2462.026
392	947496.9	591482.712	2462.679
393	947472.968	591538.416	2472.655
394	947475.843	591537.4	2471.616
395	947472.167	591524.91	2470.32
396	947474.916	591526.242	2469.293
397	947473.517	591521.32	2468.167
398	947473.81	591521.097	2468.285
399	947476.831	591504.389	2464.821

400	947476.88	591504.776	2465.065
401	947476.88	591504.776	2465.065
402	947479.215	591503.958	2463.961
403	947483.768	591493.105	2464.072
404	947483.444	591493.45	2464.7
405	947489.296	591485.995	2464.655
406	947491.564	591488.437	2462.74
407	947501.483	591478.484	2462.916
408	947503.028	591481.86	2461.518
409	947544.558	591472.156	2470.958
410	947543.989	591474.245	2470.04
411	947536.196	591472.547	2469.161
412	947549.288	591473.722	2469.961
413	947549.666	591474.278	2471.77
414	947558.709	591475.892	2475.081
415	947557.749	591478.084	2473.916
416	947563.249	591478.13	2474.516
417	947563.63	591478.535	2476.201
418	947571.76	591483.169	2475.791
419	947571.247	591483.553	2477.354
420	947571.175	591480.657	2478.387
421	947567.096	591486.742	2475.354
422	947581.911	591487.673	2476.077
423	947582.563	591487.71	2477.049
424	947584.252	591486.843	2477.636
425	947587.307	591492.231	2475.515
426	947601.898	591488.742	2477.629
427	947603.8	591493.124	2476.762
428	947777.169	591458.57	2470.11
429	947620.729	591475.764	2475.098
430	947620.287	591475.686	2474.404
431	947621.572	591475.181	2475.291
432	947628.353	591458.465	2473.612
433	947633.865	591443.136	2471.547
434	947635.049	591443.04	2472.17
435	947642.115	591430.902	2471.61
436	947642.856	591430.914	2472.343
437	947654.135	591416.152	2472.467
438	947675.893	591403.976	2470.03
439	947676.101	591405.004	2470.532

440	947682.966	591402.813	2469.548
441	947683.481	591403.013	2469.713
442	947689.448	591401.166	2468.507
443	947690.084	591401.561	2468.619
444	947755.56	591392.298	2463.736
445	947754.926	591392.589	2464.107
446	947731.01	591474.607	2476.725
447	947615.17	591485.567	2475.253
448	947615.685	591484.925	2476.409
449	947696.033	591398.155	2467.665
450	947696.714	591398.512	2468.108
451	947709.486	591397.409	2466.978
452	947709.108	591397.971	2467.265
453	947709.856	591397.625	2467.209
454	947720.869	591397.899	2466.892
455	947720.265	591399.1	2467.358
456	947731.165	591395.976	2465.226
457	947731.314	591396.387	2465.798
458	948020.742	591423.708	2483.768
459	947995.758	591420.001	2479.098
460	948001.756	591420.87	2480.69
461	948001.37	591420.795	2480.964
462	948001.046	591419.587	2480.87
463	948001.432	591421.924	2481.542
464	948018.55	591423.015	2482.632
465	948018.133	591422.611	2483.204
466	948018.4	591421.619	2482.795
467	948016.957	591423.989	2483.898
468	948024.52	591424.896	2482.77
469	948024.321	591424.737	2483.56
470	948027.198	591426.059	2482.84
471	948027.651	591426.174	2483.096
472	948027.124	591424.334	2483.376
473	948025.592	591427.629	2483.666
474	948030.181	591427.663	2483.296
475	948032.294	591428.727	2483.283
476	948033.362	591426.637	2483.324
477	948032.296	591428.726	2483.285
478	948031.274	591425.567	2483.277
479	948031.695	591427.101	2484.448

480	948073.495	591428.734	2484.572
481	948065.14	591454.243	2485.492
482	948065.516	591457.124	2485.694
483	948063.827	591456.466	2485.605
484	948063.436	591456.479	2485.594
485	948063.212	591454.493	2485.614
486	948064.086	591454.312	2485.221
487	948064.253	591455.392	2485.609
488	948068.619	591439.493	2484.615
489	948069.265	591445.854	2484.661
490	948068.782	591446.018	2484.728
491	948068.542	591446.655	2484.775
492	948068.231	591445.89	2484.737
493	948067.251	591447.69	2484.695
494	948065.633	591446.78	2484.713
495	948066.561	591445.027	2484.745
496	948063.951	591442.89	2484.47
497	948065.891	591444.697	2483.737
498	948067.523	591443.706	2484.633

Anexo 3. Certificado de calibración estación topográfica



TOPTECH



Pasto, 3 de febrero de 2017

Topógrafo:
Pablo Maigual

Pasto Nariño

Cordial saludo.

