

**APOYO EN LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE UN
RESERVORIO DE AGUA PARA LA EMPRESA ACUABUITRERA-SANTIAGO
DE CALI.**



HAROL PATRICIO RODRIGUEZ RIASCOS

**CORPORACION UNIVERSITARIA AUTONOMA DEL CAUCA
CIENCIAS AMBIENTALES Y DESARROLLO SOSTENIBLE
INGENIERÍA AMBIENTAL Y SANITARIA
POPAYAN
2018**

**APOYO EN LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA IMPLEMENTACIÓN DE UN
RESERVORIO DE AGUA PARA LA EMPRESA ACUABUITRERA-SANTIAGO
DE CALI.**



HAROL PATRICIO RORIGUEZ RIASCOS

Trabajo de Grado para optar al título de Ingeniería Ambiental y Sanitaria

Director

Ingeniero Civil

HERMES FERNEY ANGEL PALOMINO

**CORPORACION UNIVERSITARIA AUTONOMA DEL CAUCA
CIENCIAS AMBIENTALES Y DESARROLLO SOSTENIBLE
INGENIERÍA AMBIENTAL Y SANITARIA
POPAYAN
2018**

NOTA DE ACEPTACIÓN

El director y los jurados del trabajo de grado:
**APOYO EN LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS
PARA LA IMPLEMENTACION DE UN
RESERVORIO DE AGUA PARA LA
EMPRESA ACUABUITRERA-SANTIAGO DE
CALI.** Realizado por: Harol Patricio Rodríguez
Riascos, una vez realizado el informe final y
aprobada la sustentación del mismo, autorizan
la realización de los trámites requeridos para
optar al título: profesional en Ingeniería
Ambiental y Sanitaria.

Firma del Director

Firma del jurado

Firma del jurado

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado principalmente a mi madre María Leónidas Riascos Ortega por permitirme estar donde estoy, ya que se ha esforzado cada día para brindarme su apoyo y ánimos para continuar con mis estudios, a pesar de no contar con muchas ayudas se las ha ingeniado para hacer de esto una realidad.

Va dedicado también a mis hermanos Gustavo Adolfo Rodríguez Riascos, Pastor Emilio Rodríguez Riascos, Diego Luis Rodríguez Riascos, Norida Yanela Rodríguez Riascos por estar siempre allí colaborándome con lo poco que tienen en lo que han podido.

También lo dedico a mis demás hermanos, familiares y amigos que me han brindado su apoyo incondicional, al Municipio López de Micay lugar donde provengo, a todas las personas que preguntan y han estado pendientes de este proceso.

De manera atenta va dedicado a la Empresa Acuabuitrera por darme la oportunidad de realizar las prácticas en esta organización, a la Universidad Autónoma del Cauca y a sus profesores que me han asesorado siempre, garantizando que pueda aprender muchas cosas académicas y extra académicas, que son buenas para este proceso y los que vienen.

AGRADECIMIENTOS

No habrá palabras que puedan describir el agradecimiento a mi madre María Leónidas Riascos Ortega, por todo el esfuerzo y sacrificio que hace cada día sin descanso para que mis hermanos y yo estemos bien, sin ella nada de esto será posible, ella se merece todos los aplausos y honores, nunca sabré de dónde saca tantas fuerzas para ayudar a sus cinco hijos, a sobrinos y otros parientes, brindándole la mano sin esperar nada a cambio.

Agradezco a mis hermanos, amigos y conocidos que han estado incondicionalmente brindándome su apoyo en lo que he necesitado y han podido.

Doy gracias a la empresa Acuabuitrera en especial a la gerente Claudia Villamarin, por recibirme en esta organización para realizar mis prácticas, a su grupo de trabajo que también me brindaron apoyo para cumplir con alguna actividad.

De manera especial agradezco a la Corporación Universitaria Autónoma del Cauca por haberme formado como profesional académico, a mi director de grado Ingeniero Hermes Ferney Ángel Palomino, profesores como Juan Pablo Prado, Arnold Arias, Ronald Cerón, Adriana Sánchez etc, que compartieron su buen conocimiento conmigo y me brindaron consejos importantes para la vida.

TABLA DE CONTENIDO

LISTA DE TABLAS.....	8
LISTA DE FIGURAS	9
LISTA DE GRAFICAS	10
LISTA DE FOTOGRAFIAS.....	11
LISTA DE ECUACIONES.....	12
RESUMEN	13
ABSTRACT	14
INTRODUCCIÓN	15
CAPITULO I: PROBLEMA.....	16
1.1. Planteamiento del problema.....	16
1.2. Justificación.....	17
1.3. OBJETIVOS	18
1.3.1. Objetivo General.....	18
1.3.2. Objetivos Específicos	18
CAPITULO II: MARCO TEORICO.....	19
1.1. Antecedentes	19
1.2. Bases teóricas.....	20
1.3. Bases legales.....	22
1.4. Localización del proyecto y caracterización del corregimiento.....	23
1.4.1. Localización	23
1.4.2. Descripción del corregimiento de la buitrrera.....	24
1.4.3. Limites político administrativos	25
1.4.4. Fauna y flora.....	25
1.4.5. Usos del suelo	25
CAPITULO III: METODOLOGÍA.....	26
3.1. Fase I. Diagnóstico de las fuentes hídricas potenciales aferentes a la zona donde se realizará el reservorio.....	26
3.2. Fase II. Determinar el área hidrográfica para el abastecimiento parcial del reservorio	27
3.3. Fase III. Diseño hidráulico del reservorio.....	27
3.3.1. Etapa 1: Trabajo en campo.	27

3.3.2. Etapa 2: Memoria de Cálculos.....	27
Calculo del caudal aportado por aguas lluvias.....	28
CAPITULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS	29
4.1. Diagnóstico de las fuentes hídricas potenciales aferentes a la zona donde se realizará el reservorio.....	29
4.1.1. Recorrido a las fuentes hídricas y aforo de estas	29
4.2. Área hidrográfica para el abastecimiento parcial del reservorio	34
4.2.1. Determinación del área hidrográfica	34
4.3. Diseño hidráulico del reservorio de agua para la empresa Acuabuitrera-Santiago de Cali.....	36
4.3.1. Etapa 1 trabajo de campo.....	36
4.3.2. Etapa 2: Memoria de Cálculos.....	41
4.3.2.1. Diseño de la bocatoma.....	41
4.3.2.2. Diseño de la aducción	53
4.3.2.3. Caudal aportado por escorrentía	59
4.3.2.4. Canales	62
4.3.2.5. Cálculo y diseño hidráulico del reservorio	63
4.3.2.6. Diseño de la línea de conducción.....	68
4.3.2.7. Tramo 2. Línea de conducciones	68
4.3.2.8. Tramo final. Línea conducción	88
CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	98
5.1. Conclusiones.....	98
5.2. Recomendaciones.....	99
BIBLIOGRAFÍA	100

LISTA DE TABLAS

Normatividad utilizada	22
Diseño Hidráulico de Canales de Aguas Lluvias	61
Perfil de Conducción Tramo Inicial.....	68
Selección del codo según la suma o diferencias de pendientes	70
Tramo 2 Perfil de Conducción	81
Perfil de la Conducción Tramo Final	88

LISTA DE FIGURAS

Corregimiento de La Buitrera-Cali	24
Dimensionamiento de la rejilla.....	47
Resultados del diseño. Planta.....	52
Resultados del diseño. Corte B-B.....	52
Dimensiones línea de aducción.....	58
Canales Aguas Lluvias.....	62
Esquema de dimensionamiento del reservorio.....	64
Esquema para calcular el volumen útil.....	65
Reservorio Vista en Planta.....	67
Reservorio vista en perfil.....	67
Esquema de la línea de Conducción.....	69
Conducción Vista en Planta, Tramo Inicial.....	74
Conducción Tramo 2 Vista en Planta.....	83
Conducción Tramo Final Vista en Planta.....	91

LISTA DE GRAFICAS

Caudales en las fuentes hídricas	31
Longitud desde bocatoma hasta reservorio	37
Medición línea de conducción	39
Línea de Conducción Vista en Perfil, Tramo Inicial	80
Línea de Conducción Tramo 2 Vista en Perfil	87
Línea de Conducción Tramo Final Vista en Perfil	97

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Fotografía 1. Ubicación del proyecto, Finca La Fortuna.....	24
Fotografía 2. Recorrido fuentes hídricas.	29
Fotografía 3. Aforo de la fuente hídrica	32
Fotografía 4. Área hidrográfica de la fuente	34
Fotografía 5. Registro de precipitación. Estación Lili -San Sebastián	35
Fotografía 6. Punto para ubicar la bocatoma	37
Fotografía 7. Área de captación de aguas lluvias, Finca La Fortuna.....	38
Fotografía 8. Área disponible para la construcción del reservorio	39
Fotografía 9. Recorrido para la medición de la línea de conducción.....	40

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Calculo de caudales	26
Ecuación 2. Método racional para el cálculo del caudal de aguas lluvias.	28
Ecuación 3. Altura de la lámina de agua	42
Ecuación 4. Corrección por contracciones laterales.....	42
Ecuación 5. Calculo de la altura crítica	47
Ecuación 6. Nivel de la lámina de agua	47
Ecuación 7. Formula de Maning.....	53
Ecuación 8. Calcular esfuerzo cortante.....	55
Ecuación 9. De George Ribeiro para el tiempo de concentración.	60
Ecuación 10. Para calcular la intensidad de la lluvia.....	60
Ecuación 11. Longitud de la medición.....	69
Ecuación 12. Ecuación de Hazen-Williams	71
Ecuación 13. Perdida unitaria.....	72
Ecuación 14. Perdidas de energía por codos.....	74
Ecuación 15. Perdidas de energía por válvulas de control.....	74
Ecuación 16. Perdidas por TEE	75
Ecuación 17. Pérdidas por reducción gradual.....	75
Ecuación 18. Perdidas por entrada normal	75
Ecuación 19. Pérdida salida al tanque	76
Ecuación 20. Calculo de la celeridad	78
Ecuación 21. Fase de la tubería.....	78

RESUMEN

Este trabajo se basó en apoyar los estudios y diseños para la implementación de un reservorio de agua para la empresa Acuabuitrera-Cali, la cual busca minimizar el desabastecimiento y los cortes de agua potable que se presentan en el corregimiento La Buitrera, por falta de fuentes hídricas potenciales y de fácil acceso.

Para dar cumplimiento a los objetivos del trabajo, se realizaron una serie de actividades las cuales están comprendidas dentro de las tres fases de la investigación, que fueron el diagnóstico de las fuentes hídricas potenciales aferentes a la zona donde se realizará el reservorio, la determinación del área hidrográfica para el abastecimiento parcial del reservorio, y el diseño hidráulico del reservorio.

La mayoría de las fuentes hídricas que se encontraron cerca del sector donde se realizará el reservorio presentaron caudales muy bajos. Sin embargo, se determinó que la más óptima para cumplir con esta función es la “Quebrada La Soledad Sur” ubicada en la finca Los Nacimientos, ya que las pendientes y el área permitirán que el transporte del agua sea por gravedad. A partir de los datos obtenidos de esta fuente hídrica se pudo partir con el diseño del reservorio, que finalmente se puede observar en el desarrollo de este trabajo.

Palabras claves: Fuentes hídricas, Reservorio, Agua potable, Conducción, escasez de agua.

ABSTRACT

This work was based on supporting studies and designs for the implementation of a water reservoir for the company Acuabuitrera-Cali, which seeks to minimize the shortage of supplies and drinking water cuts that occur in the La Buitrera corregimiento, due to lack of sources potential water sources and easy access.

To fulfill the objectives of the work, a series of activities were carried out, which are included in the three phases of the investigation, which were the diagnosis of the potential water sources afferent to the area where the reservoir will be made, the determination of the hydrographic area for the partial supply of the reservoir, and the hydraulic design of the reservoir.

Most of the water sources that were found near the sector where the reservoir will be made had very low flows. However, it was determined that the most optimal to fulfill this function is the "Ravine La Soledad Sur" located in the Los Nacimientos farm, since the slopes, the area, will allow the transportation of water by gravity. From the data obtained from this water source it was possible to start with the design of the reservoir, which can finally be observed in the development of this work.

Keywords: Water sources, Reservoir, Drinking water, Driving, water shortage.

INTRODUCCIÓN

En muchos países y regiones del mundo donde la accesibilidad al agua es bastante compleja, se han adoptado diferentes alternativas para la captación de aguas y así poder satisfacer sus necesidades. Captar y almacenar aguas lluvias durante los tiempos de altas precipitaciones ha sido de gran importancia, debido a que con ello se ayuda a la tenencia del recurso hídrico y se garantiza su posibilidad de uso en tiempos de estiaje.

Para almacenar agua en tiempos de invierno y utilizarla en tiempos de sequías, se han empleado muchas obras que permiten que este proceso tenga éxitos; entre estas obras se encuentran las balsas, represas, diques, lagunas, reservorios, tanques de almacenamientos, etc.

Sin embargo, hay que mencionar que de acuerdo con Juan Pablo Ruiz Soto en su artículo “Servicios ambientales, agua y economía”, las obras antes mencionadas no solo han servido para satisfacer una única necesidad, sino que también han sido una herramienta complementaria al manejo de las cuencas y la conservación de los servicios ambientales en los proyectos de suministro de agua potable.

De allí que la captación del agua y su almacenamiento en reservorios se ha empleado principalmente para el uso en la agricultura, ya que es uno de los campos de las actividades cotidianas del ser humano que más requiere del suministro de agua, a más pequeña escala se están empleando estos sistemas para potabilizar el recurso hídrico y abastecer a la población humana.

Es por ello que este documento se centra en apoyar los estudios y diseños para la implementación de un reservorio de agua para la empresa Acuabuitrera-Santiago de Cali, lo cual permitirá tener una línea base en la identificación de la disponibilidad de agua en la zona aledaña a la proyección del reservorio y de igual forma se harán los cálculos necesarios para la construcción de dicho sistema, con el fin de satisfacer la necesidad de abastecimiento de agua que presenta la población en la zona que abastece el acueducto.

CAPITULO I: PROBLEMA

1.1. Planteamiento del problema

El agua es actualmente considerada como el recurso natural máspreciado del cual dispone el planeta tierra, pero a su vez el más crítico debido a la alta demanda y su disponibilidad. La disponibilidad del agua se mantiene gracias al ciclo que la regula [1]. Dado que el agua y la población no están uniformemente distribuidas en el planeta tierra, la situación de abastecimiento de agua en varias regiones es crítica, y es probable que este problema se intensifique en el futuro [2].

La región de América Latina y el Caribe tiene abundantes recursos hídricos, pero estos varían de manera significativa en toda la región. Según el informe presentado por las Naciones Unidas Sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos en el Mundo en el año 2016, sugiere que el patrón de uso del agua está muy influenciado por la concentración de la población, los conglomerados urbanos y las actividades económicas en zonas áridas y semiáridas [3]

Colombia, un país de precipitaciones generosas, que históricamente ha ocupado altos estándares de disponibilidad hídrica a nivel mundial, por lo cual ha enfrentado conflictos por el uso del espacio para su desarrollo socio-económico y para protección de la oferta hídrica natural. Según Efraín Domínguez y su equipo de trabajo, el crecimiento actual del país ha congregado la demanda hídrica sobre regiones donde su oferta es escasa, mediante el fortalecimiento de la gestión integral del recurso hídrico, fortalecimiento de los programas de ahorro y uso eficiente del agua y la intensificación de los mecanismos limpios de producción, permitiendo el aumento de la presión sobre el recurso [4].

Esta escasez del recurso repercute en la generación y propagación de enfermedades gastrointestinales tanto en seres humanos como en animales, al igual que afecta el desarrollo de cultivos agrícolas, permitiendo el desbalance en la economía interna del país y afectando la canasta familiar.

En la región del Valle del Cauca, se presenta falencia en el suministro de agua en las épocas de bajas lluvias y en los fenómenos meteorológicos estacionarios (Fenómeno del niño), debido a que los niveles en los ríos de captación son demasiados bajos y no alcanzan a suplir la demanda de la región [5].

Debido a lo anterior y de acuerdo con el documento presentado por Beatriz Castillo, el cual consistió en el “Análisis de la gestión administrativa de los sistemas de acueducto de la zona rural de Cali, se evidenció que en esta zona del Valle del Cauca a pesar de que se han realizado inversiones con el fin de abastecer la población, existe una gran demanda y un notado desabastecimiento temporal del recurso hídrico y por ende el deterioro de las microcuencas, situación que repercute

en no poder suplir la necesidad de agua potable del sector denominado “corregimiento de la Buitrera” [6].

El corregimiento de La Buitrera, zona donde se pretende desarrollar el proyecto presenta gran densidad boscosa, y es una zona donde nacen ríos como Cañaveralejo, Meléndez y Lili, (Espitia, 2005). Sin embargo, de acuerdo con el primer diagnóstico realizado con el fin de establecer el Plan de Desarrollo Municipal 2016-2019, por parte de la Alcaldía Municipal de Santiago de Cali, se indicó que en los últimos años los eventos de desabastecimiento de agua se han presentado de forma reiterativa y están relacionados con las afectaciones a las cuencas hidrográficas mencionadas anteriormente [7].

Actualmente la empresa Acuabuitrera tiene la concepción para el abastecimiento de agua sobre el Río Meléndez, Lili, quebrada La Soledad, Frialdad, Los Cauchos y Carbonero. Para la captación de agua cuenta con una bocatoma lateral ubicada en el río Meléndez, dos bocatomas de fondo una en el río Lili y la otra en la quebrada la Soledad y además dos tomas o bocatomas artesanales ubicadas en la quebrada la Frialdad y los Cauchos. Y con todo esto el abastecimiento de agua en este corregimiento es complejo, sufriendo este fenómeno en su población.

1.2. Justificación

El agua es uno de los recursos naturales renovables más importantes para el desarrollo de la humanidad; es el elemento fundamental para las funciones metabólicas de los seres vivos [8]. Sin embargo, el ser humano posee algunas limitaciones para poder hacer uso de este recurso debido a la falta de sistemas que permitan el acceso a agua óptima para el consumo humano.

Debido a la problemática mencionada, se ha hecho necesario la implementación de estrategias que permitan el abastecimiento de agua en zonas rurales y urbanas, donde una de las estrategias más utilizadas son los sistemas de recolección de aguas lluvias. Esta ha sido una práctica muy antigua debido a que los campesinos utilizaban especies de cisternas y cántaros donde no solo se captaba agua de ríos y lagos sino también agua lluvias [9].

Instituciones de algunos países reconocen los múltiples beneficios derivados de afrontar la gestión del agua lluvia desde una alternativa a la convencional, tendiendo hacia un desarrollo sostenible; por eso sugieren de forma más tecnificada el diseño y la implementación de reservorios para suplir esta vital necesidad [10].

En el municipio de Cali, Departamento del Valle del Cauca, se encuentra la zona de La Buitrera, la cual, a pesar de poseer una gran densidad boscosa, y contar con nacimientos de ríos como Cañaveralejo, Meléndez y Lili, se requiere de mayor abastecimiento de agua potable debido a que en épocas de verano, no se cuenta con la capacidad hídrica para satisfacer la necesidad de toda la población [5].

La empresa Acuabuitrera-Cali se encuentra ubicada en la zona sur de La Buitrera, asegura estar prestando el servicio de Acueducto y Alcantarillado a una población de aproximadamente 14.000 habitantes. Sin embargo, la población requiere de la permanencia en la prestación del servicio y además de una fuente que aporte un mayor caudal de suministro constante para evitar el desabastecimiento.

