

DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN LA VEREDA LIMONCITOS
MUNICIPIO DE PACHO CUNDINAMARCA

YURI NATALIA ESPITIA PARRA

UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS
FACULTAD DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES
INGENIERÍA SANITARIA

BOGOTÁ D.C

2019

DISEÑO DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO EN LA VEREDA LIMONCITOS
MUNICIPIO DE PACHO CUNDINAMARCA

YURI NATALIA ESPITIA PARRA

20132181013

Pasantía para optar al título de Ingeniero(a) Sanitario

Director

CAUDEX VITELIO PEÑARANDA OSORIO

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD DISTRITAL FRANCISCO JOSÉ DE CALDAS
FACULTAD DE MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES

INGENIERÍA SANITARIA

BOGOTÁ D.C

2019

DEDICATORIA

A Dios por brindarme las oportunidades que me han llevado hasta este punto, por las personas que ha puesto en mi camino y por permitirme emprender y culminar este proyecto de forma satisfactoria.

A mis padres Irma Mireya Parra y Luis Eduardo Espitia por su amor, consejos y apoyo incondicional hacia las metas que me propongo, especialmente por su ayuda desde que emprendí el proyecto de ser ingeniera. A mis hermanas y familia por su aliento incondicional para alcanzar mis metas y por ser el pilar fundamental de mi vida.

Infinitas gracias a cada uno de mis amigos que estuvieron junto a mí durante el proceso de formación universitaria y fueron una voz de aliento cuando más lo necesite.

Yuri Natalia Espitia Parra

AGRADECIMIENTOS

A mi docente director Caudex Vitelio Peñaranda, gracias por sus enseñanzas, consejos, tiempo dedicado, su amor a la docencia y su profundo interés en la formación académica y profesional de las futuras generaciones de ingenieros sanitarios, a causa de esto aprendí a amar la hidráulica, la labor del ingeniero e hice realidad este diseño.

Al ingeniero Jorge Álvarez y la consultoría Hydrocon Ingeniería S.A, por la confianza al permitirme ser parte del equipo de trabajo y en especial de este proyecto.

A Sandra Acosta, presidente de la Asociación de usuarios del sistema de acueducto Limoncitos, por su apoyo en el suministro de información requerida para el proceso de diseño.

A todo el equipo de trabajo de Hydrocon Ingeniería S.A, por el apoyo en cada etapa del proyecto, especialmente a Geraldine Torres por su apoyo incondicional.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1. OBJETIVOS	3
1.1 Objetivo General	3
1.2 Objetivos Específicos	3
2. MARCO TEORICO	4
2.1 Parámetros para el diseño de acueducto.....	4
2.1.1 Población de diseño	4
2.1.2 Métodos de proyección de población	4
2.1.3 Población flotante y migratoria.....	7
2.1.4 Periodo de diseño.....	8
2.1.5 Dotación neta máxima	8
2.1.6 Dotación bruta.....	8
2.1.7 Caudales de diseño.....	9
2.1.7.1 Caudal medio diario (Qmd)	9
2.2 Fuentes de abastecimiento.....	11
2.2.1 Tipos de fuentes de abastecimiento	11
2.2.2 Selección de la fuente	11
2.3 Tipos de sistemas	11
2.4 Componentes del sistema de acueducto.....	12
2.4.1 Bocatoma	12
2.4.2 Aducciones y conducciones.....	24
2.4.3 Desarenador	26
2.4.4 Tanque de almacenamiento	40
2.4.5 Red de distribución	49
3. recopilación de información	62
3.1 Recopilación de información demográfica	62
3.2 Asignación del nivel de complejidad	63
3.3 Población flotante.....	63
3.4 Dotación neta	63
3.5 Selección Fuente de abastecimiento.....	63