La estación total marca TOPCON modelo GTS - 226 , número de serie UN 5952, fue revisada y cumple con los parámetros del fabricante TOPCON y se encuentra en el rango de precisión, referente a las características técnicas para este modelo de instrumentos y en perfectas condiciones ópticas - mecánicas.

**INSTRUMENTO DE VERIFICACION COLIMADOR KERN LEVEL GK 3245
DE ALTA PRECISIÓN (0.001 mm)**

AUMENTO	30 X	OK
DIAMETRO DE OBJETIVO	40 mm	OK
COMPENSADOR	4"/0.5"	OK
SENSIBILIDAD NIVEL ESFERICO	40"/1div	OK
NIVEL ELECTRONICO	(1')	OK
PRECISION HZ,V(ISO17123-3)	1.5"/5CC	OK
ALCANCE	2300 MTS	OK
MINIPRISMA	1200 MTS	OK
PRECISION DE MEDIDAS:	A 300M,A1000M =+/- 0.002mm	OK
MODO ESTANDAR	±(2mm+2ppmxD)mm	OK
MOTORIZACIÓN: V. DE GIRO	50 gon/seg	OK
MEMORIA INTERNA	10000 Bloques	OK
PLOMADA OPTICA	Láser	OK
AUXILIAR DE PUNTERIA:		
RANGO DE TRABAJO:	5 a 150 mts.	OK
PRECISION:	5cm a 100 mts.	

PERIODO PROMEDIO ÓPTIMO DE VERIFICACIÓN CALIBRACIÓN

Fecha de verificación:

03 / 02 / 2017

Próxima verificación calibración:

02 / 08 / 2017

Se realizaron los procesos de prueba de acuerdo a los parámetros técnicos, dando un certificado de calibración y verificación por una duración de 6 meses.

Att:

CARLOS ALEJANDRO CITELY
C.C. 98385507

Técnico en Instrumentos Topográficos e Ingeniería

REVISADO

FECHA: DIA 03 MES 02 AÑO 2017
Técnico en Equipos de Topografía
NIT. 98.385.507-0
CELS: 316 4033688 - 311 7475677