Debido a la necesidad de satisfacer la demanda o el alto consumo de agua generado en el Corregimiento de La Buitrera del Municipio de Santiago de Cali, Departamento del Valle del Cauca, es conveniente el estudio y diseño de un reservorio de agua que permita minimizar la problemática presentada en la población principalmente en época de intenso verano.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Apoyar los estudios y diseños para la implementación de un reservorio de agua para la empresa Acuabuitrera-Santiago de Cali.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Realizar un diagnóstico de las fuentes hídricas potenciales aferentes a la zona donde se realizará el reservorio.
- Determinar el área hidrográfica para el abastecimiento parcial del reservorio.
- Realizar el diseño hidráulico del reservorio de agua para la empresa Acuabuitrera-Santiago de Cali.

CAPITULO II: MARCO TEORICO

1.1. Antecedentes

El aprovechamiento de aguas lluvias, es una actividad que se realiza desde tiempos remotos, y es por ello, que hay registros de los primeros aprovechamientos de agua lluvia que datan de 4000 años A.C. En el desierto del Negév, se han descubierto vestigios de aprovechamiento de agua de lluvia consistentes en el desmonte de colinas y conducción del agua hacia parcelas agrícolas, ubicadas en las partes bajas cuya antigüedad es de 4000 años o más [8].

Debido a la distribución geográfica y temporal del agua, el hombre se ha visto en la necesidad de almacenarla desde hace más de 5000 años por medio de la construcción de presas. En la actualidad a nivel mundial existen construidas 50,000 grandes presas con alturas mayores a los 15m o con alturas entre 5 a 15m, pero con capacidad de embalse de 3 millones de m³. Además se estima que existen más de un millón de presas pequeñas construidas por lo que el volumen de embalse creado por las presas es de cerca de 7000 km³ [8].

De acuerdo con la revista El Caribe de la Republica Dominicana, en este país se ha hecho indispensable la construcción de presas y reservorios para poder almacenar el agua en tiempo de lluvia, porque la situación de desabastecimiento de agua que se genera en épocas de sequias es muy alta [9]. A partir de este argumento se puede indicar que los reservorios han sido y siguen siendo de mucha utilidad para el ser humano en la satisfacción de algunas de sus necesidades básicas como lo es el uso del recurso hídrico.

Otro caso específico es el uso de reservorios en la provincia de San Luis en el país de Argentina, en el que a partir de él Plan Maestro de Agua para el periodo 2012-2015, se determina que infraestructuras como los reservorios, han sabido satisfacer los limitantes impuestos por condiciones climáticas de esta zona semiárida, donde se ha suplido la necesidad de la población en cuanto al uso del recurso hídrico [10]. Algunas de las represas implementadas como reservorios fueron: presa embalse Altos del Potrero, presa embalse en el Rio Amieva, presa embalse en el Rio Socoscora, entre otras; estas fueron diseñadas teniendo en cuenta especificaciones hidráulicas de la zona, además de características propias de las cuencas utilizadas como fuente abastecedora (volumen máximo del embalse, superficie de la cuenca, altura de la presa sobre el lecho del rio, entre otras [10]

Colombia no cuenta con información documentada que recopile e informe sobre la cantidad y finalidad de las represas que existen. Para este caso el no tener información agrupada, puede no permitir a las entidades relacionadas con el manejo de recurso hídrico, adelantar procesos de planeación para el desarrollo y la

proyección satisfactoria de la oferta del recurso hídrico demandado dentro del territorio Colombiano [11].

Sin embargo existen casos variados de utilización de reservorios de agua para el consumo humano, sin embargo un caso de gran relevancia es la acogida que han tenido estos sistemas en el municipio de Cali, debido a que la empresa prestadora del servicio de acueducto y alcantarillado “EMCALI”, ha tenido que valerse de ellos para poder satisfacer la demanda de aproximadamente el 75% de los usuarios de la población caleña [12].

1.2. Bases teóricas

Para abordar la temática a tratar, se hace necesario tener en claro algunos conceptos que permitirán comprender con mayor eficacia el proyecto. En primer lugar el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico, RAS 2000, en su Título D, define un reservorio como un área natural o artificial, sostenida y usada para almacenar agua [13]

Igualmente vale la pena conocer que es un diseño hidráulico, el cual según la Universidad de Sevilla, es un instrumento en el que se determinan los componentes, dimensiones y funcionamiento de una instalación, de tal manera que se puedan aplicar las necesidades de agua en el tiempo que se haya establecido [14].

El decreto 155 de 2004 en su artículo 2 define una cuenca hidrográfica, como un área de aguas superficiales o subterráneas, que vierten a una red hidrográfica natural con uno o varios cauces naturales de caudal continuo o intermitente, que confluyen en un curso mayor que a su vez, puede desembocar en un río principal, en un depósito natural de aguas, en un pantano o directamente en el mar [15].

Después de comprender estos conceptos, se mencionan algunos usos sugeridos a los que han estado destinados los reservorios de agua, que van desde aplicaciones en la agricultura, acueductos, entre otras. La FAO y el Fondo Nacional de Desarrollo Agrícola, sugiere en su informe “Captación y almacenamiento de agua de lluvia. Opciones técnicas para la agricultura familiar en América Latina y el Caribe”, que los reservorios al igual que las cisternas son adecuados sistema de captación de agua si son implementados de forma eficaz para actividades agrícolas [16].

De acuerdo con el Manual de diseño y construcción de pequeñas presas, establecido por el Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA) del país de Uruguay, existen algunas consideraciones técnicas para el correcto diseño de las mismas. Las presas o reservorios, deben ser construidas mediante algunas especificaciones que menciona este manual, como el balance hídrico del embalse aportante, al mismo tiempo que debe considerarse el caudal, la demanda por parte de la población, cotas de las presas, y demás [17].

Esfuerzo cortante en tubería: es importante realizar el cálculo del esfuerzo cortante mínimo en las tuberías, ya que ayuda a verificar si el flujo en la tubería es capaz de resuspender el material sedimentado en el fondo [18].

Obras de captación: la clase de estructura utilizada para la captación del agua depende en primer lugar del tipo de fuente de abastecimiento utilizado. En general, en los casos de captación de agua superficial se habla de bocatomas, mientras que la captación de aguas subterráneas se hace por medio de pozos [18].

Obras para el transporte del agua: en un proyecto de acueductos existen diferentes necesidades de transporte de agua. En principio, las condiciones de diseño para transporte de agua dependerán del tipo de fluido; en este sentido, se puede transportar agua cruda (sin tratamiento), en cuyo caso el término empleado para referirse a este tipo de transporte es "aducción", o se puede transportar agua potable (tratada), evento en que se usa el término conducción [18].

Trazado y profundidad de la tubería: en lo posible, la tubería debe extenderse en terrenos de propiedad pública. Cuando por razones hidráulicas o de costos haya que utilizarse terrenos privados, se deben establecer las servidumbres necesarias.

Por razones de seguridad del proyecto, en el trazado se deben evitar zonas de deslizamientos, inundaciones o de un alto nivel freático.

En general se recomienda que la tubería esté enterrada a una distancia mínima de 0,6m y cuando se cruce por terrenos con altas cargas (carreteras o ferrocarriles) se incremente mínimo a 1m [18].

1.3. Bases legales

A continuación, se mencionan algunas normas, que se tuvieron en cuenta como base para el desarrollo del proyecto, partiendo desde la Constitución Política de Colombia.

Tabla 1. Normatividad utilizada

<i>Tema</i>	<i>Normatividad</i>	<i>Descripción</i>
<i>Conservación de los recursos naturales renovables</i>	<i>Ley 2811 de 1974</i>	<i>El Estado y los particulares deben participar en su preservación y manejo, que son de utilidad pública e interés social.</i>
<i>Preservación y manejo de los recursos naturales renovables</i>	<i>Ley 99 de 1993</i>	<i>Créase el Ministerio del Medio Ambiente como organismo rector de la gestión del medio ambiente y de los recursos naturales renovables</i>
<i>Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano</i>	<i>Decreto 1575 de 2007</i>	<i>Establecer el sistema para la protección y control de la calidad del agua, con el fin de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana</i>
<i>Usos del agua y residuos líquidos</i>	<i>Decreto 3930 de 2010</i>	<i>Establece las disposiciones relacionadas con los usos del recurso hídrico, el Ordenamiento del Recurso Hídrico y los vertimientos al recurso hídrico, al suelo y a los alcantarillados</i>
<i>Viabilización de proyectos para agua potable y saneamiento básico</i>	<i>Decreto 0475 de 2015</i>	<i>Establece el Mecanismo Departamental para la evaluación y Viabilización de proyectos del sector de agua potable y saneamiento básico</i>
<i>Reglamentario del Sector Ambiente y Desarrollo Sostenible</i>	<i>Decreto 1076 de 2015</i>	<i>Orientar y regular el ordenamiento ambiental del territorio</i>

Reglamento agua potable y saneamiento básico - RAS	Resolución 0330 de 2017	<i>Reglamenta los requisitos técnicos que se deben cumplir en las etapas de planeación, diseño, construcción puesta en marcha, operación, mantenimiento y de la rehabilitación de la infraestructura relacionada con los servicios públicos domiciliarios de acueducto, alcantarillado y aseo</i>
---	--------------------------------	---

Fuente: *Elaboración propia*

1.4. Localización del proyecto y caracterización del corregimiento

1.4.1. Localización

Este proyecto se llevará a cabo en el Municipio de Santiago de Cali - Corregimiento La Buitrera - Vereda El Otoño, especialmente en un predio conocido en el sector como Finca La Fortuna con coordenadas geográficas 76°36'39.5"W y 03°21'39.2"N.

El corregimiento de la Buitrera se encuentra ubicado en el flanco Oriental de la Cordillera Occidental al sur occidente del Municipio de Santiago de Cali, en el área de las cuencas de los ríos Lili y Meléndez, tributarios del Río Cauca. Su temperatura promedio oscila entre los 6°C y 10°C en la parte alta, 12°C y 28°C en la parte media y entre 23°C y 25°C en el plan o cabecera. La altitud del corregimiento oscila entre los 1100 m.s.n.m. en la cabecera del corregimiento, 1360m.s.n.m. en el Crucero, 1560m.s.n.m. en El Rosario y 2050m.s.n.m. en el otoño. Tiene una extensión aproximada de 3.130,35 hectáreas. [18].

Se comenta que el nombre “Buitrera” se debe a la gran cantidad de buitres o gallinazos, que durante más de un siglo han permanecido, abundan y procrean en la parte baja del Río Lili. [19].

1.4.2. Descripción del corregimiento de la buitreira

Figura 1. Corregimiento de La Buitreira-Cali



Fuente: Ecobuitreira.blogspot.com [20]

Fotografía 1. Finca La Fortuna.



Fuente: Google Earth

1.4.3. Límites político administrativos

NORTE: Corregimiento de Villacarmelo, Río Cañaveralejo, Perímetro Urbano comunas 17, 18 y 19.

ORIENTE: Con el perímetro suburbano de Cali (Veredas La Fonda y Altos de los Mangos).

SUR: Corregimiento de Pance, Carretera Cali - Pance, Quebrada La Soledad.

OCCIDENTE: Parque Nacional Natural Los Farallones de Cali, Corregimiento de Pance y Alto de la Campana [18].

1.4.4. Fauna y flora

El ser humano necesita del medio ambiente para su existencia, por lo tanto, debe propender el no interrumpir la cadena trófica de las especies del ecosistema en el cual hacemos presencia.

Las Zonas de Vida forestales como el bosque seco tropical (bs-T) y bosque seco premontano (bs-PM), predominan sobre el área urbana, con límite hacia la cuenca del río Cañaveralejo, (hacia donde es mayor la precipitación media anual). Hacia los Farallones de Cali al suroeste, las Zonas de Vida se caracterizan por un aumento de la precipitación. La vegetación actual en la finca La Fortuna donde se realizará el proyecto es de tipo pasto rastrojo, arbusto, árboles frutales y arboles más grandes alrededor de esta [18].

1.4.5. Usos del suelo

La vocación del territorio, por estar bajo la categoría de zona de reserva forestal desde 1943, mediante resoluciones 07 y 09, emanadas del entonces Ministerio de Economía Nacional, es precisamente forestal y de conservación; sin embargo la presencia de pobladores en la zona con la demanda de actividades para su sustento, tales como la minería, la agricultura, la ganadería a menor escala, la explotación de carbón vegetal, y de servicios como: vías, vivienda, agua para consumo humano y actividades agropecuarias, educación, salud, energía, teléfonos, el aumento de la población y la falta de una política clara de intervención y sostenibilidad del territorio, denotan un gran deterioro progresivo de la zona de reserva y del ecosistema, que se evidencia en la calidad y cantidad del recurso hídrico en las cuencas del sector, las coberturas boscosas, la inestabilidad e interrupción de los ciclos biogeoquímicos de los suelos, la capacidad de sostenimiento de las actividades productivas, la salud y otras [3].

CAPITULO III: METODOLOGÍA

Para dar cumplimiento a los objetivos, se inició con una búsqueda de bibliografía en bases de datos académicas y algunos libros, esto con el fin de conocer estudios que se hayan hecho a nivel mundial y nacional referentes al proyecto que se está trabajando. A continuación, se muestran algunos puntos referentes a las fases del proyecto que permitieron desarrollar el trabajo.

3.1. Fase I. Diagnóstico de las fuentes hídricas potenciales aferentes a la zona donde se realizará el reservorio.

Actividad 1. Recorrido a las fuentes hídricas y aforo en cada una de estas.

Con el fin de encontrar una fuente hídrica alternativa que permita un constante caudal que alimente el volumen del reservorio, se hicieron diferentes recorridos a fuentes hídricas como la Quebrada La Soledad norte, Quebrada La Soledad centro y Quebrada La Soledad sur, además se realizaron los respectivos aforos de estas.

Los aforos se hicieron utilizando el método del corcho, el cual consiste en tomar un trecho de la corriente, de longitud L ; se mide el área A , de la sección, y se lanza un cuerpo que flote, aguas arriba del primer punto de control, y al paso del cuerpo por dicho punto se inicia la toma del tiempo que dura el viaje hasta el punto de control, corriente abajo. La velocidad superficial de la corriente (v_s), se toma igual a la velocidad del cuerpo flotante, y se calcula mediante la relación entre el espacio recorrido L , y el tiempo de viaje, t . La velocidad observada del flotador sumergido, v_f , permite la determinación de la velocidad media de la corriente, v_m , a lo largo de su curso [21].

Ecuación 1. Calculo de caudales

$$Q = A * V$$

Donde Q: caudal ($\frac{m^3}{s}$)

A: área (m^2)

V: velocidad ($\frac{m}{s}$)

Actividad 2. Seguimiento de los caudales de la fuente hídrica La Soledad y Las Minas.

Teniendo en cuenta que las condiciones climáticas cambian con frecuencia, fue necesario hacer el seguimiento de los caudales para ver cuál fue el comportamiento de estos en cada una de las fuentes visitadas.

3.2. Fase II. Determinar el área hidrográfica para el abastecimiento parcial del reservorio

Para darle cumplimiento a este objetivo, debido a que no se contaban con planos impresos de la hidrografía del sector, fue necesario hacer uso de las planchas virtuales del IGAC para determinar el área hidrográfica.

3.3. Fase III. Diseño hidráulico del reservorio.

Esta fase se hizo en dos etapas de las cuales se derivaron varias actividades, estas etapas consisten primero en la realización de un trabajo indagatorio en campo y segundo la elaboración del diseño mediante la memoria de cálculos.

3.3.1. Etapa 1: Trabajo en campo.

El trabajo en campo consistió de las siguientes actividades:

- Actividad 1. Ubicación del punto para la bocatoma.
- Actividad 2. Medición de longitud para la línea de aducción.
- Actividad 3. Medición de área para la captación de agua lluvia y trazado para los canales.
- Actividad 4. Trazado del área para la ubicación reservorio.
- Actividad 5. Medición de abscisa y rasante para la línea de conducción.

Estas actividades en campo se realizaron con herramientas como GPS, cinta métrica, nailon de fibra, etc.

3.3.2. Etapa 2: Memoria de Cálculos.

Para la realización de este diseño se hizo necesario considerar algunas especificaciones técnicas que permitan el buen suministro de agua, los cuales estuvieron relacionados con la resolución del RAS 0330 de 2017, algunos requerimientos de la empresa Acuabuitrera y además de tener en cuenta los criterios de diseño que establece el Ingeniero Ricardo Alfredo López Cualla en su

libro titulado “Elementos de Diseños de Acueductos y Alcantarillados”, el cual está apoyado en el RAS, y otra serie de documentos importantes para el diseño.

Utilizando como ejemplo el libro “Elementos de Diseño de Acueductos y Alcantarillados” se realizaron los cálculos de los siguientes componentes:

- Diseño de la bocatoma.
- Diseño de la aducción.
- Calculo de la línea de conducción.

Mientras que los cálculos de los componentes restantes se hicieron bajo el seguimiento de otras guías y algunas especificaciones de la empresa como se mencionó anteriormente.

Calculo del caudal aportado por aguas lluvias.

La determinación del caudal aportado por escorrentías, se hizo bajo el seguimiento de la guía *Normas para el Diseño de Sistemas de Alcantarillado*, elaborada por la Empresa Municipal de servicios públicos EMCALI. [22].

$$Q = C * I * A$$

Ecuación 2. Método racional para el cálculo del caudal de aguas lluvias.

Donde

Q: Caudal superficial (l/s)

C: Coeficiente de escorrentías

I: Intensidad promedio de la lluvia ($\frac{l}{s*ha}$)

A: Área (ha)

Diseño hidráulico del reservorio.

Este componente se realizó bajo seguimiento de algunos requerimientos de la empresa, teniendo en cuenta la disponibilidad de agua con la que se cuenta para el llenado del reservorio.

CAPITULO IV: RESULTADOS Y ANÁLISIS

4.1. Diagnóstico de las fuentes hídricas potenciales aferentes a la zona donde se realizará el reservorio.

4.1.1. Recorrido a las fuentes hídricas y aforo de estas

Con el propósito de buscar una fuente hídrica alternativa que pueda ser utilizada como aporte para aumentar el suministro de agua al reservorio, haciendo que este no dependa solo de la captación del agua lluvia, se visitaron tres fuentes hídricas que nacen en un predio perteneciente a la misma empresa, el cual se conoce como finca Los Nacimientos y limita en cierto punto con la finca La Fortuna. Las fuentes visitadas reciben los nombres de Quebrada La Soledad norte, Quebrada La Soledad centro y Quebrada La Soledad sur.

Fotografía 2. Recorrido fuentes hídricas.



Fuente: Elaboración propia

A continuación, se mencionan algunas de las características de las fuentes hídricas en mención.

Quebrada La Soledad norte.

Esta fuente se encuentra ubicada al costado norte de la finca Los Nacimientos y presenta un caudal muy bajo y cambiante por cómo se puede ver más adelante en

la gráfica (ver: Grafica 1. Caudales en las fuentes hídricas). Para la realización de aforos en esta fuente se seleccionó un tramo con longitud, ancho y condiciones de estabilidad del terreno conveniente para la toma de los registros. Los aforos en esta fuente se hicieron los días 26 de mayo, 5 de julio y 25 de julio todos estos en el año 2017. Se escogieron estas fechas por que las condiciones climáticas eran muy diferentes en las fechas que se mencionaron, lo que hacía pensar que de igual forman los caudales en las fuentes también cambiarían. Otro aspecto importante para realizar los aforos en estas fechas fue por la accesibilidad a los lugares de estudio, ya que para poder conseguir llegar hasta estos espacios, se debía realizar un trayecto extenso y dificultoso en motocicleta desde la sede administrativa de la empresa hasta la finca Los nacimientos.