3.6	Selección tipo de captación.....	64
3.7	Levantamiento topográfico	64
3.8	Parámetros conocidos para el diseño de tuberías	68
3.9	Curva de demanda.....	13
3.10	Análisis y discusión del capítulo.....	1
4.	CALCULOS Y DISEÑOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO	0
4.1	Cálculo de la población futura	0
4.1.1	Método aritmético.....	0
4.1.2	Método geométrico	0
4.1.3	Método exponencial.....	1
4.2	Cálculo de la dotación neta	2
4.3	Cálculo de la dotación bruta.....	3
4.4	Cálculo de los caudales de diseño	3
4.4.1	Caudal medio diario.....	3
4.4.2	Caudal máximo diario.....	4
4.4.3	Caudal máximo horario	4
4.4.4	Caudal de diseño por componente	5
4.4.5	Diseño de la bocatoma.....	6
4.4.6	Diseño del desarenador	13
4.4.7	Diseño del tanque de almacenamiento.....	21
4.4.8	Diseño de la red de distribución	28
4.4.9	Modelación hidráulica	38
4.4.10	Análisis y discusión del capítulo	41
5.	CONCLUSIONES.....	44
6.	RECOMENDACIONES	47
7.	BIBLIOGRAFÍA	48
8.	ANEXOS	50

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Asignación del nivel de complejidad.....	4
Tabla 2.2 Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad	5
Tabla 2.3 Periodo de diseño.....	8
Tabla 2.4 Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida	8
Tabla 2.5 Caudales de diseño	9
Tabla 2.6 Valores de Y/YC vs Y/E en bocatomas sumergidas	18
Tabla 2.7 Valores del coeficiente de descarga © en rejillas (bocatoma sumergida)	19
Tabla 2.8 Ejemplo de tabla de resultados según la pendiente adoptada	22
Tabla 2.9 Relación entre diámetro de partículas y velocidad de sedimentación	28
Tabla 2.10 Valores de a/t	30
Tabla 2.11 Ejemplo Volumen Acumulado para cada hora.....	44
Tabla 2.12 Variables empleados en el diseño de tuberías	51
Tabla 2.13 Coeficiente de pérdidas en accesorios	54
Tabla 2.14 Variables e incógnitas empleadas en el diseño de redes abiertas	55
Tabla 3.1 Población SISBÉN.....	62
Tabla 3.2 Población final 2018.....	63
Tabla 3.3 Datos hidrológicos “Quebrada El Mortiño”	64
Tabla 3.4 Coordenadas y elevación de los nodos de la red de distribución	64
Tabla 3.5 Parámetros para el diseño de tuberías simples	68
Tabla 3.6 Accesorios en planta y perfil para cada tubería del sistema	3
Tabla 3.7 Km y caudales para cada tubería	8
Tabla 3.8 Factores de consumo para la curva de demanda horaria	0
Tabla 4.1 Proyección de población por los diferentes métodos	2
Tabla 4.2 Cálculo de la dotación bruta y los caudales de diseño.....	5
Tabla 4.3 Caudales de diseño para cada componente del sistema de acueducto.....	6
Tabla 4.4 Criterios de diseño para el cálculo de caudal a la entrada de la rejilla	6
Tabla 4.5 Criterios para el diseño de la rejilla	9
Tabla 4.6 Parámetros para el diseño del canal recolector.....	10
Tabla 4.7 Altura al inicio del canal recolector según pendiente adoptada	11
Tabla 4.8 Parámetros de diseño para determinar la velocidad de sedimentación.....	13
Tabla 4.9 Parámetros de diseño para la zona de entrada del desarenador	17
Tabla 4.10 Criterios para el diseño de la zona de lodos	18
Tabla 4.11 Volumen Acumulado para cada hora	24
Tabla 4.12 Primera iteración para el diseño de la tubería 1	30
Tabla 4.13 Primera iteración para el diseño de la tubería 2.....	31
Tabla 4.14 Primera iteración para el diseño de la tubería 3.....	31
Tabla 4.15 Primera iteración para el diseño de la tubería 9.....	32

Tabla 4.16 Octava iteración para el diseño de la tubería 2	33
Tabla 4.17 Octava iteración para el diseño de la tubería 3	33
Tabla 4.18 Octava iteración para el diseño de la tubería 9	34
Tabla 4.19 Resultados finales para las tuberías 1, 2, 3 y 9 de la red de distribución	35
Tabla 4.20 Resultados finales de la red de distribución	35
Tabla 4.21 Resultados de la modelación para la hora de máximo y mínimo consumo...	40