Calle 12 No 17-177 Atahualpa

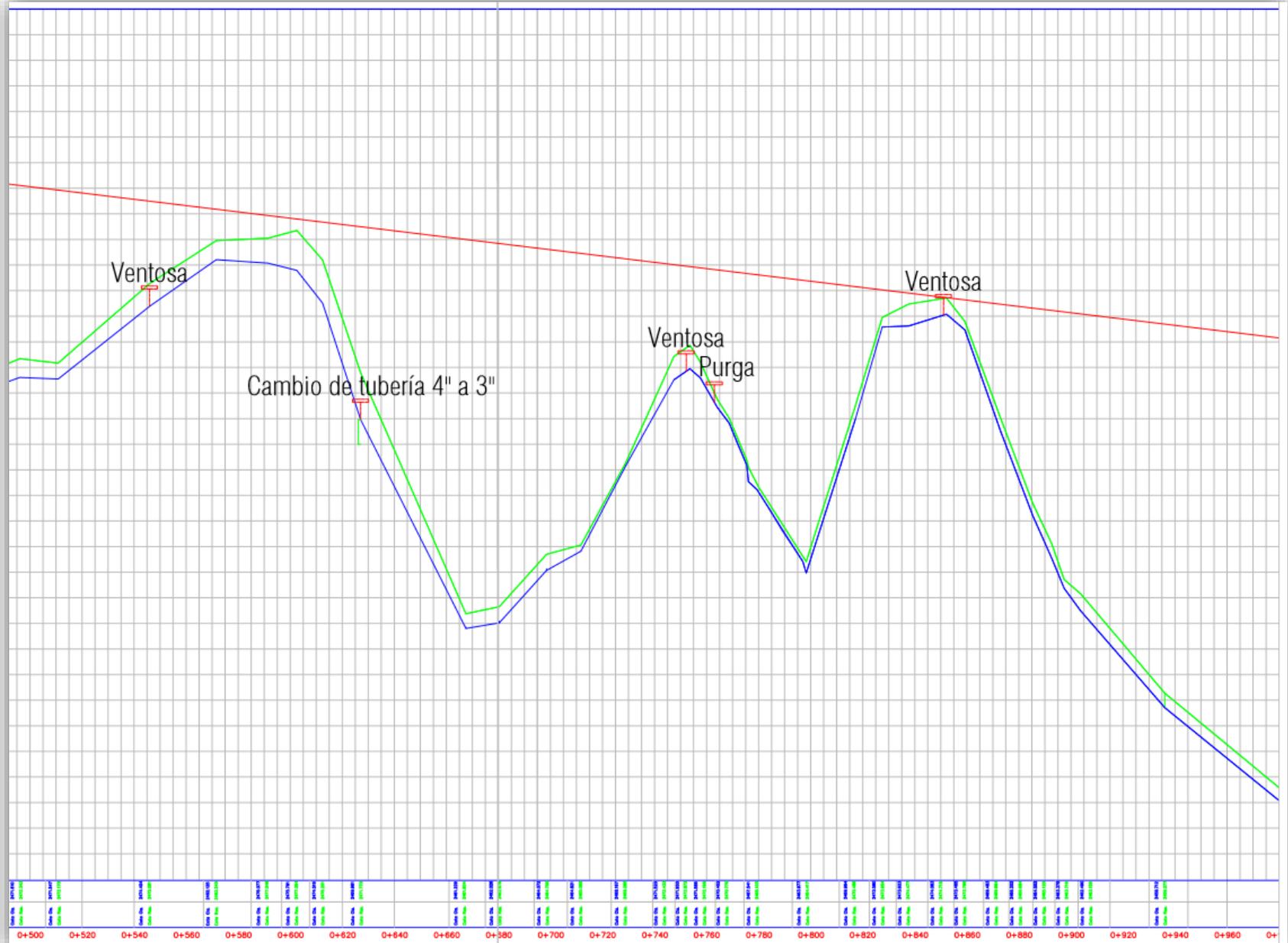
7217152

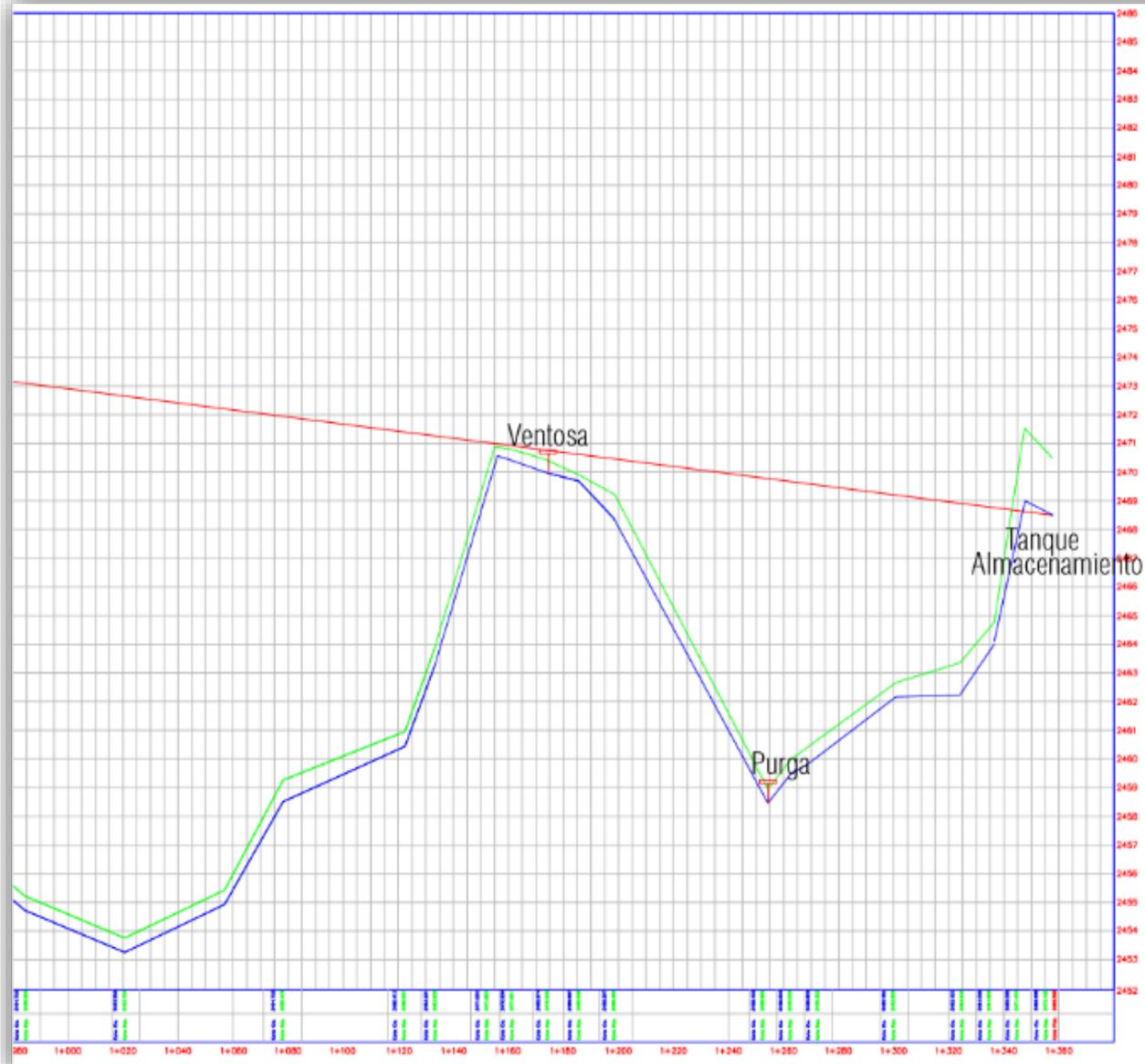
3164033688

3122441362

Anexo 4. Perfil Hidráulico del rediseño







LOCALIZACIÓN:
 CORPORACIÓN UNIVERSITARIA
 AUTÓNOMA DEL CAUCA



LOCALIZACIÓN:
 MUNICIPIO DE IPIALES
 DEPARTAMENTO DE NARIÑO



CONTIENE:
 Perfil hidraulico Rediseño
 de la Junta de Acueducto de la Cabecera de San Juan

DIBUJO:
 PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE
 Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario
 C.c. 1.085.932.129 Ipiales, NRN