Los resultados de los aforos en esta fuente fueron los siguientes: 16l/s, 3l/s y 0,6l/s, en el orden de las respectivas fechas.

Quebrada La Soledad centro.

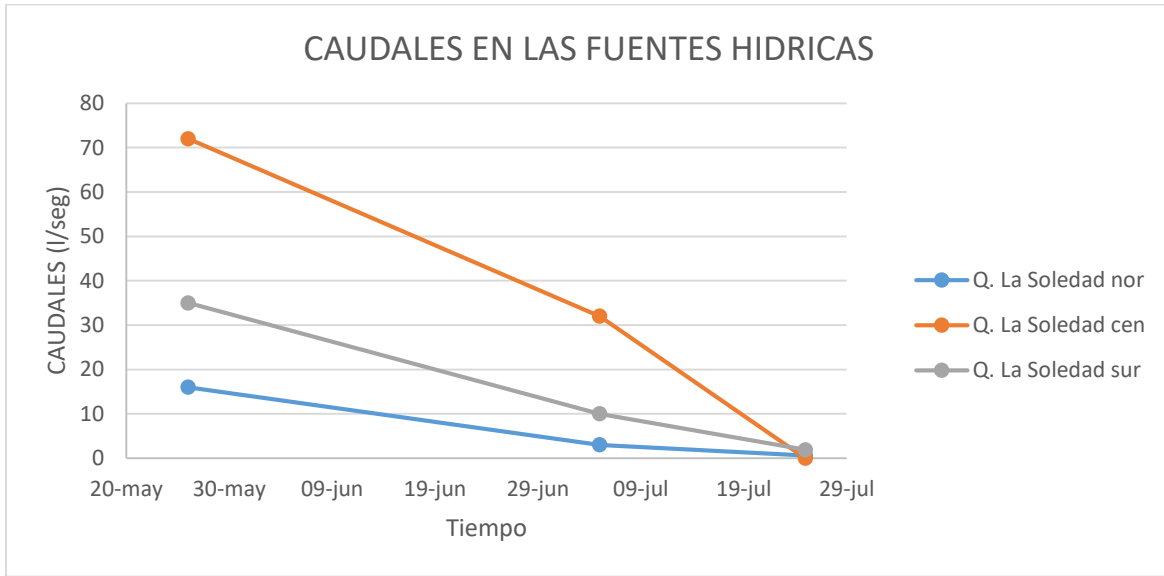
Esta fuente se encuentra ubicada en la parte media de la finca Los Nacimientos. En esta fuente al igual que la anterior los aforos se realizaron en las mismas fechas ya que se encuentran dentro del mismo predio, y al igual que en la fuente anterior se buscó el espacio más adecuado para aforar. Los resultados de estos aforos en esta fuente fueron los siguientes 72l/s, 32l/s 0,5l/s.

Quebrada La Soledad sur.

Esta fuente se encuentra ubicada al costado sur de la finca Los Nacimientos y está más cercana a la finca La Fortuna. Los aforos en esta fuente se realizaron en las mismas fechas establecidas en las otras fuentes por los motivos mencionados anteriormente. Los resultados de estos aforos fueron los siguientes 35l/s, 10l/s y 1,9l/s.

En la gráfica que se muestra a continuación, se ve el comportamiento de los caudales que se midieron en estas fuentes.

Grafica 1. Caudales en las fuentes hídricas



Fuente: Elaboración propia

El alto intervalo que se evidencia en los caudales de las fuentes hídricas donde se realizaron los aforos, se debe a que las fuentes hídricas en el sector son pequeñas, lo cual hace que los caudales en cada una de estas fuentes varíen con rapidez en relación al cambio en el clima, ya que cuando hay tiempos de abundantes lluvias las fuentes permanecen con un caudal alto respecto a su capacidad y cuando los tiempos de lluvia disminuyen se reduce también el caudal en las fuentes. Esto se justifica un poco dado que en el mes en que se realizó el primer aforo hubo cierta cantidad de lluvias en la zona de estudio y para los días que se realizaron los otros aforos la situación había cambiado considerablemente.

A lo anterior se suma que los terrenos donde se encuentran las fuentes hacen parte de una conformación de rocas volcánicas (información obtenida de un estudio de suelos que se le presentó a la empresa correspondiente a la zona), lo que hace que los terrenos no tengan la suficiente capacidad de retención del agua y estas aguas en algunos puntos se filtren con facilidad en el terreno permitiendo que se disminuya aún más el caudal de estas fuentes.

Fotografía 3. Aforo de la fuente hídrica



Fuente: Propia

Selección de la fuente hídrica.

Para la selección de la fuente hídrica que se va a utilizar como aporte para el llenado del reservorio, se debe tener en cuenta el caudal ecológico en las fuentes, el cual regula los ecosistemas acuáticos garantizando la supervivencia de las especies que habitan en ese espacio. Es de gran importancia considerar ese caudal en parte a que si se va realizar la captación de agua de una fuente mediante una bocatoma, no se debe tomar la totalidad del caudal y si esto sucede por motivos de diseño de la estructura, se debe devolver el caudal de excesos al cauce de la fuente para que este continúe su curso y manteniendo la preservación de ecosistemas que habiten en ese espacio.

Considerando que el caudal de la Quebrada La Soledad norte se disminuye y tiende a cero en los tiempos en que las precipitaciones son escasas y considerando también que esta fuente está a una mayor distancia que las otras a la finca La Fortuna, para lo cual tendría que hacerse un gasto mayor en tuberías, esta fuente sería la menos óptima de las tres para la captación de agua.

El caso principal para no seleccionar la fuente hídrica La Soledad centro, se debe a que esta fuente se está utilizando con el mismo objetivo que es abastecer inicialmente un tanque en concreto y un lago que a su vez alimentan la PTAP La Soledad, también se tiene en cuenta que el caudal de esta fuente baja su nivel en tiempos de sequías, por tanto, tampoco pudo ser seleccionada esta fuente.

Por ultimo nos queda la quebrada La Soledad sur que al igual que las otras fuentes, su caudal disminuye en tiempos en que las precipitaciones se reducen en el sector, pero aun con todo esto en un puto bajo sostiene un caudal constante. De acuerdo a lo mencionado y por la economía que daría la captación de agua de esta fuente que se encuentra más cercana al área donde dispondría el reservorio, se selecciona la quebrada La Soledad sur como la fuente de captación de agua alternativa para el llenado del reservorio.

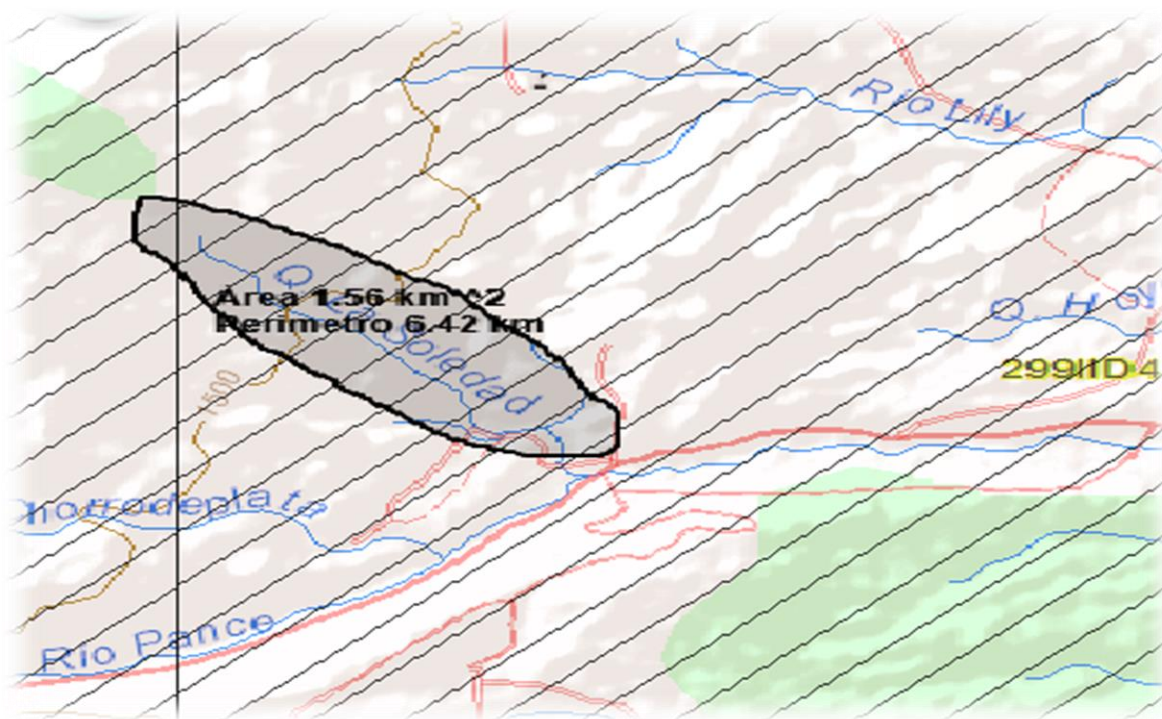
4.2. Área hidrográfica para el abastecimiento parcial del reservorio

4.2.1. Determinación del área hidrográfica

El área hidrográfica fue determinada utilizando la plataforma del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC). El área determinada es de 1.56 kilómetros cuadrados con un perímetro de 6.42 km.

Se determina esta área tomando como referencias las cotas del terreno, las cuales permiten que gran parte del escurrimiento de las precipitaciones en estos espacios se direccionan hasta la quebrada La Soledad.

Fotografía 4. Área hidrográfica de la fuente



Fuente: Instituto Geográfico Agustín Codazzi [23].

Al considerar que el área hidrográfica de una cuenca, es un parámetro de gran importancia dado que esta tiene una estrecha relación, con la capacidad que tiene una quebrada o río de albergar agua, cabe anotar que a mayor tamaño del área hidrográfica, mayor será el caudal disponible; por ende al analizar el área hidrográfica que posee la quebrada La Soledad, la cual consiste en 1,56 km² se hace evidente que este no es un cuerpo de agua de gran magnitud, y esto se puede

notar dado que la imagen muestra la inexistencia de afluentes significativos que permitan el suministro constante de agua; sin embargo gracias a su extensión, verificada no solo con el área sino también con su perímetro, se puede decir que para los requerimientos del proyecto esta es apta y por ende será utilizada en el diseño y proyección del reservorio.

De acuerdo con la información obtenida de una fuente primaria (persona que es la encargada de hacer los mantenimientos en la finca La Fortuna y la finca Los Nacimientos), se pudo determinar que las lluvias en el sector son escasas y de corta duración. Por último, se obtuvieron datos de los registros de precipitaciones que posee la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca, desde el año 2001 hasta el mes de mayo de 2017 de las respectivas estaciones pluviométricas. En ellos se pudo evidenciar que a pesar de que en el último año llovió continuamente, los años anteriores las precipitaciones fueron más escasas.

Fotografía 5. Registro de precipitación. Estación Lili -San Sebastián

PRECIPITACIÓN MENSUAL MULTIANUAL TOTAL (mm)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
2001	***<	***<	***<	***<	***<	***<	***<	***<	166,0	169,0	290,0	188,0	8 13,0<
2002	75,0	8,0	236,0	323,0	255,0	53,0	135,0	76,0	135,0	304,0	168,0	201,0	1969,0
2003	63,0	152,0	196,0	312,0	193,0	101,0	57,0	26,0	118,0	272,0	266,0	139,0	1895,0
2004	301,0	31,0	78,0	281,0	321,0	25,0	133,0	36,0	71,0	225,0	276,0	96,0	1874,0
2005	197,0	90,0	333,0	273,0	406,0	71,0	38,0	97,0	173,0	204,0	186,0	278,0	2346,0
2006	301,0	189,0	282,0	229,0	310,0	228,0	52,0	22,0	56,0	216,0	339,0	476,0	2700,0
2007	117,0	32,0	137,0<	443,0	287,0	59,0	121,0	247,0	44,0	318,0	318,0	254,0	2377,0<
2008	228,0	383,0	465,0	311,0	422,0	212,0	214,0	198,0	91,0	273,0	315,0	241,0	3353,0
2009	164,0	111,0	326,0	215,0	181,0	205,0<	66,0	36,0	25,0	203,0	105,0	256,0	1893,0<
2010	21,0	168,0	98,0	299,0	294,0	211,0	311,0	117,0	176,0	314,0	566,0	288,0	2863,0
2011	167,0	319,0	182,0	447,0<	161,0	145,0	123,0	71,0	111,0	394,0<	389,0	***<	2509,0<
2012	373,0	117,0	329,0	240,0<	185,0	35,0	87,0	39,0	37,0	184,0<	175,0	206,0	2007,0<
2013	21,0	260,6	166,0	215,0	400,0	35,0	12,0	71,0	176,0	134,0	145,0	83,0	1718,6
2014	104,0	85,6	96,0	191,0	57,0	87,0	66,0	29,0	29,7	41,1	123,9	150,0	1060,3
2015	170,0	126,4	198,0	286,8	69,8	45,6	53,8	11,6	44,8	259,8	176,4	18,6	1461,6
2016	46,8	40,0	270,4	234,0	224,4	122,8	45,0	5,0	188,2	172,4	72,2	125,8	1547,0
2017	186,2	110,2	214,8	247,6	290,2<	***<	***<	***<	***<	***<	***<	***<	1049,0<
MÁXIMA	373,0<	383,0<	465,0<	447,0<	422,0<	228,0<	311,0<	247,0<	188,2<	394,0<	566,0<	476,0<	3353,0<
PROMEDI	158,4<	138,9<	225,4<	284,2<	253,5<	109,0<	100,9<	72,1<	102,6<	230,2<	244,4<	200,0<	1966,8<
MÍNIMA	21,0<	8,0<	78,0<	191,0<	57,0<	109,0<	12,0<	5,0<	25,0<	41,1<	72,2<	18,6<	813,0<

Fuente: Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca

4.3. Diseño hidráulico del reservorio de agua para la empresa Acuabuitrera-Santiago de Cali.

4.3.1. Etapa 1 trabajo de campo

Cualquier sistema de abastecimiento en agua a una comunidad, por rudimentario que sea, consta de los siguientes elementos:

- Fuente de abastecimiento.
- Obras de captación.
- Obras de conducción.
- Tratamiento del agua.
- Almacenamiento.
- Distribución.

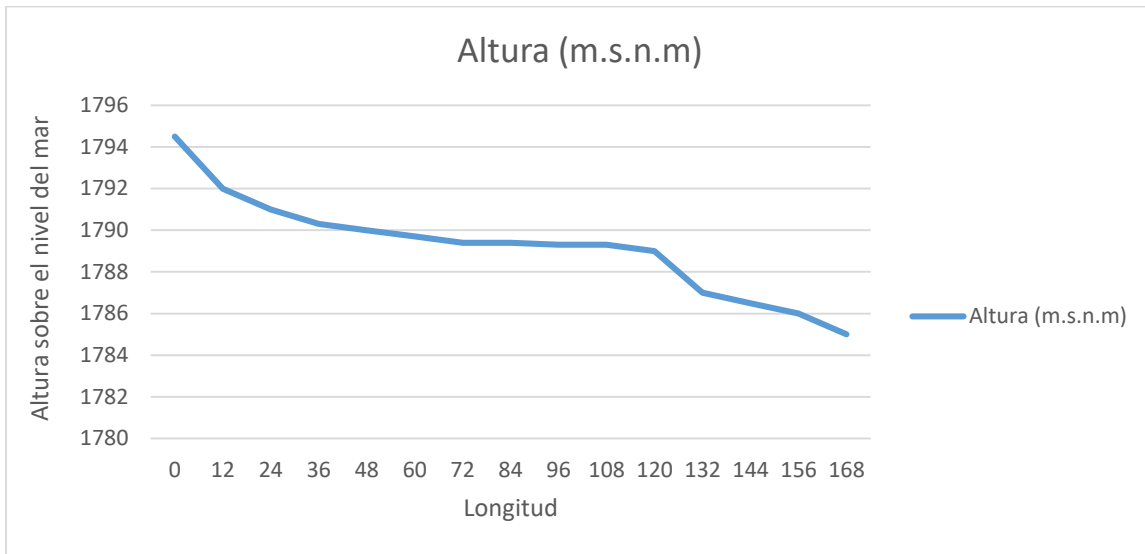
Debido a que el trabajo que se está realizando será tenido en cuenta como un aporte adicional al sistema de acueductos que se presta en el Corregimiento de La Buitrera, se trabaja con alguno de los componentes mencionados anteriormente, como son: Fuentes de abastecimiento, obras de captación, obras de conducción y almacenamiento en el reservorio. Entre las fuentes de abastecimiento se encuentra el agua lluvia como principal objetivo de captación.

Teniendo en cuenta que en el diagnóstico de las fuentes hídricas se seleccionó cual será la fuente de captación superficial, se procede a la inspección y selección de sitios o áreas para la ubicación de los demás componentes del diseño.

4.3.1.1. Determinación del lugar para ubicación de la bocatoma

El punto de ubicación para la bocatoma se eligió teniendo en cuenta que el terreno en ese espacio es muy estable, requisito principal para la disposición de una bocatoma, además que ese espacio es bastante recto y la diferencia de altura respecto a la ubicación del reservorio, hará que dicha conducción sea por gravedad. Este punto queda ubicado en la Quebrada La Soledad Sur, con coordenadas $76^{\circ}36'37.6''W$ $03^{\circ}21'39.1''N$, a una distancia de 180 metros respecto al punto donde quedara ubicado el reservorio y a una diferencia de altura de 10 metros por encima respecto al punto dispuesto para para el reservorio.

Grafica 2. Longitud desde bocatoma hasta reservorio



Fuente: Elaboración propia

Fotografía 6. Punto para ubicar la bocatoma



Fuente: Propia

4.3.1.2. Medición de longitud para la línea de aducción

Para la medición de la línea de aducción, se realizó el trazado buscando que en lo posible la longitud de esta línea que irá desde la bocatoma hasta el reservorio sea la más corta posible considerando los obstáculos que pueda haber en ese trayecto, que se pueda evitar el daño de esta tubería por el personal que transcorre por el sector, y con esto poder reducir costos económicos para la empresa. Las

coordenadas de salida de la bocatoma y de llegada hasta el reservorio son: 76°36'37.6"W 03°21'39.1"N y 76°36'42.4"W y 03°21'40.2"N. La Longitud medida es de 180 metros y la diferencia de altura de 10 metros como se mencionó en el componente anterior.

4.3.1.3. Medición del área para la captación del agua lluvia y trazado para los canales que conducirán el agua hasta el reservorio

Para la captación de agua lluvia, se contará con un área de 6798m², comprendida desde la parte alta de la Finca La Fortuna hasta la parte media y cubriendo todo el ancho de esta. De la misma forma se realizó un trazado para ubicar los canales que conducirá el agua captada hasta el reservorio. En la siguiente imagen se muestra el área para la captación del agua lluvia de color azul.

Fotografía 7. Área de captación de aguas lluvias, Finca La Fortuna.



Fuente: Google Earth

4.3.1.4. Medición para el trazado del área para el reservorio

Para la construcción del reservorio se contará con un área de 3100m² medidas en la parte centro de la finca La Fortuna, se selecciona este sitio ya que representa el lugar más plano, estable y despejado de la finca, por lo que se considera como el área de mejor condición para tal finalidad.