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de flujo sobre vertedero y rejilla.....	21
Figura 2.2 Esquema general dimensiones del canal recolector	23
Figura 2.3 Esquema en planta bocatoma fondo	24
Figura 2.4 Esquema de corte canal recolector	24
Figura 2.5 Zonas del desarenador	27
Figura 2.6 Esquema del desarenador	38
Figura 2.7 Esquema en planta del desarenador.....	39
Figura 2.8 Esquema en corte del desarenador	39
Figura 2.9 Curva de consumos acumulados	43
Figura 2.10 Esquema en planta tanque de almacenamiento	48
Figura 2.11 Esquema en corte tanque de almacenamiento	49
Figura 2.12 Diagrama de flujo para diseño de tuberías simples	52
Figura 2.13 Numeración de embalses y nodos para el diseño de una red abierta.....	56
Figura 2.14 Diagrama de flujo de diseño de redes abiertas	57
Figura 3.1 Numeración nodos y tuberías del sistema de acueducto Limoncitos	1
Figura 3.3 Ubicación accesorios en planta entre bocatoma y primera derivación	1
Figura 3.4 Ubicación accesorios en perfil entre la bocatoma y la primera derivación	2
Figura 3.5 Curva de demanda	0
Figura 4.1 Esquema en planta de la bocatoma de fondo diseñada	12
Figura 4.2 Esquema en corte de la bocatoma de fondo diseñada	13
Figura 4.3 Esquema en planta del desarenador diseñado	21
Figura 4.4 Esquema en perfil del desarenador diseñado	21
Figura 4.5 Curva de consumos acumulados	25
Figura 4.6 Esquema en planta del tanque de almacenamiento diseñado	27
Figura 4.7 Esquema en corte del tanque de almacenamiento diseñado	28
Figura 4.8 Gráfico contorno de presiones año 2043- Hora mínimo consumo.....	39
Figura 4.9 Gráfico contorno de presiones año 2043- Hora máximo consumo	39

INTRODUCCIÓN

El saneamiento básico se define como aquellas actividades necesarias para mejorar la calidad de vida de los habitantes de una región, ciudad o país mediante el suministro de agua potable, disposición adecuada de excretas (DAE) y la evacuación y tratamiento de desechos sólidos (Darner A.Mora Alvarado, 2005). A partir de la amplia correlación estadística existente entre la cobertura de agua para consumo humano (ACH) y las tasas de mortalidad y esperanza de vida al nacer (EVN), se hace esencial introducir alternativas para mejorar la salud pública y las condiciones de vida de las comunidades por medio del aumento de la cobertura y calidad del agua potable. En el marco de cumplimiento de los ODM (Objetivos de Desarrollo del Milenio), Colombia ha implementado políticas públicas orientadas a continuar con la expansión de la cobertura de agua y saneamiento, reduciendo especialmente el déficit en áreas rurales y periurbanas ((ONU), 2016). Existe voluntad política y todos los países han tomado algún tipo de compromiso político y financiero con los servicios de saneamiento y agua potable desde 2010; la gran mayoría ha fijado unos objetivos nacionales con transparencia y ha establecido procesos de planificación y coordinación, como es el caso de Colombia, enmarcado en el Plan Nacional de Desarrollo 2014-2018 “Todos por un nuevo país”, en que se plantea la meta de reducir las brechas urbano-rurales de acceso a los servicios públicos domiciliarios y el saneamiento básico. En el cumplimiento del PND la Gobernación de Cundinamarca y la alcaldía de Pacho concibieron el programa “Oportunidades y progreso para todos”, que tiene como propósito garantizar un sistema de acueducto óptimo para las veredas que conforman el municipio (Cundinamarca, 2015); para la ejecución, se abrió un concurso de méritos en el que se adjudicó el contrato al consorcio HIDROESSERE, en el que participa la consultora HIDROCON INGENIERÍA SAS para realizar el Diagnóstico, Estudios y Diseños de los Acueductos Rurales: El Arrayanal, Limoncitos, Cucharal, San Miguel, Las Huertas, Cabrera y Corregimiento de Pasuncha; en el marco de ese contrato la consultora contrató a la pasante y autora del presente proyecto, para participar en el diseño del sistema de acueducto de la vereda Limoncitos, permitiendo así cumplir el propósito personal de aplicar y profundizar los conocimientos adquiridos en la carrera Ingeniería Sanitaria.