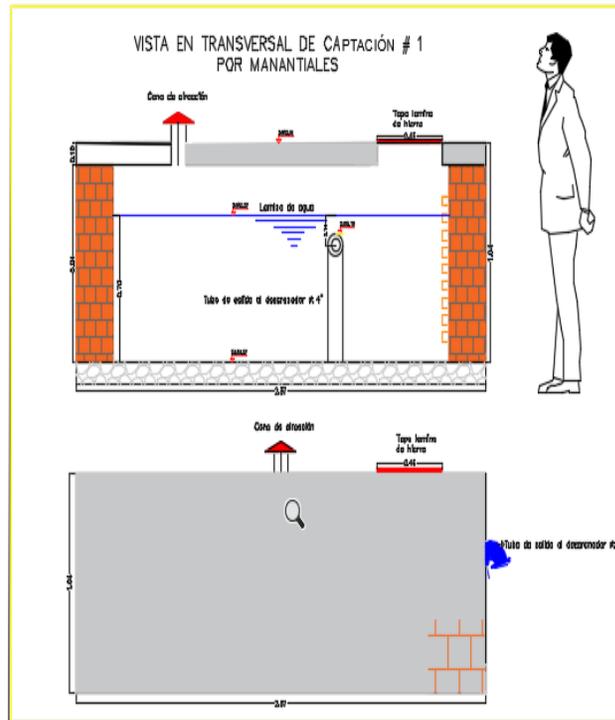
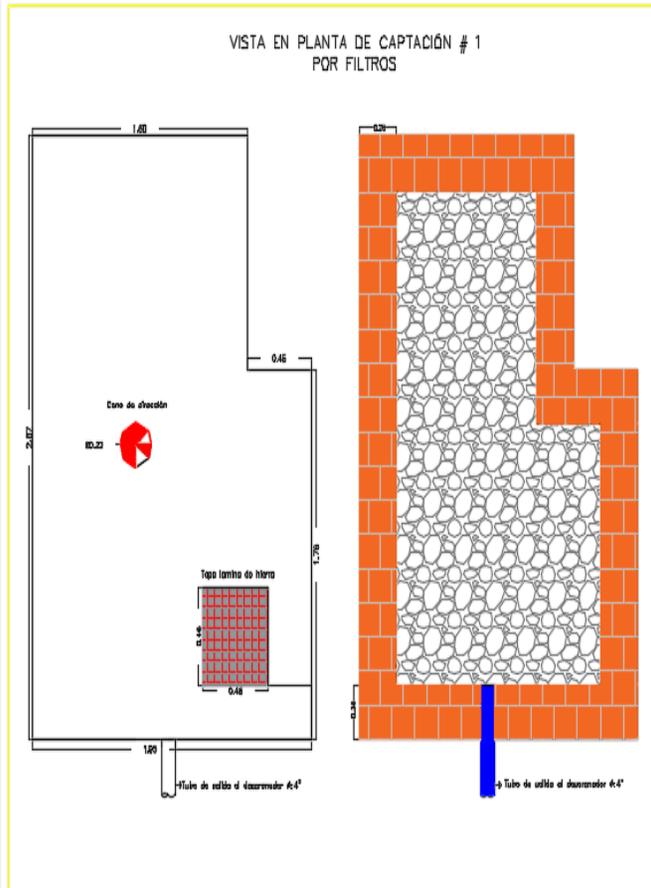
LEVANTO:
 PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE
 Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario
 C.c. 1.085.932.129 Ipiales, NRN

DIRECTOR DE PASANTÍA:
 HERMES F. ÁNGEL PALOMINO
 ingeniero Civil



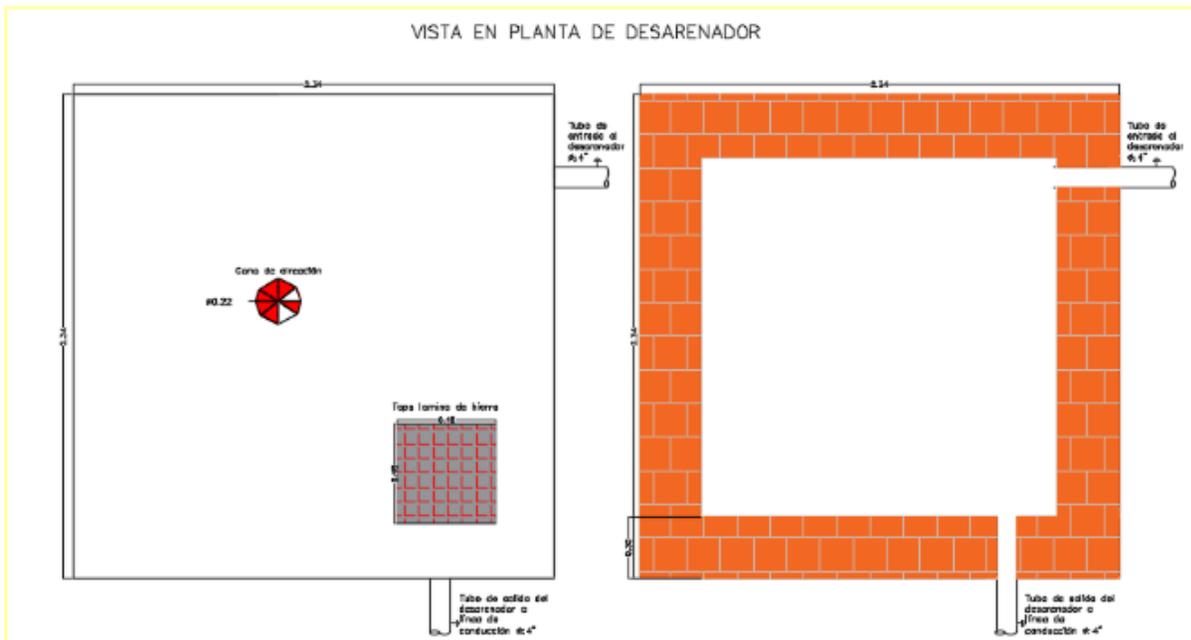
CONVENCIONES:
 — Cota clave
 — Cota Rasante
 — Cota rasante