Fotografía 8. Área disponible para la construcción del reservorio

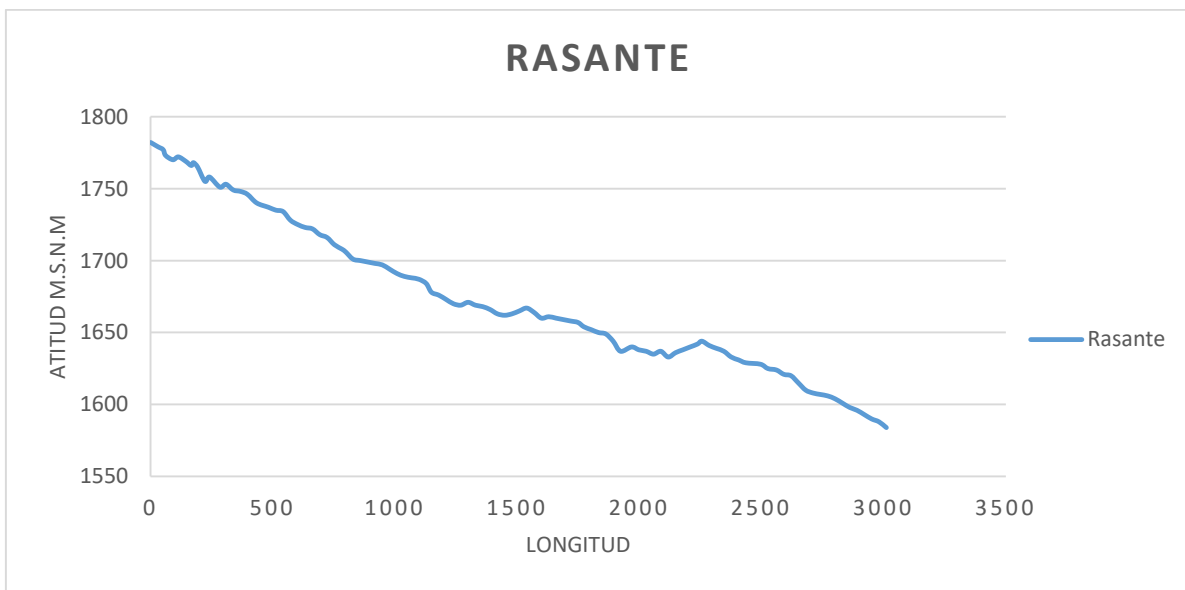


Fuente: Google Earth

4.3.1.5. Medición de abscisa y rasante para la línea de conducción

La medición de la longitud para la línea de conducción que va desde la salida de agua del reservorio hasta el desarenador ubicado en el río Lili, fue de 3031m, con una diferencia de altura de 197m. Las coordenadas de esta longitud son $76^{\circ}36'34.1''W$ y $03^{\circ}21'41.1''N$ y $76^{\circ}35'55.8''W$ $03^{\circ}22'16.4''N$.

Grafica 3. Medición línea de conducción



Fuente: Elaboración Propia

Fotografía 9. Recorrido para la medición de la línea de conducción.



Fuente: Google Earth

4.3.2. Etapa 2: Memoria de Cálculos

Continuando con el desarrollo del proyecto, se trabaja en la memoria de cálculos, diseñando cada una de las obras hidráulicas en cada componente del proyecto. Los componentes a desarrollar en la memoria de cálculos son los siguientes:

- Obra de captación de agua de la fuente hídrica (Bocatoma)
- Transporte de agua desde la bocatoma hasta el reservorio (Línea de Aducción)
- Esquema de captación de aguas lluvias por escorrentías
- Diseño hidráulico del reservorio
- Transporte de agua desde el reservorio (Línea de Conducción)

4.3.2.1. Diseño de la bocatoma

A continuación, se presentan los diferentes cálculos realizados, para determinar las dimensiones de la bocatoma, a partir del caudal de diseño.

Aforo de la fuente hídrica quebrada La Soledad sur

$$Q_{min} = 0,0019m^3/s$$

$$Q_{med} = 0,010m^3/s$$

$$Q_{max} = 0,035m^3/s$$

Ancho de la garganta: 0,8m

El valor del ancho de la garganta fue tomado como 80 centímetros dado que la quebrada conservaba esta misma dimensión.

- Periodo de diseño: 25 años
- Población de diseño: 18587 hab
- Caudal de diseño: 5l/s

Se determina trabajar con este caudal de 5l/s, debido a que la fuente es pequeña y en épocas de estiaje disminuye considerablemente el caudal y trabajar con un caudal menor dificulta los cálculos del diseño de la estructura hidráulica.

A continuación, se calculan los pasos a seguir para determinar las dimensiones de la bocatoma.

Altura de la lámina de agua (H)

Se calcula mediante la siguiente ecuación.

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

Ecuación 3. Altura de la lámina de agua

Donde

H: Altura lámina de agua

Q: Caudal de diseño

L: Ancho de la garganta

$$H = \left(\frac{0,005m^3/s}{1,84 * 0,8m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,023m \text{ ó } 2,3cm$$

Corrección por contracciones laterales

$$L' = L - 0,1 * n * H$$

Ecuación 4. Corrección por contracciones laterales

Donde

L': Longitud corregida

L: Longitud normal

N: Número de contracciones

H: Altura de la lámina de agua

$$L' = 0,80m - 0,1 * 2 * 0,023m = 0,796m$$

$$\text{Error) } \left(\frac{0,80m - 0,795m}{0,80m} \right) * 100 = 0,62\%$$

Velocidad del agua sobre la rejilla

$$Q = V * A$$

Donde

Q: Caudal de diseño

V: Velocidad

A: Área

Vr: Velocidad real

$$Vr = \frac{Q}{L * H}$$

$$Vr = \frac{0,005m^3/s}{0,80m * 0,023m} = 0,30m/s$$

$$0,3m/s = 0,3m/s < 3m/s \rightarrow cumple$$

Diseño de la rejilla y del canal de aducción

El ancho del canal de aducción (B) se calcula a partir de la ecuación del alcance del chorro.

$$Xi = 0,18 \left(Vr^{\frac{4}{7}} + 0,74(H)^{\frac{3}{4}} \right)$$

$$Xs = 0,36(Vr)^{\frac{2}{3}} + 0,60(H)^{\frac{4}{7}}$$

Donde

Xi: Alcance inicial de la vena vertiente

Xs: Alcance final de la vena vertiente

$$Xs = 0,36(0,3m/s)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,023m)^{\frac{4}{7}}$$

$$Xs = 0,23m$$

Borde Libre (BL)

BL = 0,10m, como mínimo por norma.

Ancho de la rejilla y del canal de aducción (B)

$$B = Xs + Bl$$

$$B = 0,23m + 0,10m = 0,33m$$

La norma establece que las dimensiones mínimas de una rejilla deben ser de 0,40m*0,70m, por tanto, se realizó el respectivo ajuste. B = 0,40m

Longitud de la rejilla y número de orificios

- La norma establece que la separación entre barrotes, debe estar entre 4cm a 5cm
- Se puede utilizar varillas de $\frac{3}{4}$ de pulgadas, igual a 0,019m

Área neta de la rejilla (An)

Los orificios sin tener en cuenta la varilla n-número de orificios.

- Área de un orificio (aB)

$$An = n * a * B$$

- Área total (At)

$$At = B * Lr$$

$$At = n * (a + b) * B$$

$$\frac{An}{At} = \frac{naB}{n(a + b)B}$$

$$\frac{An}{At} = \frac{a}{(a + b)}$$

$$An = \frac{a}{(a + b)} * At$$

$$An = \left(\frac{a}{a + b} \right) * B * Lr$$

Donde

B: Ancho de la rejilla

Lr: Longitud de la rejilla

a: Separación entre barrotes 0,04m

b: Diámetro del barrote

n: Número de orificio

Para calcular el área neta, utilizamos la ecuación de continuidad, teniendo en cuenta un coeficiente K que depende de la inclinación con la cual llega el flujo a la rejilla. Debido a que lo más conveniente es captar el flujo paralelo a la rejilla, entonces el valor de K es igual a 0,9.

$$Q = V * A; \quad A = Q/V$$
$$An = m^2$$

V: Velocidad entre barrotes m/s

Q: Caudal de diseño m³/s

$$An = \frac{Q}{k - Vb}$$

k= 0,9(flujo paralelo a los barrotes)

Vb: Se asume inicialmente igual a 0,20m/s, teniendo en cuenta que debemos tratar de que la velocidad entre barrotes sea la mínima posible, para evitar arrastre de materiales.

$$An = \frac{0,005m^3/s}{0,9 * 0,2m/s} = 0,028m^2$$

Longitud de la rejilla

$$An = \left(\frac{a}{a + b}\right)B * Lr$$

$$Lr = \frac{An(a + b)}{a * B}$$

Lr: Longitud de la rejilla

$$Lr = \frac{0,028m^2(0,04m + 0,019m)}{0,04m * 0,40m} = 0,10m$$

La norma establece que la longitud mínima para la rejilla es de 70cm, por tanto, adoptamos dicha longitud (longitud de la rejilla de 0,70m).

$$Lr = 0,70m \text{ adoptado}$$

Se recalcula el área neta de la rejilla

$$An = \left(\frac{0,04m}{0,04m + 0,019m} \right) * 0,40m * 0,70m$$

$$An = 0,190m^2$$

Calculo del número de orificios

$$n = \frac{0,190m^2}{0,04m * 0,4m} = 11,88 \quad n=12 \text{ orificios}$$

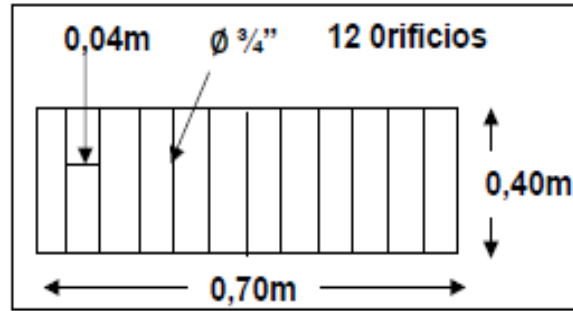
Se calcula nuevamente el área neta de la rejilla

$$An = 12 * 0,04m * 0,4m = 0,192m^2$$

Se chequea la velocidad entre barrotes Vb

$$Vb = \frac{0,005m^3/s}{0,9 * 0,192m^2} = 0,03m/s$$

Figura 2. Dimensionamiento de la rejilla



Fuente: Elaboración propia

Nivel de la lámina de agua en el canal de aducción

- Aguas abajo o altura crítica

$$h_e \doteq h_c$$

$$(h_e = h_c \left(\frac{Q^2}{gB^2} \right)^{\frac{1}{3}}$$

Ecuación 5. Calculo de la altura crítica

Donde

hc: Altura o tirante critico

Q: Caudal de diseño

g: Aceleración de la gravedad

B: Ancho del canal de aducción

$$h_e = h_c \left(\frac{(0,005 \text{m}^3/\text{s})^2}{9,81 \text{m}/\text{s}^2 * (0,40 \text{m})^2} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,025 \text{m}$$

$$h_e = h_c \doteq 0,025 \text{m}$$

- Aguas arriba

$$h_o = \left[2h_e^2 + h_e - \left(\frac{iLc}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} iLc$$

Ecuación 6. Nivel de la lámina de agua

Donde

ho: Nivel de la lámina de agua en el canal de aducción aguas arriba (m)

he: Nivel de la lámina de agua en el canal de aducción aguas abajo (m)

i: Pendiente del canal de aducción en tanto por uno

Lc: Longitud del canal de aducción

La norma establece que la pendiente en el canal de aducción deberá estar entre el 3% y el 5%, aproximadamente.

La pendiente del diseño recomendada es de 3%, adoptada $i=3\% = 0,03$

La longitud del canal de aducción será igual a la longitud de la rejilla más el espesor del muro.

$$Lc = Lr + e$$

$$e = 0,30m$$

$$Lc = 0,70m + 0,30m = 1m$$

$$ho = [2(0,025m)^2 + (0,025m - \frac{0,03 * 1m}{3})^2]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3}(0,03m)(1m)$$

$$ho = 0,0184m = 1,84cm$$

Altura total de los muros laterales

Borde libre = 15cm, de acuerdo a la norma

$$Bl = 0,15m$$

$$Ho = ho + Bl$$

$$Ho = 0,018m + 0,15m = 0,17m$$

$$He = Ho + iLc$$

$$He = he + ho + iLc + Bl$$

$$He = Ho + iLc$$

$$He = 0,17m + 0,03 * 1m = 0,20m$$

Velocidad del agua al final del canal de aducción (V_e)

$$A = 0,4m * 0,025m = 0,01m^2$$

$$V_e = \frac{Q}{B * h_e} = \frac{0,005m^3/s}{0,4m * 0,25m} = 0,50m/s$$

$$0,30m/s < 0,50m/s < 3,0m/s \rightarrow \text{cumple}$$

Diseño de la cámara de recolección

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

$$X_s = 0,36(0,5m/s)^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,023m)^{\frac{4}{7}}$$

$$X_s = 0,30m$$

Ancho de la cámara (B_c)

$$Bl = 0,30m, \text{ por norma}$$

$$B_c = X_s + Bl$$

$$B_c = 0,30m + 0,30m = 0,60m$$

Por razones de mantenimiento la norma específica que el ancho mínimo de la cámara debe ser de 1,20m

$$B_c = 0,60m \text{ calculado}$$

$$B_c = 1,20m \text{ adoptado}$$

Altura de los muros de contención

Si se toma el caudal máximo de la quebrada de $0,035m^3/s$, la lámina de agua en la garganta de la bocatoma es:

$$H = \left(\frac{0,035m^3/s}{1,84 * 0,80m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,083m$$

BL = 0,30 mínimo por norma

$$H_{muros} = H_{max} + Bl$$

$$H_{muros} = 0,083m + 0,30m = 0,38m$$

Caudal de excesos

Se calcula con el caudal medio de la quebrada que es de 0,010m³/s.

$$H_{prom} = \left(\frac{Q_{prom}}{1,84 * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$H_{prom} = \left(\frac{0,010m^3/s}{1,84 * 0,80m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,036m$$

Para un orificio sumergido, se calcula

$$Q_{cap} = Cd * A_n \sqrt{2gH}$$

Donde

Q_{cap}: caudal Captado

Cd: coeficiente de descarga = 0,30m

A_n: área neta

$$Q_{cap} = 0,3m * 0,192m^2 * \sqrt{2 * 9,81m/s^2 * 0,036m}$$

$$Q_{cap} = 0,048m^3/s$$

$$Q_{exc} = Q_{cap} - Q_d$$

$$Q_{exc} = 0,048m^3/s - 0,005m^3/s = 0,043m^3/s$$

Las condiciones en el vertedero de excesos serán:

$$H_{exc} = \left(\frac{0,043m^3/s}{1,84 * 1,20m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0,072m$$

Velocidad de excesos

$$V_{exc} = \frac{0,043 \text{ m}^3/\text{s}}{1,20 * 0,072 \text{ m}} = 0,50 \text{ m/s}$$

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

$$X_s = 0,36(0,50 \text{ m})^{\frac{2}{3}} + 0,60(0,072 \text{ m})^{\frac{4}{7}} = 0,36 \text{ m}$$

Vertedero de excesos

$$L_{exc} = X_s + Bl$$

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

$$L_{exc} = 0,36 \text{ m} + 0,30 = 0,66 \text{ m}$$

Por norma debemos de asumir un L_{exc} de 1,20m

Calculo de cotas

Fondo de la quebrada: 1795m

Lámina de agua sobre la presa:

Para Q_d : $1795 \text{ m} + 0,023 \text{ m} = 1795,023 \text{ m}$

Para Q_{prom} : $1795 \text{ m} + 0,036 \text{ m} = 1795,036 \text{ m}$

Para Q_{max} : $1795 \text{ m} + 0,083 \text{ m} = 1795,083 \text{ m}$

Corona de los muros: $1795 \text{ m} + 0,38 \text{ m} = 1795,38 \text{ m}$

Cotas canal de aducción

Fondo aguas arriba: $1795 \text{ m} - 0,17 \text{ m} = 1794,83 \text{ m}$

Fondo aguas abajo: $1795 \text{ m} - 0,20 \text{ m} = 1794,80 \text{ m}$

Lamina aguas arriba: $1794,83 \text{ m} + 0,0184 \text{ m} = 1785 \text{ m}$

Lamina aguas abajo: $1794,80 \text{ m} + 0,025 \text{ m} = 1794,82 \text{ m}$

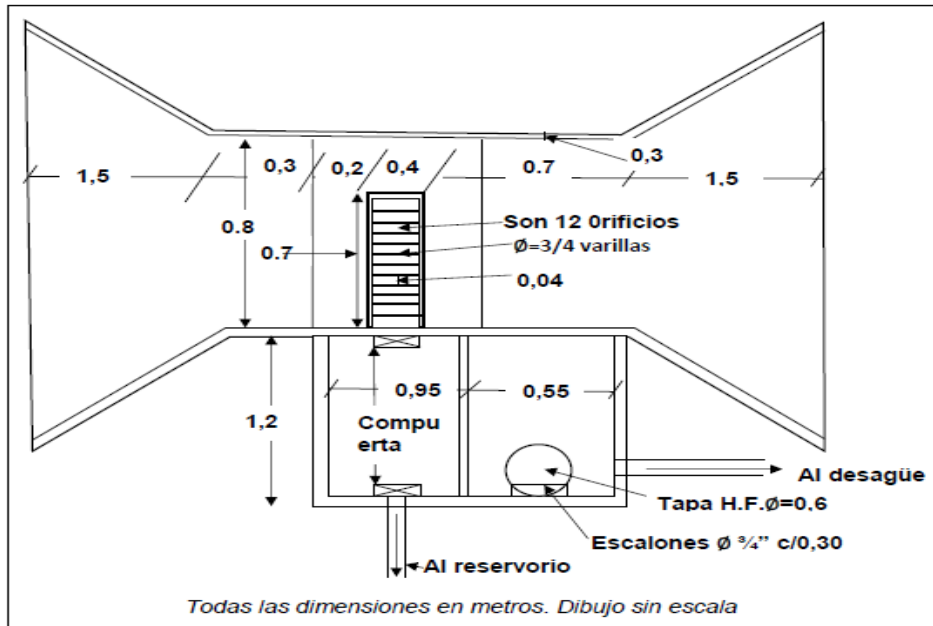
Cámara de recolección

Lámina de agua: $1794,80 \text{ m} - 0,15 \text{ m} = 1794,65 \text{ m}$

Cresta vertedero de excesos: $1794,65 \text{ m} - 0,072 \text{ m} = 1794,58 \text{ m}$

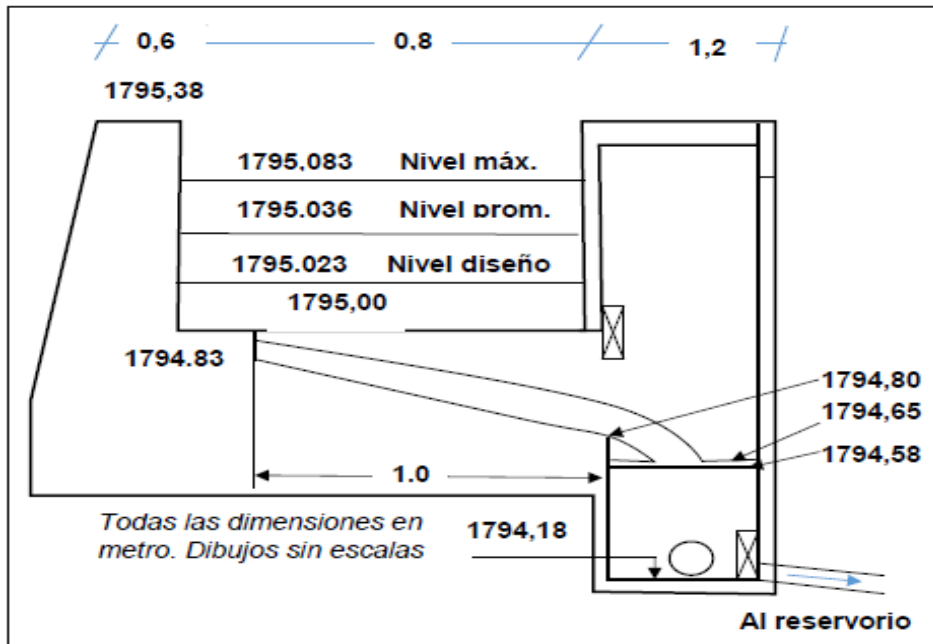
Fondo cámara: $1794,58 \text{ m} - 0,40 \text{ m} = 1794,18 \text{ m}$

Figura 3. Resultados del diseño. Planta.