El presente documento contiene las memorias de cálculo y diseño del acueducto de Limoncitos, por lo cual se dividió en 4 capítulos que se describen brevemente a continuación

1. Objetivos. Presenta el objetivo general y específico del proyecto
2. Marco teórico. Presenta los fundamentos teóricos necesarios para el diseño del proyecto

3. Recopilación de información. Presenta la información de consulta sobre la vereda, la cual es necesaria para el desarrollo del proyecto.
4. Cálculos y diseños del sistema de acueducto. Presenta el desarrollo de los cálculos necesarios para el diseño, con base en la información contenida en el capítulo 2 y 3.

1. OBJETIVOS

Este capítulo contiene la finalidad de este proyecto de forma general y específica, las metas del mismo se enuncian a continuación.

1.1 Objetivo General

Diseñar el sistema de acueducto en la vereda Limoncitos del municipio de Pacho Cundinamarca, cumpliendo la demanda futura de agua y siguiendo la legislación vigente.

1.2 Objetivos Específicos

- Realizar el diseño hidráulico del sistema de captación, del tanque de almacenamiento y red de distribución de la vereda Limoncitos ubicada en el municipio de Pacho Cundinamarca.
- Elaborar planos correspondientes a las estructuras del sistema de acueducto
- Ejecutar la modelación del sistema hidráulico con ayuda de programas adecuados

2. MARCO TEORICO

El presente capítulo contiene el conjunto de teoría y procedimientos necesarios para el diseño de un sistema de acueducto, por tal razón es el punto de referencia para el entendimiento del desarrollo del presente documento.

2.1 Parámetros para el diseño de acueducto

Para el cálculo del sistema de acueducto, se requiere tener en cuenta varios parámetros iniciales como el periodo de diseño, el nivel de complejidad, dotaciones de agua, cálculo de la población para el final del período de diseño, estos cálculos se realizan con la siguiente metodología:

2.1.1 Población de diseño

Es el número de personas proyectadas al final del periodo de diseño, a quienes se busca satisfacer la demanda de agua, incluyendo la población flotante.

2.1.2 Métodos de proyección de población

Para llevar a cabo la proyección de la población objeto del diseño, se deben tener en cuenta las proyecciones del DANE hasta el año en que éstas se encuentren disponibles. El último dato de población disponible en el DANE se debe tomar como un último censo en el proceso de proyección de la población. El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema, el cual se asigna mediante la Tabla 2.1. (Económico, RAS, Título A: "Aspectos generales de los sistemas de agua", 2000)

Tabla 2.1 Asignación del nivel de complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	>60.000	Alta

Notas: (1) Proyectada al periodo de diseño, incluida la población flotante

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP

Fuente: Tabla A.3.1-RAS, 2000

La población se calcula utilizando uno cualquiera de los siguientes modelos matemáticos: aritmético, geométrico y exponencial, seleccionando el modelo que mejor se ajuste al comportamiento histórico de la población. Los datos de población deben

estar ajustados con la población flotante y la población migratoria. (Ministerio de Vivienda, RAS, Título B "Sistemas de Acueducto", 2000). Los métodos de proyección de población permitidos de acuerdo al nivel de complejidad, se presentan en la Tabla 2.2

Tabla 2.2 Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad

Método por emplear	Nivel de Complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio Alto	Alto
Aritmético, Geométrico y Exponencial	x	x		
Aritmético, Geométrico, Exponencial y otro			x	x
Por Componentes (demográficos)			x	x
Detallar por zonas y detallar por densidades			x	x

Fuente: Tabla B.2.1. - RAS, 2000

2.1.2.1 Método aritmético

El método aritmético supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} * (T_f - T_{uc}) \quad (2.1)$$

Donde,

P_f = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes)

P_{uc} = Población correspondiente al último censo con información (habitantes)

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes)

T_{uc} = Año correspondiente al último año censado por el DANE

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial con información

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

2.1.2.2 Método geométrico

El método geométrico es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación que se emplea es:

$$P_f = P_{uc}(1 + r)^{T_f - T_{uc}} \quad (2.2)$$

Donde,

r = Tasa de crecimiento anual en forma decimal

P_f = Población correspondiente al año para el que se quiere realizar la proyección (habitantes)

P_{uc} = Población correspondiente al último censo con información (habitantes)

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes)

T_{uc} = Año correspondiente al último año censado por el DANE

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial con información

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información.