Anexo 5. Plano Visto en planta y transversal, estructuras existentes

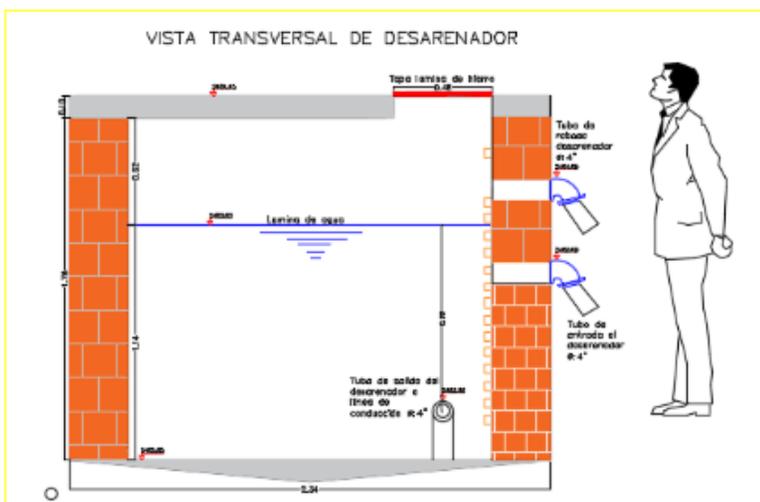


PRESENTADO A:	
CORPORACIÓN UNIVERSITARIA AUTÓNOMA DEL CAUCA	
LOCALIZACIÓN:	
MUNICIPIO DE IPIALES DEPARTAMENTO DE NARIÑO	
CONTIENE:	
Vista en planta y Transversal captación 1	
DIBUJO:	
PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario C.c. 1.085.932.129 Ipiales, NRN	
LEVANTO:	
PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario C.c. 1.085.932.129 Ipiales, NRN	
DIRECTOR DE PASANTÍA:	
HERMES F. ÁNGEL PALOMINO Ingeniero Civil	
MACROLOCALIZACIÓN:	
ESCALA:	FECHA: FEBRERO 2017
1:100	PLANO: 1/1

VISTA EN PLANTA DE DESARENADOR



VISTA TRANSVERSAL DE DESARENADOR



PRESENTADO A:

CORPORACIÓN UNIVERSITARIA
AUTÓNOMA DEL CAUCA



LOCALIZACIÓN:

MUNICIPIO DE IPIALES
DEPARTAMENTO DE NARIÑO



CONTIENE:

Planimetría y perfiles de desarenador

DIBUJO:

PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE
Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario
C.c. 1.085.932.129 Ipiales, NRN

LEVANTO:

PABLO FERNANDO MAIGUAL BASANTE
Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario
C.c. 1.085.932.129 Ipiales, NRN

DIRECTOR DE PASANTÍA:

HERMES F. ÁNGEL PALOMINO
Ingeniero Civil

MACROLOCALIZACIÓN:

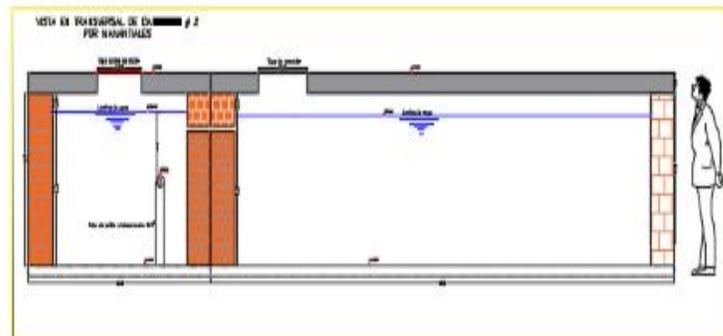
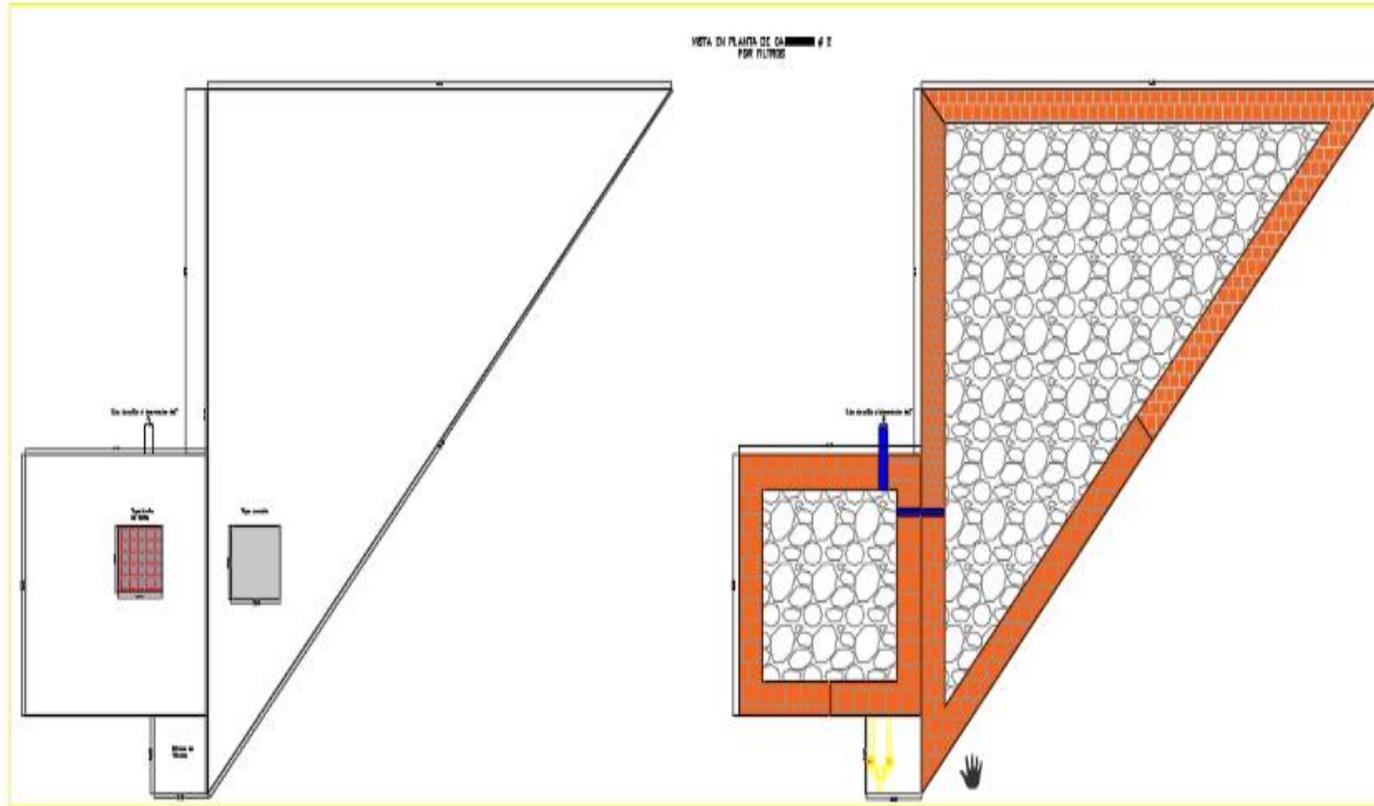


ESCALA:

1:100

FECHA: FEBRERO 2017

PLANO: 1/1



PRESENTADO A:	
CORPORACIÓN UNIVERSITARIA AUTÓNOMA DEL CAUCA	
LOCALIDAD:	
MUNICIPIO DE IPRALES DEPARTAMENTO DE NARIÑO	
CONTIENE:	
Planimetría y perfiles de captación 2	
DISEÑO:	
PABLO FERNANDO MAGUAL BASANTE Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario C.c. 1.086.932.129 (Iprales, Nariño)	
LEVANTO:	
PABLO FERNANDO MAGUAL BASANTE Estudiante a optar título de Ingeniero Ambiental y Sanitario C.c. 1.086.932.129 (Iprales, Nariño)	
DIRECTOR DE PAGARITA:	
HERMES F. ÁNGEL PALONINO Ingeniero Civil	
MUNICIPIO DE IPRALES:	
ESCALA:	FECHA: FEBRERO 2017
1:100	PLANO: 1/1