Fuente: Elaboración propia.

Figura 4. Resultados del diseño. Corte B-B.



Fuente: Elaboración propia

4.3.2.2. Diseño de la aducción

Para el diseño de la aducción se cuenta con una longitud medida desde la bocatoma hasta la entrada del agua al reservorio fue de 188m y una altura que desciende desde 1794msnm, hasta 1785msnm.

Caudal: 5l/s = 0,005m³/s

Longitud: 188m

Calculo de la pendiente

$$S = \frac{1794,18m - 1785m}{188m} * 100 = 4,88\%$$

Calculo de diámetro

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

Ecuación 7. Formula de Maning

Donde

Q: Caudal de diseño (m³/s)

D: Diámetro interno (m)

S: Pendiente de la línea d energía (m/m)

n: Coeficiente de rugosidad de Maning = 0,009 (PVC)

$$D = (1,548 \left(\frac{0,009 * 0,005m^3/s}{(0,0488)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0,064m = 2,52in$$

El resultado del cálculo, dice que el diámetro debería ser de 2,52 pulgadas, el cual hay que llevarlo a un diámetro mayor que sería de 3", pero debido a que la norma recomienda un diámetro mínimo de 4" para la aducción a flujo libre, se adopta una tubería de 4".

$$D = 4" = 0,102m$$

Condiciones de flujo a tubo lleno

- Caudal a tubo lleno

$$Q_o = 0,312 \left(\frac{(0,102m)^{\frac{8}{3}} (0,0488)^{\frac{1}{2}}}{0,009} \right) = 0,017m^3/s$$

- Velocidad a tubo lleno

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0,017 * 4}{\pi * (0,102m)^2} = 2,08m/s$$

- Radio hidráulico

$$R_o = \frac{\pi D^2}{4 * \pi D} = \frac{D}{4} = \frac{0,102m}{4} = 0,025m$$

- Relación de caudales

$$\frac{Q_d}{Q_o} = \frac{0,005}{0,017} = 0,29$$

Para obtener las relaciones hidráulicas, tomamos el valor anterior y buscamos en la página 171, tabla 8.2. Relaciones hidráulicas para conductos circulares del libro de Elementos para diseños de acueductos y alcantarillado de Ricardo Cualla

- Relaciones

$$\frac{V}{V_o} = 0,720$$

$$\frac{d}{D} = 0,417$$

$$\frac{R}{R_o} = 0,886$$

$$\frac{H}{D} = 0,314$$

- Velocidad real

$$V = \frac{V}{V_0} * V_0 = 0,720 * 2,08m/s = 1,50m/s$$

$$V = 1,50m/s > 0,60m/s$$

- Altura lámina de agua

$$d = \frac{d}{D} * D = 0,417 * 0,102m = 0,042m$$

- Radio hidráulico

$$R = \frac{R}{R_0} * R_0 = 0,886 * 0,025 = 0,022m$$

Esfuerzo cortante

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

Ecuación 8. Calcular esfuerzo cortante

Donde

τ : Esfuerzo cortante (N/m²)

R: Radio hidráulico

S: Pendiente

γ : Peso específico del agua = 9810N/m³

$$\tau = \left(\frac{9810N}{m^3}\right) (0,022m)(0,0488) = 10,53N/m^2$$

Verificación de la cota a la salida de la bocatoma

Debido a que la altura de la lámina de agua a la salida de la bocatoma que se adoptó inicialmente fue de 0,40m. Se requiere una verificación de la siguiente forma.

$$H = d + k * \frac{v^2}{2g}$$

$$K=0,5 \text{ y } K=1$$

$$H = 0,042m + 1,5 * \left(\frac{(1,5m/s)^2}{2*9,81m/s^2} \right) = 0,21m$$

Se debe buscar un valor entre el supuesto y el calculado, pero más cercano al calculado. Adoptaremos el valor de altura de 0,22m

Se recalcula la pendiente

$$S = \frac{1794,36 - 1785}{188m} * 100 = 4,98\% \cong 5\%$$

Se recalcula el diámetro

$$D = 1,54 \left(\frac{0,009 * 0,005m^3/s}{(0,05)^{1/2}} \right)^{3/8}$$

$$D = 0,064m = 2,52''$$

$$D = 4'' = 0,102m$$

Condiciones de flujo a tubo lleno

- *Caudal a tubo lleno*

$$Q_o = 0,312 \frac{(0,102m)^{8/3} (0,05)^{1/2}}{0,009} = 0,018m^3/s$$

- *Velocidad a tubo lleno*

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o} = \frac{0,018 * 4}{\pi * (0,102)^2} = 2,2m/s$$

- *Radio hidráulico*

$$R_o = \frac{A_o}{P_o} = \frac{\pi D^2}{4 * \pi D} = \frac{D}{4} = \frac{0.102}{4} = 0,025m$$

- *Relación de caudales*

$$\frac{Qd}{Qo} = \frac{0,005}{0.018} = 0,28$$

- *Relaciones*

$$\frac{V}{V_o} = 0,713$$

$$\frac{d}{D} = 0,409$$

$$\frac{R}{R_o} = 0,874$$

$$\frac{H}{D} = 0,307$$

- *Velocidad real*

$$V = \frac{V}{V_o} * V_o = 0,713 * 2,2m/s = 1,57m/s$$

$$1,57m/s > 0,60m/s$$

- *Altura lámina de agua*

$$d = \frac{d}{D} * D = 0,409 * 0,102 = 0,042m$$

- *Radio hidráulico*

$$R = \frac{R}{R_o} * R_o = 0,874 * 0,025 = 0,022m$$

Esfuerzo cortante

$$\tau = \left(\frac{9810N}{m^3}\right)(0,022m)(0,05) = \frac{10,79N}{m^2}$$

Altura de la lámina de agua

$$H = 0,042 + 1,5\left(\frac{(1,57m/s)^2}{2*(9,81m/s^2)}\right) = 0,23m$$

Caudal de excesos

$$Q_{exc} = 0,018m^3/s - 0,005m^3/s = 0,013m^3/s$$

Calculo de las cotas

Cota de batea a la salida de la bocatoma = 1794,36m

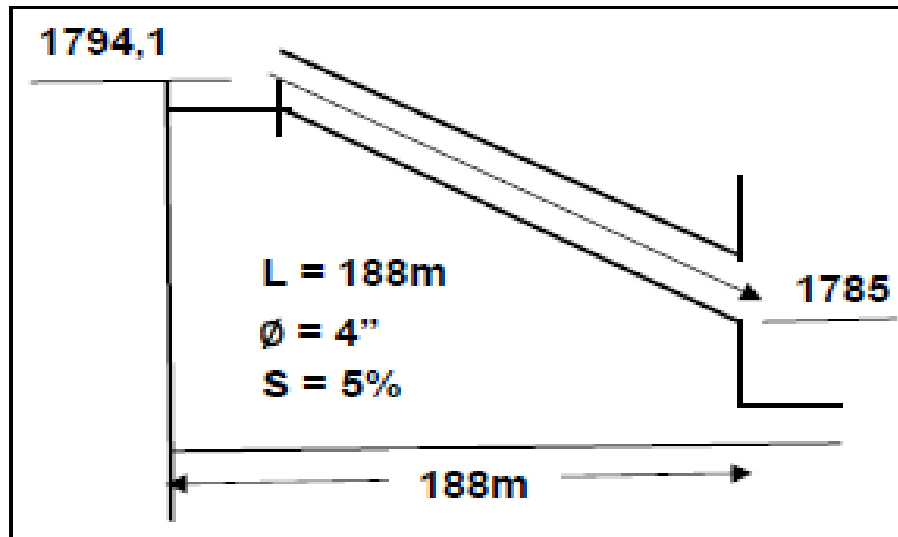
Cota clave a la salida de la bocatoma = 1794,46

Cota batea a la llegada al tanque: 1785 m

Cota clave a la llegada al tanque: 1785m + 0,102m = 1785,102m

Cota lámina de agua a la llegada del tanque: 1785m + ,042m = 1785,042 m

Figura 5. Dimensión línea de aducción



Fuente: Elaboración propia

4.3.2.3. Caudal aportado por escorrentía

Para calcular el caudal de escorrentía, fue necesario la utilización de la guía “normas para el diseño de alcantarillados” establecida por la empresa municipal EMCALI, la cual recomienda la utilización de la ecuación del método racional como principal ecuación para la realización de los diferentes cálculos.

$$Q = C \cdot I \cdot A$$

Donde

Q: Caudal superficial (l/s)

C: Coeficiente de escorrentías

I: Intensidad promedio de la lluvia ($\frac{l}{s \cdot ha}$)

A: Área (ha)

Nota: Se utiliza esta ecuación ya que la guía recomienda que, si el área es menor a 100 hectáreas, se trabaje con esta ecuación.

Velocidad mínima = 1m/s de acuerdo a la norma, debido a arrastres excesivos de sólidos

Esfuerzo cortante mínimo = $3N/m^2 = 0,3K/m^2$

Diseño hidráulico para calcular el caudal

Se realiza un cálculo de cada uno de los puntos a manera de ejemplo, en la tabla quedarán todos los resultados obtenidos.

Pendiente de diseño

$$S = \frac{h_1 - h_2}{\text{longitud}}$$

$$S = \frac{1818m - 1810m}{96m} = 0,083$$

Tiempo de concentración

$$T_c = \frac{16 * L}{(1,05 - 0,20 * P)(100 * S)^{0,04}}$$

Ecuación 9. De George Ribeiro para el tiempo de concentración.

Donde

Tc: Tiempo de concentración en minutos.

L: Longitud del tramo en kilómetros (km)

S: Pendiente

$$T_c = \frac{16 * 0,096k}{(1,05 - 0,20 * 1)(100 * 0,083)^{0,04}} = 1,66min$$

Tiempo de recorrido y tiempo supuesto de recorrido

$$tr = \frac{96m}{60 * 1m/s} = 1,6min$$

$$ts = \frac{96m}{1,2m/s} = 96s * \frac{1min}{60s} = 1,33min$$

Frecuencia de retorno (Fr)

Fr = 5 años adoptada

Intensidad de la lluvia

$$I = \frac{351,676 * T_r^{0,309}}{t^{0,6152}} * \frac{1}{0,36}$$

Ecuación 10. Para calcular la intensidad de la lluvia

Donde

I: Intensidad en l/s*h

Tr: Frecuencia de retorno en años

t: Tiempo de concentración en minutos

$$I = \frac{351,676 * 5^{0,309}}{1,66^{0,6152}} * \frac{1}{0,36} = 1176,01 \text{ l/s} * \text{ha}$$

Caudal de aguas lluvias

$$Q = 0,6 * 1176,01 \text{ l/s} * h * 0,096 \text{ ha} = 67,74 \text{ l/s}$$

$$Q_{total} = 583,64 \text{ l/s}$$

Tabla 2. Diseño Hidráulico de Canales de Aguas Lluvias

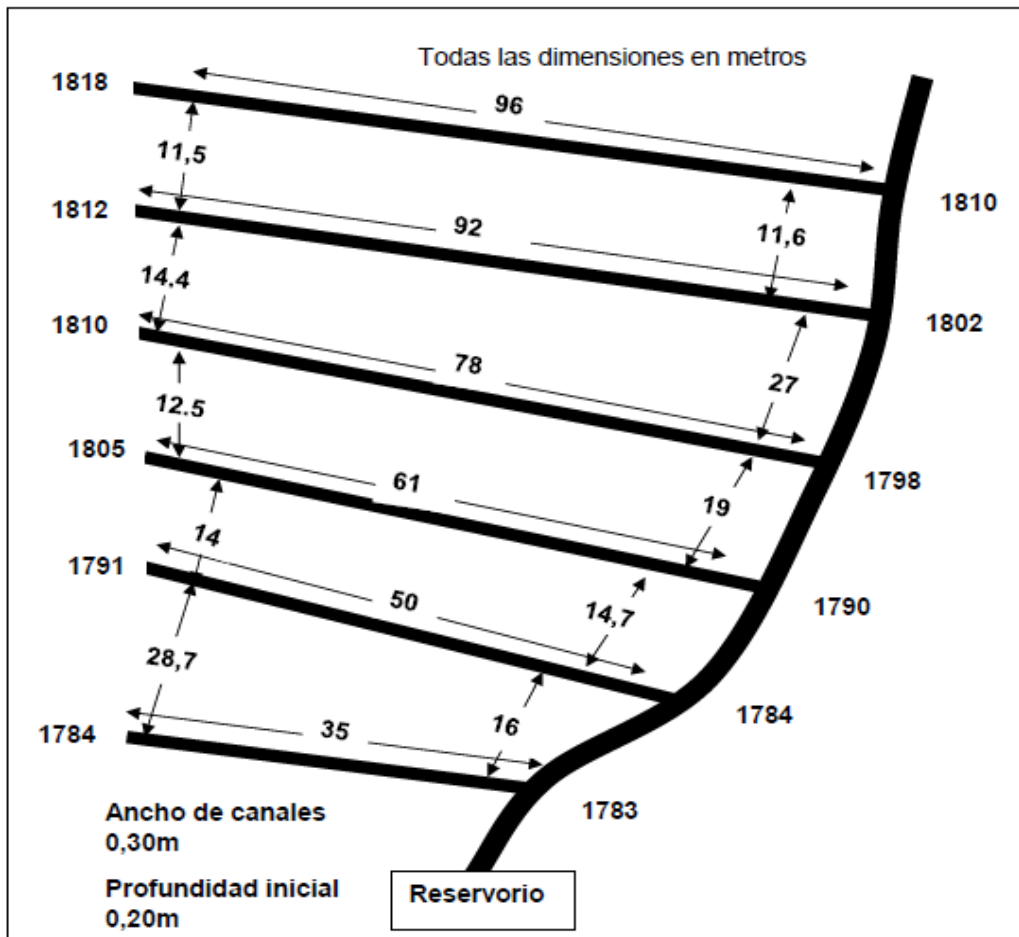
1 Canal	2 Long (m)	3 Área total (ha)	4 C. pon	5 S diseño	6 Tc (min)	7 ΔTs (min)	8 Frec (años)	9 I (L/s/ha)	10 Qd (L/s)
1 - 7	96	0,096	0,60	8,33	1,66	1,33	5,0	1176,01	67,74
2 - 7	92	0,100	0,60	10,87	1,57	1,27	5,0	1217,04	73,02
3 - 7	78	0,161	0,60	15,38	1,32	1,08	5,0	1354,08	130,80
4 - 7	61	0,096	0,60	24,59	1,01	0,85	5,0	1596,48	91,96
5 - 7	50	0,072	0,60	14,00	0,85	0,69	5,0	1775,18	76,69
6 - 7	35	0,112	0,60	2,86	0,63	0,49	5,0	2134,36	143,43
7 - E	150	0,637							583,64

Fuente: Elaboración propia

4.3.2.4. Canales

La tabla anterior corresponde a el caudal que puede aportar la escorrentía de aguas lluvias. Los canales se estiman de 0,30m de ancho y 0,20m de profundidad inicial, siguiendo una inclinación que permita llevar estas aguas hasta el canal recolector, el cual conducirá hasta el desarenador.

Figura 6. Canales Aguas Lluvias



Fuente: Elaboración propia

4.3.2.5. Cálculo y diseño hidráulico del reservorio

El diseño del reservorio se realiza a partir de la siguiente información.

Cota descarga tubería tanque 1785

Cota lámina de agua tanque 1785-BL

1785-0,30m asumido = 1784,70

Se propone inicialmente las siguientes estimaciones:

- Para un mes de estiaje, se estima 3 días que pueda ocurrir precipitaciones, en un promedio de duración de cada precipitación de 30 minutos.
- Se diseñará con un promedio de captación de agua de la fuente hídrica alterna de 2l/s, debido a la posibilidad de niveles bajos de caudal en épocas de estiaje.

De acuerdo a esto procedemos a calcular el volumen de agua que podemos captar en un mes.

$$Q = 0,58364m^3/s * \frac{60s}{1min} * \frac{30min}{1dia} * \frac{3d}{1mes} = 3152m^3/mes$$

$$Q = 2l/s * \frac{86400s}{1 dia} * 30dias * \frac{1m^3}{1000l} = 5184m^3/mes$$

$$Q_{total} = 3152m^3/mes + 5184m^3/mes = 8336m^3/mes$$

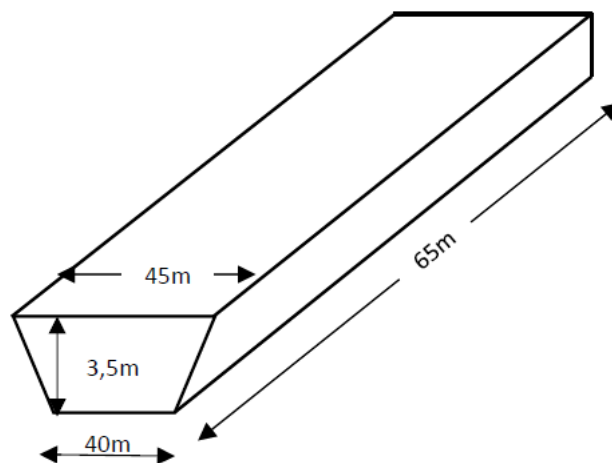
Para este caso como será agua almacenada entonces; el volumen será igual al caudal.

$$Posible volumen de agua a captar = Q_{total} = 8336m^3/mes$$

De acuerdo a este volumen, podríamos construir un reservorio trapezoidal de las siguientes dimensiones.