La tasa de crecimiento anual se calcula de la siguiente manera:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc}-T_{ci})}} - 1 \quad (2.3)$$

Las variables han sido previamente definidas en la ecuación 2.2

2.1.2.3 Método exponencial

Requiere conocer por lo menos tres censos para poder determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población, en donde el último censo corresponde a la proyección del DANE. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y posean abundantes áreas de expansión. La ecuación empleada por este método es la siguiente:

$$P_f = P_{ci} * e^{kx(T_f-T_{ci})} \quad (2.4)$$

Donde,

P_{ci} = Población correspondiente al censo inicial con información (habitantes)

Kx = Tasa de crecimiento de la población

T_f = Año al cual se quiere proyectar la información

T_{ci} = Año correspondiente al censo inicial con información

Donde k se halla como el promedio de las tasas calculadas para cada par de censos, con la siguiente ecuación:

$$k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad (2.5)$$

Donde,

P_{cp} = Población del censo posterior (proyección del DANE)

P_{ca} = Población del censo anterior (habitantes)

T_{cp} = Año correspondiente al censo posterior

T_{ca} = Año correspondiente al censo anterior

L_n = Logaritmo natural o neperiano

2.1.2.4 Método gráfico

Se utiliza principalmente cuando la información censal es insuficiente o poco confiable, lo cual hace que las proyecciones geométricas y exponenciales arrojen resultados que no correspondan con la realidad. El método gráfico consiste en comparar gráficamente la población del municipio en estudio con la de otros tres municipios del país con las siguientes características:

- Uno de los municipios (Población B) debe ser de la misma región, con desarrollo, clima y tamaño similar al del municipio en estudio y obviamente con información confiable en cuanto a crecimiento de la población.
- El otro municipio (Población C) debe ser de la misma región, con desarrollo y clima similar al del municipio en estudio (Población A) pero con un número de habitantes mayor al de este municipio.
- El tercer municipio (Población D) debe ser de otra región del país con un número de habitantes mayor al del municipio en estudio (Población A) y con un desarrollo y clima similar.

2.1.2.5 Método demográfico

Cuando el tamaño de la población, las condiciones demográficas, el crecimiento de la población no continuo o las condiciones externas que generen períodos demográficos cambiantes en el tiempo requieran la utilización de métodos de cálculo de población diferentes a los presentados en la tabla B.2.1 del RAS, otros métodos podrán ser empleados bajo la aprobación de la persona prestadora del servicio y la opinión de expertos en estudios demográficos.

Para la estimación de la población, en los estudios de planeamiento de servicios para los niveles de complejidad del sistema medio alto y alto, se considera una buena práctica realizar estudios demográficos detallados conducidos por profesionales en la demografía. Métodos como el de los componentes demográficos, que analiza la variación en el tiempo de parámetros como la natalidad, la mortalidad, la emigración y la inmigración, son de gran utilidad y confiabilidad para obtener un sustento sólido a las proyecciones de población que permita una adecuada estimación de la demanda de los servicios. (Ministerio de Vivienda, RAS, Título B "Sistemas de Acueducto", 2000)

2.1.3 Población flotante y migratoria

Debe ajustarse la proyección de la población para tener en cuenta la población flotante, de acuerdo con los estudios socioeconómicos disponibles para la población. En el cálculo de la población por abastecer se deben considerar actividades turísticas, laborales, industriales y/o comerciales que representen población flotante. En el caso que existan posibilidades de migración hacia el municipio, ésta debe tenerse presente en los estudios de proyección de la población.