- Base mayor 45m
- Base menor 40m
- Profundidad 3,5m
- Longitud 65m
- Borde libre = 0,30m

Figura 7. Esquema de dimensionamiento del reservorio



Fuente: Elaboración propia

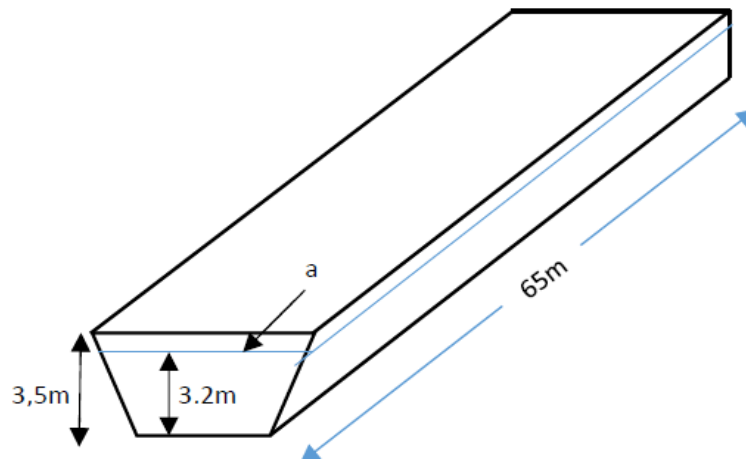
Calculo del volumen total del reservorio

$$\text{Volumen del reservorio} = \frac{(45m + 40m) * 3,5m * 65m}{2} = 9668.75m^3$$

La columna de la lámina de agua será igual a la profundidad del tanque menos el borde libre.

$$\text{Columna lamina de agua} = 3,5m - 0,3m = 3,2m$$

Figura 8. Esquema para calcular el volumen útil



Fuente: Elaboración propia

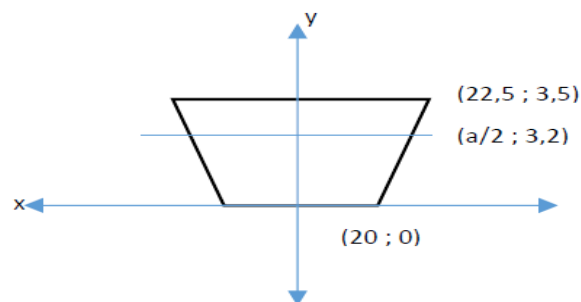
Calculo del volumen de agua útil

$$V = (a + 40m) * \frac{3,2m}{2} (65m)$$

$$V = (a + 40m)1,6m * 65m$$

$$V = (a + 40m)104m$$

Como la ecuación está en términos de a, utilizaremos la ecuación de la recta en el plano cartesiano xy.



$$y - 0 = \frac{3,5 - 0}{22,5 - 20} (x - 20)$$

$$y = \frac{3,5}{2,5} (x - 20)$$

$$y = 1,4(x - 20)$$

Como la recta satisface el punto $(a/2 ; 3,2)$ hallamos a

$$3,2 = 1,4 \left(\frac{a}{2} - 20 \right)$$

$$3,2 = 0,7a - 28$$

$$3,2 + 28 = 0,7a$$

$$a = \frac{31,2}{0,7}$$

$$a = 44,57m$$

Remplazamos $a = 44,57m$ en la ecuación del volumen y calculamos el volumen con la lámina de agua.

$$V = (44,57m + 40m)104m$$

$$V = 8795,28m^3$$

Pendiente de inclinación de las paredes

$$S = \frac{3,5}{(45m - 40m)/2} * 100 = 140\%$$

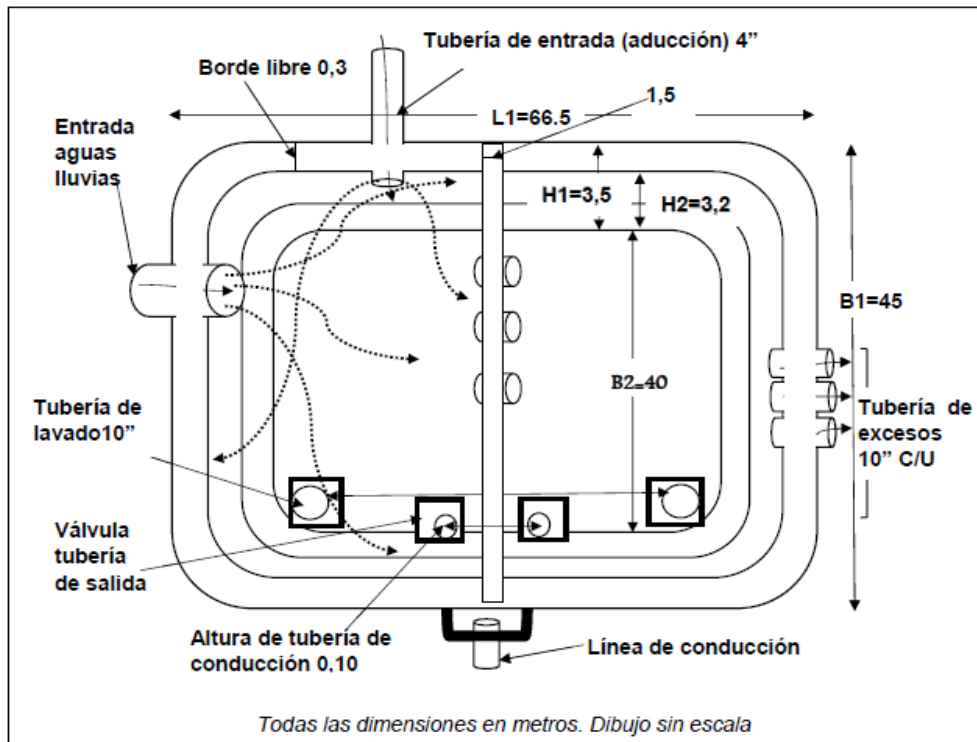
Calculo de las cotas

Cota del nivel máximo de agua: $1785m - 0,3m = 1784,7m$

Cota salida de agua (conducción): $1784,7m - 3,4m = 1781,3m$

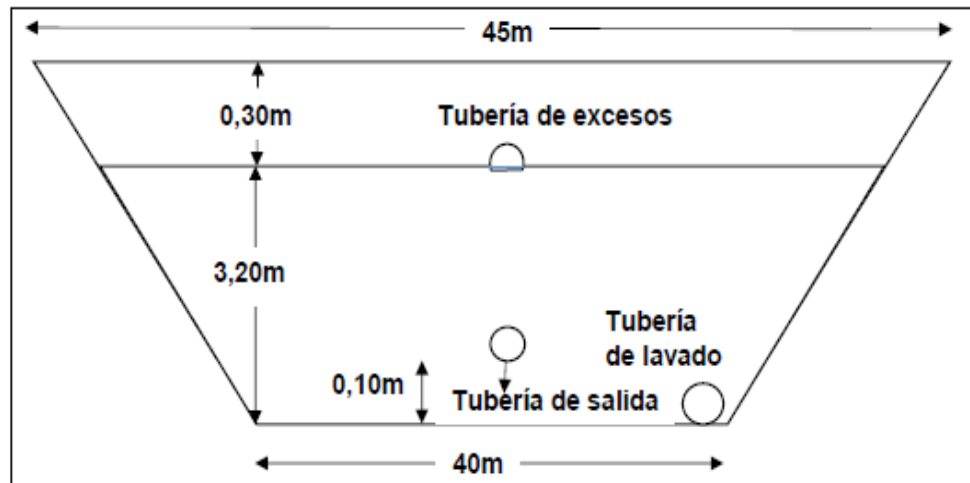
Cota fondo del tanque: $1784,7m - 3,5m = 1781,2m$

Figura 9. Reservorio Vista en Planta



Fuente: Elaboración propia

Figura 10. Reservorio vista en perfil



Fuente: Elaboración propia

4.3.2.6. Diseño de la línea de conducción

Debido a la diferencia elevada de altura que existe entre el punto donde se desea ubicar el reservorio y el tanque de descarga de agua que saldrá del reservorio, se hace necesario dividir en tres partes la línea de transporte del agua y ubicar cámaras de quiebre de presión, y así disminuir riesgos o daños en las tuberías que se utilizaran para tal fin.

Caudal de diseño = 20l/s

Caudal máximo diario = 20l/s

Cota lámina de agua a la salida de los tanques = 1781,3

Cota de descarga cámara quiebre de presión = 1698

Caudal de diseño $Qd = 20l/s + 0,05(23,8l/s) = 21,19l/s = 0,02119m^3/s$

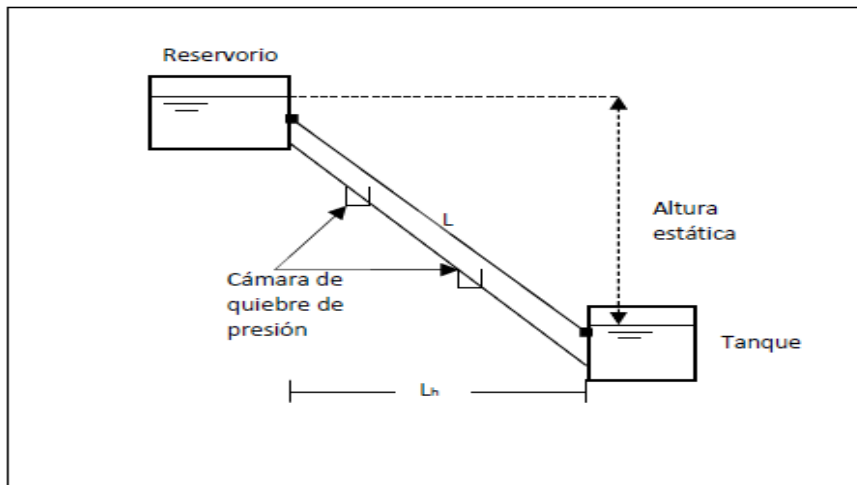
En la tabla 3, 5 y 6, se presentan las cotas del perfil y la pendiente del alineamiento. La longitud total es la suma de las longitudes de cada tramo.

Tabla 3. Perfil de Conducción Tramo Inicial

Abscisa	C.R	C.C	L (m)	S (%)	Δ o Σ
0	1781,3	1780,8			
			90,72	12,57	
90	1770	1769,4			7,24
			76,10	5,26	
166	1766	1765,4			14,01
			57,07	19,27	
222	1755	1754,4			14,11
			116,15	5,16	
338	1749	1748,4			2,86
			174,56	8,02	
512	1735	1734,4			0,61
			150,56	8,63	
662	1722	1721,4			3,92
			167,32	12,55	
828	1701	1700,4			9,29
			92,05	3,26	
920	1698	1697,4			
		L Total	924,63		

Fuente: Elaboración propia

Figura 11. Esquema de la línea de Conducción



Fuente: Elaboración propia

Calculo de la longitud real

$$L^2 = \text{Abscisa}^2 + (c. \text{clave1} - c. \text{clave2})^2$$

Ecuación 11. Longitud de la medición

$$L^2 = 90^2 + (1780,8 - 1769,4)^2$$

$$L = \sqrt{(90)^2 + (11,4)^2}$$

$$L = 90,72m$$

Calculo de la pendiente

$$S = \frac{H}{L} = \frac{c.Ci - c.Cf}{l} * 100$$

$$S = \frac{1780,8 - 1769,4}{90,72} * 100 = 12,57\%$$

Con los resultados de la última columna de la tabla anterior, elegimos un codo vertical de acuerdo a la norma.

Selección de codos verticales

De la siguiente tabla, se selecciona un codo vertical en caso de que se requiera.

Tabla 4. Selección del codo según la suma o diferencias de pendientes

<i>Suma o diferencia de pendientes</i>	<i>Codo</i>
14% - 30%	11 ¼°
31% - 53%	22 ½°
54% - 83%	22 ½° + 11 ¼°
84% - 119%	45°
120 % - 180%	45° + 11 ¼°

Fuente: Capítulo 10, pag 224, tabla 10.9 [18]

De acuerdo a los resultados obtenidos en las sumatorias de pendientes, se requiere de la utilización de 2 codos verticales de 11 ¼°, donde corresponda.

Presión de diseño

Para calcular la presión de diseño, la norma establece que se debe incrementar la presión estática máxima en un 30%.

$$P_{diseño} = 1,3 * (presión\ estática\ máxima)$$

$$Presión = 1782,27m - 1698m = 84,27m$$

$$P_{diseño} = 1,3 * (1782,27m - 1697,4m) = 110,33m$$

Especificación de la tubería

Clase de tubería: PVC RDE 21 tipo 1, grado 1

Presión de trabajo: 14,06kg/cm² = 140,62m.c.a

Coefficiente de rugosidad de HAZEN-WILLIAMS: C=150

Calculo del diámetro

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

Ecuación 12. Ecuación de Hazen-Williams

Donde

Q: Caudal de diseño

C: Coeficiente de rugosidad de Hazen-Williams

I: Perdida unitaria (Adimensional)

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

$$I = \frac{H}{L} = \frac{84,27m}{924,63} = 0,0911m/m$$

$$D = \left(\frac{0,02119m^3/s}{0,2785 * 150 * 0,09011^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}}$$

$$D = 0,0914m$$

$$D = 0,091m \frac{1in}{0,0254m} = 3,60in$$

La norma establece que se debe hacer una combinación de tubería de dos diámetros diferentes, en este caso como el diámetro es de 3,60 pulgadas, se debe hacer una combinación de diámetros entre 3 y 4 pulgadas. Como el valor del diámetro se acerca más a 4, el diámetro de tubería más largo será de cuatro pulgadas.

Diámetro nominal

- Diámetro de 4"

$$Diametro\ nominal = 4" = 114mm$$

$$Diametro\ externo = 114,30mm$$

$$Espesor\ pared = 5,44mm$$

$$\text{Diametro interno real} = 114,30\text{mm} - 2(5,44\text{mm}) = 103,42\text{mm} \cong 0,10342\text{m}$$

- Diámetro de 3"

$$Dn = 88,42\text{mm}$$

$$Dext = 88,90\text{mm}$$

$$\text{Espesor pared} = 4,24\text{mm}$$

$$Dint = 88,90\text{mm} - 2(4,24\text{mm}) = 80,42\text{mm} \cong 0,08042\text{m}$$

Calculo de la pérdida unitaria (I1)

Perdida unitaria, velocidad 1 y cabeza de Velocidad

$$I_1 = \left(\frac{Q}{0,2785 * C * D^{2,63}} \right)^{1/0,54}$$

Ecuación 13. Perdida unitaria

$$V_1 = \frac{4 * Q}{\pi * D^2}$$

- Para el diámetro de 3"

$$I_1 = \left(\frac{0,02119\text{m}^3/\text{S}}{0,2785 * 150 * (0,08042)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 0,16976$$

$$V_1 = \frac{4 * 0,02119\text{m}^3/\text{s}}{\pi * (0,08042)^2} = 4,17\text{m/s}$$

$$\frac{(V_1)^2}{2g} = \frac{(4,17\text{m/s})^2}{2 * 9,81\text{m/s}^2} = 0,88$$

- Para el diámetro de 4"

$$I_2 = \left(\frac{0,02119 \text{ m}^3/\text{s}}{0,2785 * 150 * (0,10342)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 0,04986$$

$$V_2 = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0,02119 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi * (0,10342)^2} = 2,52 \text{ m/s}$$

$$\frac{(V_2)^2}{2g} = \frac{(2,52 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,32$$

La carga hidráulica total disponible es:

$$L_1 = \frac{H - I_2 * L}{I_1 - I_2}$$

$$L_1 = \frac{84,27 \text{ m} - (0,04986) * (924,63 \text{ m})}{0,16976 - 0,04986}$$

$$L_1 = 318,33 \text{ m}$$

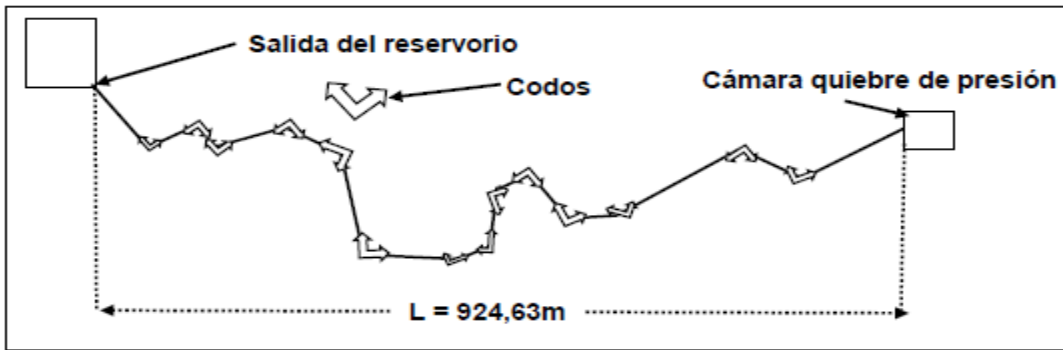
$$L_2 = L - L_1$$

$$L_2 = 924,63 \text{ m} - 318,33 \text{ m} = 606,30 \text{ m}$$

Calculo de las pérdidas de energía

Se debe de colocar válvula de control tanto a la entrada como a la salida de cualquier depósito, adicionalmente, se debe colocar válvulas de control cada 1000m. [25]

Figura 12. Conducción Vista en Planta, Tramo Inicial



Fuente: Elaboración propia

- Pérdidas por codos

$$hL = k * \frac{(V2)^2}{2g} \sum \sqrt{\frac{\phi}{90^\circ}}$$

Ecuación 14. Pérdidas de energía por codos

8 codos de 45° y 4 codos de 22,5°

$$k = 0,25$$

$$\text{Para } 4" \quad hL = 0,25 * 0,32 \left(8 * \sqrt{\frac{45^\circ}{90^\circ}} + 4 * \sqrt{\frac{22,5^\circ}{90^\circ}} \right) = 0,61m$$

- Pérdidas por válvulas de control

$$hL = k * n * \frac{V^2}{2g}$$

Ecuación 15. Pérdidas de energía por válvulas de control

$$k = 0,20$$

$$hL = 0,20 * 1 * 0,88 + 0,20 * 2 * 0,32 = 0,30m$$

- Pérdidas por TEE

$$hL = K * \frac{(V2)^2}{2g}$$

Ecuación 16. Perdidas por TEE

De paso lateral (salida del reservorio) en 4"

$$hL = (0,60 + 1,3) * 0,32 = 0,61m$$

- Pérdidas por reducción gradual de 4" a 3"

$$hL = k * \frac{V1^2}{2g}$$

Ecuación 17. Pérdidas por reducción gradual

$$k = \left(1 - \frac{D1^2}{D2^2}\right)^2 = \left(1 - \frac{103,42^2}{80,42^2}\right)^2$$

$$k = 0,43$$

$$hL = 0,43 * 0,88 = 0,38m$$

- Pérdida por entrada normal al tubo

$$hL = k * \frac{(V2)^2}{2g}$$

Ecuación 18. Perdidas por entrada normal

$$k = 0,5$$

$$hL = 0,5 * 0,32 = 0,16m$$

- *Perdidas por salida a cámara de quiebre de presión en 3"*

$$hL = k * \frac{V1^2}{2g}$$

Ecuación 19. Pérdida salida al tanque

$$k \doteq 1$$

$$hL = 1 * 0,88m = 0,88m$$

Sumatoria de pérdidas totales

$$\sum hL = 0,61m + 0,30m + 0,61m + 0,38m + 0,16m + 0,88m = 2,94m$$

$$\sum hL(3") = 0,18m + 0,88m + 0,38m = 1,44m$$

$$\sum hL(4") = 2,94m - 1,44m = 1,50m$$

Corrección de la carga hidráulica

$$H(\text{inicial}) = 84,27m$$

$$H = 1782,27m - 1698m - 2,94m = 81,06m$$

$$H_{\text{corregido}} = 81,06m$$

Corrección de la pérdida de carga unitaria

$$I = \frac{H}{L} = \frac{81,33m}{924,63m} = 0,088$$

Recalculo del diámetro

$$D = \left(\frac{0,02119m^3/s}{0,2785 * 150 * (0,088)^{0,54}} \right)^{1/2,63}$$

$$D = 0,092m$$

$$D = 0,092m \frac{1in}{0,0254m} = 3,62in$$

Debido a que, al recalculer el diámetro se da un resultado que se encuentra en el mismo intervalo anterior, no se hace necesario modificar la combinación de diámetros anteriores.

Corrección de la longitud

$$L_1 = \frac{81,33m - (0,04986 * 924,63m)}{0,16976 - 0,04986} = 293,81m$$

$$L_2 = 924,63m - 293,81m = 630,82m$$

Calculo de las cotas de la línea piezometrica

Tramo en 4"

Cota piezometrica al inicio = 1782,27m

Cota piezometrica al final = c.p inicial - H2 - $\sum hL(4")$

1782,27 - I2*L2 - $\sum hL(4")$

1782,27m - 0,04986*630,82m - 1,50m = 1749,32m

Tramo en 3"

Cota piezometrica al inicio = 1749,32m

Cota piezometrica al final = c.p inicial - I1*L1 - $\sum hL(3")$

1749,32m - 0,16976*293,81m - 1,44m = 1698,00m

Comprobación por golpe de ariete

En la abscisa K0+924

Relación de módulos de elasticidad del agua y la tubería

Para tuberías de PVC, el coeficiente k es igual a 18

Distancia real de las válvulas 924,63 m

Cota de la válvula 1698

Diámetro real 3" = 80,42 mm

Espesor de la pared = 4,24mm

Velocidad = 4,17m/s

Calculo de la celeridad

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + k \frac{D}{e}}}$$

Ecuación 20. Calculo de la celeridad

Donde

C: Celeridad de la onda (m/s)

K: 18

D: Diámetro real (mm)

e: Espesor (mm)

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 * \frac{80,42}{4,24}}} = 501,49m/s$$

Calculo de la fase de la tubería

$$V = \frac{d}{t} ; C = \frac{2L}{t}$$

Ecuación 21. Fase de la tubería

$$t = \frac{2L}{C} = \frac{2(924,63m)}{501,49m/s} = 3,69s$$

Sobrepresión del agua

Al ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), el valor de la sobrepresión se calcula con un tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.

$$ha = \frac{C * V}{g}$$

Donde

ha: Sobrepresión

g: Aceleración de la gravedad

C: Celeridad

V: Velocidad

$$ha = \frac{501,49m/s * 4,17m/s}{9,81m/s^2} = 213,17m$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño

Presión estática sobre la válvula

$$presión\ estática\ sobre\ la\ válvula = 1782,27m - 1698m = 84,27m$$

Presión total sobre la válvula = sobrepresión + presión válvula

$$P_{total} = 84,27m + 213,17m = 297,44m$$

La presión total excede la presión de diseño de 140,62m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño.

Presión de trabajo RDE 21 = 140,62m

ha: Presión disponible para golpe de ariete

$h_a = \text{presion de trabajo de la tubería} - \text{presion estatica sobre la valvula}$

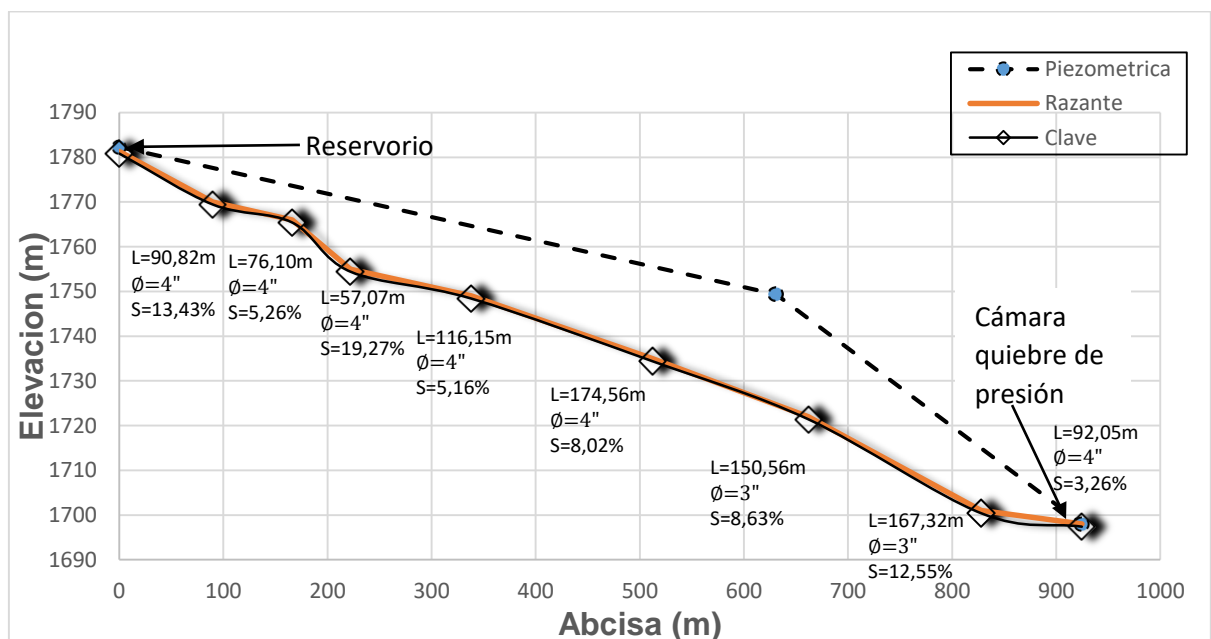
$$h_a = 140,62m - 84,27m = 56,35m$$

El tiempo de maniobra requerido para no exceder la sobrepresión máxima permisible de 56,35m, se calcula como:

$$t = \frac{2 (924,63m)(4,17m/s)}{(56,35m)(9,81m/s^2)} = 13,95s$$

Es decir, que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a 14 segundos

Grafica 4. Línea de Conducción Vista en Perfil, Tramo Inicial



Fuente: Elaboración propia

Cámara de quiebre de presión

Se plantea la elaboración de una cámara de presión sencilla, debido a la dificultad de trasladar materiales hasta este sitio. La cámara de presión tendrá unas dimensiones internas de 1,20m de largo, por 1,20m de ancho, y una altura de 1,20m metros.

4.3.2.7. Tramo 2. Línea de conducciones

Cota lámina de agua a la salida de los tanques = 1696,8m

Cota de descarga cámara quiebre de presión = 1657m

Tabla 5. Tramo 2 Perfil de Conducción

Abscisa	C.R	C.C	L (m)	S (%)	Δ o Σ
0	1696,8	1696,4			
			120,27	6,65	
120	1689	1688,4			3,3
			110,55	9,95	
230	1678	1677,4			2,47
			120,34	7,48	
350	1669	1668,4			3,6
			180,14	3,88	
530	1662	1661,4			1,67
			90,14	-5,55	
620	1667	1666,4			0,81
			211,02	4,74	
831	1657	1656,4			
		L Total	832,63		

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la longitud real

$$L^2 = 120^2 + (1696,4 - 1688,4)^2$$

$$L = \sqrt{(120)^2 + (9,2)^2} = 120,27m$$

Calculo de la pendiente

$$S = \frac{1696,4 - 1688,4}{120,27} * 100 = 6,65\%$$

De acuerdo a los resultados obtenidos en las sumatorias de pendientes, no se requiere de la utilización de codos verticales.

Presión de diseño

Para calcular la presión de diseño, la norma establece que se debe implementar la presión estática máxima en un 30%.

$$p = (1696,8m - 1657m) = 39,80m$$

$$P_{diseño} = 1,3 * (1696,8m - 1657m) = 51,74m$$

Especificaciones de la tubería

Clase de tubería: PVC RDE 21 tipo 1, grado 1

Presión de trabajo: 14,06kg/cm² = 140,62m.c.a

Coefficiente de rugosidad de HAZEN-WILLIAMS: C=150

Calculo del diámetro

$$I = \frac{H}{L} = \frac{39,80m}{832,63m} = 0,04780m/m$$

$$D = \left(\frac{0,02119m^3/s}{0,2785 * 150 * 0,04780^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} = 0,104m$$

$$D = 0,104m \frac{1in}{0,0254m} = 4,09in$$

La norma establece que se debe hacer una combinación de tubería de dos diámetros diferentes para que no haya desperdicio de energía, en este caso como el diámetro es de 4,08 pulgadas, la combinación sería entre diámetros de 4" y 6", pero el resultado es muy cercano a cuatro, por lo tanto, podríamos trabajar con el solo diámetro de tubería de 4", para ahorrar costos.

Calculo de la pérdida unitaria

$$I = \left(\frac{0,02119 \text{ m}^3/\text{s}}{0,2785 * 150 * (0,10342)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 0,04986$$

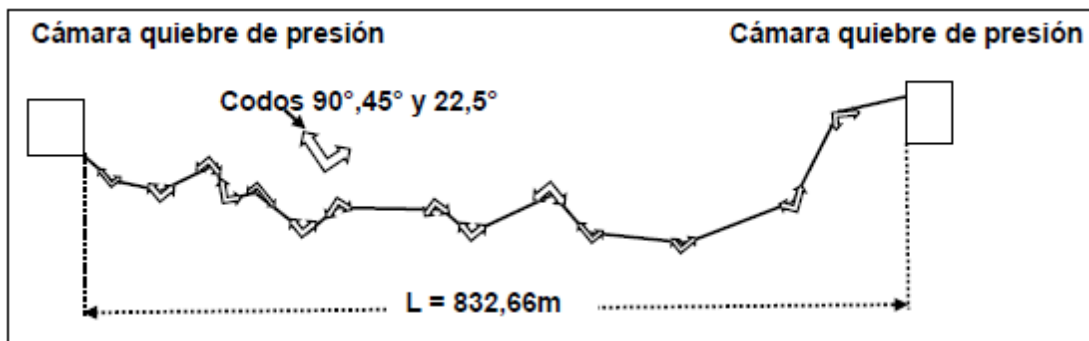
$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0,02119 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi * (0,10342)^2} = 2,52 \text{ m/s}$$

$$\frac{(V)^2}{2g} = \frac{(2,52 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,32$$

$$L = 832,63 \text{ m}$$

Calculo de las pérdidas de energía

Figura 13. Conducción Tramo 2 Vista en Planta



Fuente: Elaboración propia

- Pérdidas por codos

Codos horizontales: 3 codos de 45° y 8 codos de 22,5°

$$k = 0,25$$

$$hL = 0,25 * 0,32(3 * \sqrt{\frac{45^\circ}{90^\circ}} + 8 * \sqrt{\frac{22,5^\circ}{90^\circ}}) = 0,49m$$

- *Pérdidas por válvulas de control*

$$k = 0,20$$

$$hL = 0,20 * 2 * 0,32 = 0,13m$$

- *Pérdidas por TEE*

De paso lateral (salida de la cámara)

$$hL = (0,60 + 1,3) * 0,32 = 0,61m$$

- *Pérdidas por entrada normal al tubo*

$$k = 0,5$$

$$hL = 0,5 * 0,32 = 0,16m$$

- *Pérdidas por salida a cámara de quiebre de presión*

$$k = 1$$

$$hL = 1 * 0,32m = 0,32m$$

Sumatoria de pérdidas totales

$$\sum hL = 0,49m + 0,13m + 0,61m + 0,16m + 0,32m = 1,71m$$

Corrección de la carga hidráulica

$$H(\text{inicial}) = 39,80m$$

$$H = 1696,8m - 1657m - 1,71m = 38,09m$$

$$H_{\text{corregido}} = 38,09m$$

Corrección de la pérdida de carga unitaria

$$I = \frac{H}{L} = \frac{38,09m}{832,63m} = 0,04575$$

Recalculo del diámetro

$$D = \left(\frac{0,02119m^3/s}{0,2785 * 150 * (0,04575)^{0,54}} \right)^{1/2,63} = 0,105m$$

$$D = 0,105m \frac{1in}{0,0254m} = 4,13in$$

Debido a que al recalculer el diámetro, se da un resultado que se encuentra en el mismo intervalo anterior, se trabajara con diámetro de 4".

Comprobación por golpe de ariete

PVC k = 18

Distancia real has la cámara 832,63m

Cota de la válvula 1657

Diámetro real 4" = 103,42mm

Espesor de la pared = 5,44mm

Velocidad = 2,52m/s

Calculo de la celeridad

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 * \frac{103,42}{5,44}}} = 500,98m/s$$

Calculo de la fase de la tubería

$$t = \frac{2(832,63m)}{500,98m/s} = 3,32s$$

Al ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), el valor de la sobrepresión se calcula con el tiempo de cierre igual a la fase de la tubería.

Calculo de la sobrepresión

$$h_a = \frac{500,98m/s * 2,52m/s}{9,81m/s^2} = 128,69m$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño

Presión estática sobre la válvula

$$1696,8m - 1657m = 39,80m$$

Presión total sobre la válvula = sobrepresión + presión válvula

$$P_{total} = 128,69m + 39,8m = 168,49m$$

La presión total excede la presión de diseño de 140,62m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

Presión de trabajo RDE 21= 140,62m

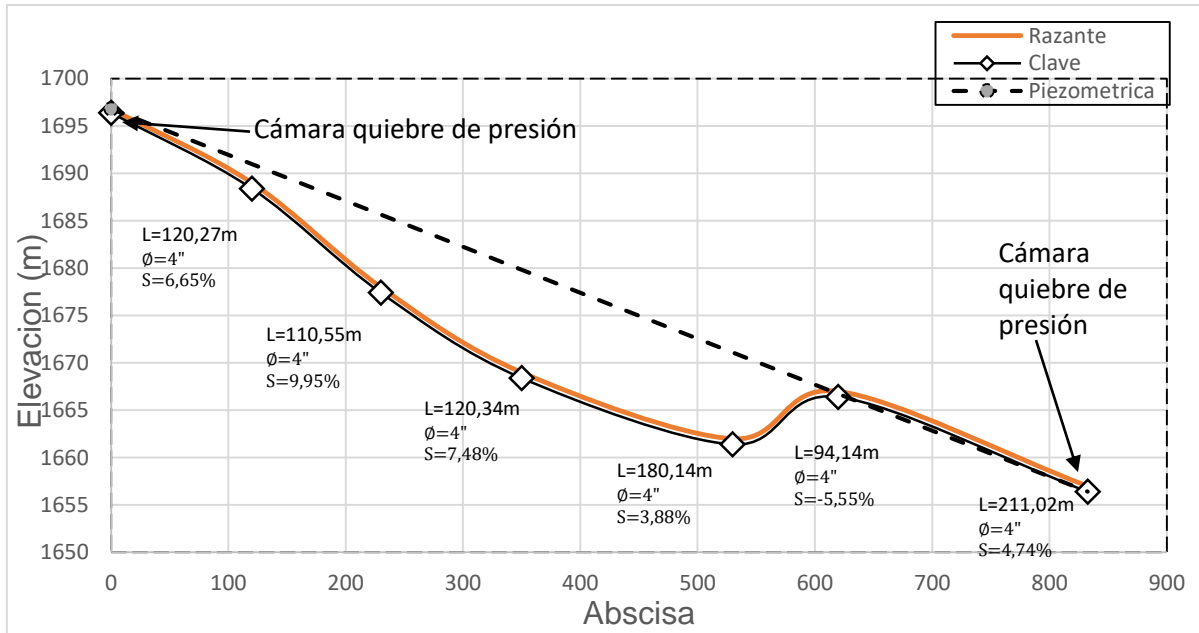
Presión disponible para golpe de ariete

$$h_a = 140,62 - 39,80 = 100,82m$$

$$t = \frac{2 (832,63m)(2,52m/s)}{(100,82m)(9,81m/s^2)} = 1,95s$$

Es decir, que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a 2 segundos.

Grafica 5. Línea de Conducción Tramo 2 Vista en Perfil



Fuente: Elaboración propia

Cámara de quiebre de presión

Al igual que en el tramo anterior, en este tramo podemos colocar una cámara de quiebre de presión con las mismas dimensiones. 1,20m*1,20m*1,20m.

4.3.2.8. Tramo final. Línea conducción

Cota lámina de agua a la salida de los tanques = 1655,8

Cota de descarga cámara quiebre de presión = 1584

Tabla 6. Perfil de la Conducción Tramo Final

Abscisa	C.R	C.C	L (m)	S (%)	Δ o Σ
0	1655,8	1655,4			
			175,03	10,85	
174	1637	1636,4			8,81
			196,04	2,04	
370	1633	1632,4			5,96
			137,44	-8,00	
507	1644	1643,4			0,3
			180,62	8,30	
687	1629	1628,4			3,15
			155,21	5,15	
842	1621	1620,4			5,62
			120,70	10,77	
962	1608	1607,4			4,12
			150,33	6,65	
1112	1598	1597,4			2,64
			150,65	9,29	
1262	1584	1583,4			
		L Total	1266,02		

Fuente: Elaboración propia

Calculo de la longitud real

$$L^2 = 174^2 + (1655,4 - 1636,4)^2$$

$$L = \sqrt{(174)^2 + (19)^2} = 175,03m$$

Calculo de la pendiente

$$S = \frac{1655,4 - 1636,4}{175,03} * 100 = 10,85m$$

Presión de diseño

Para calcular la presión de diseño, la norma establece que se debe implementar la presión estática máxima en un 30%.

$$presion = 1655,8m - 1584m = 71,80$$

$$P_{diseño} = 1,3 * (1655,8m - 1584m) = 93,34m$$

Especificaciones de la tubería

Clase de tubería: PVC RDE 21 tipo 1, grado 1

Presión de trabajo: 14,06kg/cm² = 140,62m.c.a

Coefficiente de rugosidad de HAZEN-WILLIAMS: C=150

Calculo del diámetro

$$I = \frac{71,80m}{1266,02m} = 0,05671$$

$$D = \left(\frac{0,02119m^3/s}{0,2785 * 150 * 0,05671^{0,54}} \right)^{\frac{1}{2,63}} = 0,101m$$

$$D = 0,101m \frac{1in}{0,0254m} = 3,98in$$

La norma establece que se debe hacer una combinación de tubería de dos diámetros diferentes para que no haya desperdicio de energía, en este caso como el diámetro es de 3,98 pulgadas, la combinación sería entre diámetros de 3" y 6".

Diámetro nominal

- Diámetro de 6"

$$D_n = 6" = 168\text{mm}$$

$$D_{ext} = 168.30\text{mm}$$

$$\text{Espesor pared} = 8,03\text{mm}$$

$$D_{int} = 152,22\text{mm}$$

- Diámetro de 3"

$$D_n = 88,42\text{mm}$$

$$D_{ext} = 88,90\text{mm}$$

$$\text{Espesor pared} = 4,24\text{mm}$$

$$D_{int} = 0,08042\text{m}$$

Calculo de la pérdida unitaria I1

- Para el diámetro de 3"

$$I_1 \frac{0,02119\text{m}^3/\text{S}}{0,2785 * 150 * (0,08042)^{2,63}})^{1/0,54} = 0,16976$$

$$V_1 = \frac{4 * 0,02119\text{m}^3/\text{s}}{\pi * (0,08042)^2} = 4,17\text{m/s}$$

$$\frac{(V_1)^2}{2g} = \frac{(4,17\text{m/s})^2}{2 * 9,81\text{m/s}^2} = 0,88$$

- Para el diámetro de 6"

$$I_2 = \left(\frac{0,02119 \text{ m}^3/\text{s}}{0,2785 * 150 * (0,15222)^{2,63}} \right)^{1/0,54} = 0,007589$$

$$V_2 = \frac{4 * 0,02119 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi * (0,15222)^2} = 1,16 \text{ m/s}$$

$$\frac{(V_2)^2}{2g} = \frac{(1,16 \text{ m/s})^2}{2 * 9,81 \text{ m/s}^2} = 0,059$$

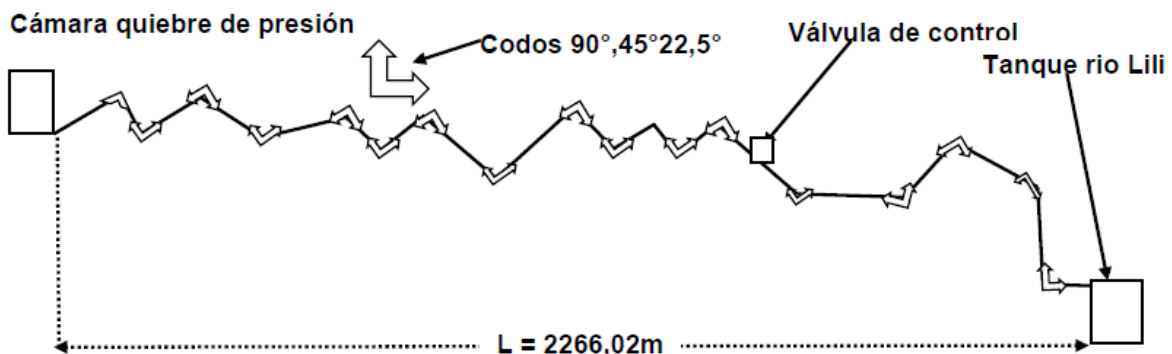
Calculo de la carga hidráulica total disponible L1 y L2

$$L_1 = \frac{71,80 \text{ m} - (0,007589) * (1266,02 \text{ m})}{0,16976 - 0,007589} = 383,50 \text{ m}$$

$$L_2 = 1266,02 \text{ m} - 383,50 \text{ m} = 882,52 \text{ m}$$

Calculo de las perdidas unitarias

Figura 14. Conducción Tramo Final Vista en Planta



Fuente: Elaboración propia

- *Pérdidas por codo*

$$k = 0,25$$

$$\text{Para } 6'' hL = 0,25 * 0,059 (3 * \sqrt{\frac{90}{90}} + 5 \sqrt{\frac{45^\circ}{90^\circ}} + 5 * \sqrt{\frac{22,5^\circ}{90^\circ}}) = 0,13m$$

- *Pérdidas por válvulas de control*

$$k = 0,20$$

$$hL = 0,20 * 1 * 0,88 + 0,20 * 2 * 0,059 = 0,20m$$

- *Pérdidas por TEE*

De paso lateral (salida del cámara) en 6"

$$hL = (0,60 + 1,3) * 0,059 = 0,11m$$

- *Pérdidas por reducción gradual de 6" a 3"*

$$k = (1 - \frac{152,22^2}{80,42^2})^2 = 6,67$$

$$hL = 6,67 * 0,88 = 5,87m$$

- *Pérdidas por entrada normal al tubo*

$$k = 0,5$$

$$hL = 0,5 * 0,059 = 0,029m$$

- Pérdidas por salida al tanque en 3"

$$k \doteq 1$$

$$hL = 1 * 0,88m = 0,88m$$

Sumatoria de pérdidas totales

$$\sum hL = 0,13m + 0,20m + 0,11m + 5,87m + 0,029m + 0,88m = 7,22m$$

$$\sum hL(3") = 0,18m + 5,87m + 0,88m = 6,93m$$

$$\sum hL(6") = 7,22m - 6,93m = 0,29m$$

Corrección de la carga hidráulica disponible

$$H(\text{inicial}) = 72m$$

$$H = 1655,8m - 1584m - 7,22m = 64,58m$$

$$H_{\text{corregido}} = 64,58m$$

Corrección del gradiente hidráulico

$$I = \frac{64,58m}{1266,02m} = 0,051$$

Recalculo del diámetro

$$D = \left(\frac{0,02119m^3/s}{0,2785 * 150 * (0,051)^{0,54}} \right)^{1/2,63} = 0,103m$$

$$D = 0,103m \frac{1in}{0,0254m} = 4,02in$$

Debido a que, al recalculer el diámetro cambia un poco su valor, entonces se hará la combinación que se viene trabajando, entre un diámetro de 3" y 6".

Corrección de la longitud

$$L_1 = \frac{64,58m - (0,007589 * 1266,02m)}{0,16976 - 0,007589} = 398,17m$$

$$L_2 = 1266,02m - 338,97m = 927,05m$$

Calculo de las cotas de la línea piezometrica

Tramo en 6"

Cota piezometrica al inicio = 1655,80m

Cota piezometrica al final = c.p inicial - H2 - $\sum hL(4")$

*1655,80 - I2*L2 - $\sum hL(4")$*

*1655,80m - 0,007589*927,05m - 0,29m = 1648,47m*

Tramo en 3"

Cota piezometrica al inicio = 1648,92m

*Cota piezometrica al final = c.p inicial - I1*L1 - $\sum hL(3")$*

*1648,47 - 0,16976*338,97m - 6,93m = 1584,00m*

Comprobación por golpe de ariete

PVC k = 18

Distancia real de la válvula

175,02 + 196,04 + 137,44 + 180,62 = 689,12m

Cota de la válvula 1629m

Diámetro real 6" = 152,22mm

Espesor de la pared = 8,03mm

Velocidad = 1,16m/s

Calculo de la celeridad

K: 18

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 * \frac{152,22}{8,03}}} = 501,62m/s$$

Calculo de la fase de la tubería

$$t = \frac{2(686,12m)}{501,62m/s} = 2,74s$$

Al ocurrir el cierre instantáneo de la válvula (por falla mecánica), el valor de la sobrepresión se calcula con un tiempo igual a la fase de la tubería.

Calculo de la sobrepresión

$$ha = \frac{501,62 * 1,16m/s}{9,81} = 59,31m$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño

Presión estática sobre la válvula = 1655,8m – 1629m = 26,80m

Presión total sobre la válvula = sobrepresión + presión válvula

$$P_{total} = 59,31m + 26,80m = 86,11m$$

La presión total no excede la presión de diseño de 140,62m, por lo cual no hay problema al presentarse la sobre presión máxima por golpe de ariete.

En la abscisa k1+260

Para tuberías de PVC, el coeficiente k es igual a 18

Distancia real de las válvulas 1266,02m

Cota de la válvula 1584

Diámetro real 3" = 80,42mm

Espesor de la pared = 4,24mm

Velocidad = 4,17m/s

Calculo de la celeridad

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + 18 * \frac{80,42}{4,24}}} = 501,49m/s$$

Calculo de la fase de la tubería

$$t = \frac{2(1266,02m)}{501,49m/s} = 5,05s$$

Calculo de la sobrepresión

$$ha = \frac{501,49 * 4,17m/s}{9,81} = 213,17m$$

Tiempo de maniobra para no sobrepasar la presión de diseño

Presión estática sobre la válvula = 1655,8m – 1584m = 71,80m

$$P_{total} = 213,17 + 71,80m = 284,97m$$

La presión total excede la presión de diseño de 140,62m, por lo que hay que determinar el tiempo de maniobra para que, por operación normal de la válvula, no se exceda la presión de diseño:

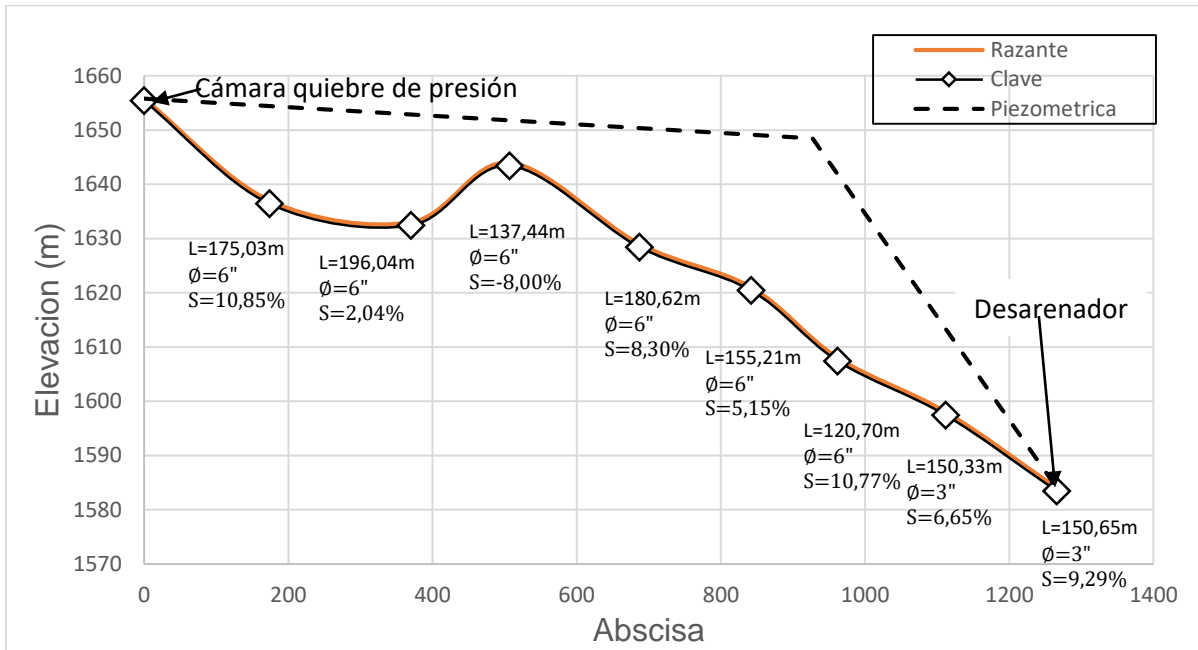
Presión de trabajo RDE 21 = 140,62m

Presión disponible para golpe de ariete $ha = 140,62m - 71,80m = 68,82m$

$$T = \frac{2 (1266,02m)(4,17m/s)}{(68,82m)(9,81m/s^2)} = 15,64s$$

Es decir, que la válvula no podrá cerrarse en un tiempo inferior a 16 segundos.

Grafica 6. Línea de Conducción Tramo Final Vista en Perfil



Fuente: Elaboración propia

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

La realización del recorrido en la zona aferente donde se realizaría el trabajo permitió la identificación tres fuentes hídricas que están cercanas al área donde se ubicara el proyecto, y de igual forma se pudo obtener la ubicación geográfica de cada una de estas, así como la medición de caudales en diferentes épocas del año (invierno y verano).

De las fuentes analizadas se pudo determinar que la quebrada La Soledad Sur ubicada en la finca Los Nacimientos, aledaña a la Finca La Fortuna, cumple con las condiciones necesarias para permitir la captación de caudal y de esta forma alimentar el reservorio, debido a que tanto las pendientes, como el área, permitirán que el transporte del agua sea por gravedad facilitando el proceso. Por esto el diseño de la bocatoma y el sistema de aducción se realizó a partir de la estimación de caudal de diseño de esta fuente.

El área hidrográfica de la quebrada, determinada gracias a la plataforma virtual del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC), dio por sentado que; aunque no es una fuente de gran magnitud, efectivamente cumple con la capacidad hídrica requerida para la respectiva captación, que corresponde a un caudal de 5 L/s.

Obras de captación tales como la Bocatoma se diseñaron en zonas de mayor estabilidad y en el sector recto del cauce de la quebrada. La Bocatoma diseñada corresponde a una Bocatoma de Fondo, dado que la profundidad de la quebrada no es muy alta y por ende lo ideal para estos casos es la utilización de este tipo de sistema.

Para el aprovechamiento del agua lluvia se utilizó un sistema de captación que conto con un área de 6798 m², comprendida desde la parte alta de la Finca La Fortuna hasta la parte media y cubriendo todo el ancho de esta. De la misma forma se diseñaron seis canales, que conducirá el agua captada hasta el reservorio.

A pesar de que el predio desde donde inicio la conducción del agua hasta el lugar de diseño del reservorio posee fuertes pendientes se pudo realizar el trazado de la línea de conducción y de igual forma se logró obtener el diseño hidráulico de un reservorio trapezoidal, el cual en el momento en que se construya y se le otorgue el correcto funcionamiento, permitirá ser un buen aporte para el abastecimiento de la población.

5.2. Recomendaciones

A continuación, se señalan una serie de recomendaciones con el fin de permitir el correcto funcionamiento del sistema diseñado y de igual forma prevenir o mitigar posibles impactos que este pueda ocasionar.

Para poder llevar a cabo la construcción y puesta en marcha del reservorio se hace necesaria la elaboración de una evaluación de impacto ambiental, con el fin de identificar los impactos tanto positivos como negativos que se puedan generar en diferentes etapas de este trabajo, tales como la adecuación del sitio, la construcción del sistema, su operación, mantenimiento y de igual manera en su etapa de culminación y cierre.

Posterior a ello se recomienda a la empresa Acuabuitrera la elaboración del Plan de Gestión del Riesgo a partir de los ya analizados en Evaluación, en el cual se definan los diferentes objetivos programas y metas, mediante los cuales se puedan reducir los riesgos asociados al proyecto.

También se hace indispensable elaborar manuales de operación y mantenimiento, en los cuales se especifique el manejo o el uso que se le debe otorgar a cada uno de los elementos que posee el sistema, y de igual forma los tiempos para la revisión de los mismos.

Cabe mencionar que la empresa debe contar con los respectivos permisos ambientales por parte de la Corporación Autónoma Regional del Valle del Cauca (CVC), o quien en su defecto cumpla con la obligación de la vigilancia y control de los recursos naturales a intervenir. Uno de estos permisos puede ser el Permiso de Concepción de Aguas Superficiales, entre otros.

Por último, se recomienda que al construir el sistema de abastecimiento de agua (reservorio), se tomen las medidas pertinentes para evitar accidentes de personas no autorizadas y animales que se encuentran en la zona de influencia. Para ello se recomienda cerrar la entrada del reservorio, utilizar señalizadores como letreros que contengan la información pertinente, ubicados en las zonas de riesgo.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] J. L. Estupiñán y H. O. Zapata, «Requerimientos de Infraestructura para el Aprovechamiento Sostenible del Agua Lluvia en el Campus de la Pontificia Universidad Javeriana, sede Bogotá,» p. 172, 2010.
- [2] G. Prada, «El agua virtual: conceptos e implicaciones,» p. 8, 2012.
- [3] Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura, «Agua Y Empleo,» UNESCO, America Latina y el Caribe, 2016.
- [4] E. Domínguez, R. Hebert, R. Vanegas y P. Moreno, «Relaciones Demanda-Oferta de Agua y el Índice de Escasez de Agua como Herramientas de Evaluación del Recurso Hídrico Colombiano,» *Acad. Colomb. Cienc*, p. 18, 2008.
- [5] P. Espitia, Atlas de Santiago de Cali, Cali , 2005.
- [6] B. Castillo, «ANALISIS DE LA GESTION ADMINISTRATIVA DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO DE LA ZONA RURAL DE CALI. EL CASO DE TRES EMPRESAS COMUNITARIAS PRESTADORAS DE SERVICIOS PUBLICOS,» 2013.
- [7] Alcaldia Municipal de Cali, «Diagnostico Plan de Desarrollo Municipal,» Cali, 2016.
- [8] Santiesteban, Milton, «Métodos de Almacenamiento de Agua, Un elemento clave para la Adactacion al Cambio Climatio,» p. 59, 2012.
- [9] T. Tejada, «Opciones técnicas para la agricultura familiar en América Latina y el Caribe,» *El Caribe*, 2016.
- [10] Poggi, Claudio, «Plan Maestro del Agua 2012-2025,» San Luis, 2012.
- [11] R. A. Palacios, «INVENTARIO DOCUMENTADO DE REPRESAS EN COLOMBIA IC-040-2013/1,» p. 88, 2013.
- [12] El Tiempo, «Nuevo Reservoirio y Bombeo para a Ladera de Cali,» pp. 1 - 3, 2015.
- [13] MINIVIVIENDA, Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Aguas Lluvias RAS 2000 TITULO D, Bogota, 2016.
- [14] Universidad de Sevilla, «Diseño Hidraulico,» *Open Couse Ware*, 2007.

- [15] Republica de Colombia, «Decreto 155 de 2004 Nivel Nacional,» Diario Oficial 45439 de enero 23 de 2004, Bogota, 2004.
- [16] Fondo Nacional de Desarrollo Agrícola, «Captación y Almacenamiento de Aguas Lluvias, opciones técnicas para la agricultura familiar en América Latina y el Caribe,» Santiago de Chile, 2013.
- [17] O. T. y. M. A. Ministerio de Vivienda, «MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PEQUEÑAS PRESAS,» p. 116, 2011.
- [18] UMATA, «Mapa Social Corregimiento de La Buitrera,» Rommy Publicidad, Cali, 2005.
- [19] M. d. S. d. C. D. A. d. Planeación, «Plan de Desarrollo Estratégico Corregimiento de La Buitrera,» Alcaldía, Cali, 2004-2008.
- [20] SajoR, 15 12 2007. [En línea]. Available: [https://es.wikipedia.org/wiki/La_Buitrera_\(Cali\)#/media/File:Cali-La_Buitrera.png](https://es.wikipedia.org/wiki/La_Buitrera_(Cali)#/media/File:Cali-La_Buitrera.png). [Último acceso: 10 1 2017].
- [21] Universidad Nacional de Colombia, «Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica,» Medellín, 2014.
- [22] E. M. d. C. EMCALI EICE ESP, Normas para el Diseño de Sistemas de Alcantarillados, Santiago de Cali.
- [23] Instituto Geográfico Agustín Codazzi, «Instituto Geográfico Agustín Codazzi,» República de Colombia, [En línea]. Available: <http://www.igac.gov.co/igac>. [Último acceso: 20 enero 2018].
- [24] R. A. L. Cualla, Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados, Bogotá : Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2012.
- [25] J. Arroyave, J. Días, D. Vergara y N. Macías, «Evaluación de la captación de agua lluvia como fuente alternativa de recurso hídrico en la Institución Universitaria Colegio Mayor de Antioquia,» p. 16, 2011.
- [26] A. Agatón, J. Córdoba y U. Carreño, «Revisión del estado de arte en captación y aprovechamiento de aguas lluvias en zonas urbanas y aeropuertos,» *Tenura*, p. 14, 2016.
- [27] M. Molina, L. Gutiérrez y J. Salazar, «Sistema Urbano de Drenaje Sostenible,» p. 86, 2011.
- [28] Alcaldía Municipal, Secretaría de Bienestar Social, «Ficha de Caracterización Socio-Económica de los Corregimientos de Santiago de Cali,» Cali, 2017.

- [29] J. L. Adalid E, F. Zapata R y B. Torregoza S, «Guías para el proyecto, construcción, explotación, mantenimiento, vigilancia y planes de emergencia de las balsas de riego con vistas a la seguridad,» p. 247, 2009.
- [30] K. B. Quintero B, «METODOLOGÍAS DE DISEÑO DE OBRAS HIDRÁULICAS EN ESTUDIOS DE PRE FACTIBILIDAD DE PEQUEÑAS CENTRALES HIDROELÉCTRICAS,» p. 78, 2009.
- [31] C. R. Ministerio de Agricultura y Ganadería, «ESTUDIO DE VIABILIDAD TÉCNICA Y ECONÓMICA PARA EL DESARROLLO DE OPCIONES DE COSECHA DE LLUVIA Y MANEJO ADECUADO EN SISTEMAS DE RIEGO EN LA PRODUCCIÓN AGROPECUARIA.,» p. 63, 2010.
- [32] E. Realp y L. Bartolí, «Abastecimiento de Agua y Saneamiento,» 205.
- [33] Instituto Costarricense de Acueductos y Alcantarillados , «NORMA TÉCNICA PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE, DE SANEAMIENTO Y SISTEMA PLUVIAL,» p. 32, 2016.
- [34] L. Rebolledo, «Movimiento del agua en el subsuelo,» p. 15, 2013.
- [35] S. Escobar, «Golpe de ariete,» p. 3, 2012.
- [36] R. Marbello, «ENERGÍA ESPECÍFICA Y FLUJO CRÍTICO,» p. 22.
- [37] S. Montenegro, «CONCEPTOS BÁSICOS EN LA RESISTENCIA DE MATERIALES,» 2012.
- [38] Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, «Resolucion 0330,» p. 182, 2017.
- [39] Cajalvo, Antonio, «NTP 342: Válvulas de seguridad (I): características técnicas,» p. 9, 1998.
- [40] S. Ibáñez, H. Moreno y M. Gisbert, «Métodos para calcular el tiempo de concentración (tc) de una cuenca hidrigráfica,» p. 9.