En el caso que no existan datos, el consultor debe proyectar la población utilizando alguna metodología especial establecida de común acuerdo con la entidad contratante. (Ministerio de Vivienda, RAS, Título B "Sistemas de Acueducto", 2000)

2.1.4 Periodo de diseño

Es el periodo de tiempo durante el cual la capacidad del sistema debe permitir satisfacer la demanda de la población. (Económico, 2000). La resolución 0330 de 2017, en su artículo 40 establece que para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopta como periodo de diseño 25 años, como se muestra en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 Periodo de diseño

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño máximo
Bajo, medio, medio alto y alto	25 años

Fuente: Resolución 0330 de 2017, Artículo 40

2.1.5 Dotación neta máxima

La dotación neta corresponde a la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto. (Económico, 2000)

La dotación neta debe determinarse haciendo uso de información histórica de los consumos de agua potable de los suscriptores, disponible por parte de la persona prestadora del servicio de acueducto o, en su defecto, recopilada en el Sistema Único de Información (SUI) de la Superintendencia de Servicios Públicos Domiciliarios (SSPD), siempre y cuando los datos sean consistentes. En todos los casos, se deberá utilizar un valor de dotación que no supere los máximos establecidos en la Tabla 2.4 (Ministerio de Vivienda, 2017)

Tabla 2.4 Dotación neta máxima por habitante según la altura sobre el nivel del mar de la zona atendida

Altura Promedio Sobre El Nivel del Mar de la Zona Atendida	Dotación Neta Máxima (L/hab*día)
>2000 m.s.n.m	120
1000-2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 0330 de 2017, artículo 43.

Para aquellos sistemas de acueducto donde los consumos del uso residencial representen más del 90% del consumo total de agua potable, el cálculo de agua se puede realizar teniendo en cuenta únicamente la dotación neta residencial sumándole a ésta un porcentaje que tenga en cuenta los otros usos en forma agrupada según los datos de consumo existentes. En caso contrario, el cálculo de la demanda de agua potable debe realizarse en forma desagregada para cada uno de los usos principales. (Ministerio de Vivienda, RAS, Título B "Sistemas de Acueducto", 2000)

2.1.6 Dotación bruta

La dotación bruta corresponde a la cantidad de agua requerida para satisfacer necesidades básicas de un habitante considerando las pérdidas presentes en el sistema.

La dotación bruta para el diseño de cada uno de los componentes que conforman un sistema de acueducto se debe calcular conforme a la siguiente ecuación:

$$D_{bruta} = \frac{D_{neta}}{(1 - \%P)} \quad (2.6)$$

Donde,

D_{bruta} : Dotación bruta (L³/hab*T)

D_{neta} : Dotación neta (L³/hab*T)

%P: Porcentaje de pérdidas técnicas máximas para diseño

El porcentaje de pérdidas técnicas máximas en la ecuación anterior engloba el total de pérdidas esperadas en todos los componentes del sistema (como conducciones, aducciones y redes), así como las necesidades de la planta de tratamiento de agua potable, y no debe superar el 25%. (Ministerio de Vivienda, 2017)

2.1.7 Caudales de diseño

Caudal estimado al final del periodo de diseño con el cual se diseñan los equipos, dispositivos y estructuras de un sistema determinado. La Resolución 0330 de 2017 establece en su artículo 47 los caudales de diseño de cada uno de los componentes del sistema de acueducto, según las variaciones diarias y horarias que pueden presentar, se establecen en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5 Caudales de diseño

Componente	Caudal de Diseño
Captación fuente superficial	Hasta 2 veces QMD
Captación fuente subterránea	QMD
Desarenador	QMD
Aducción	QMD
Conducción	QMD
Tanque	QMD
Red de Distribución	QMH

Fuente: Resolución 0330 de 2017

2.1.7.1 Caudal medio diario (Qmd)

Consumo medio durante veinticuatro horas, obtenido como el promedio de los consumos diarios en un período de un año.

$$Qmd = \frac{Población * D_{bruta}}{86400} \quad (2.7)$$

Dónde:

Qmd= Caudal medio diario (L³/T)

Población= Población proyectada al año de diseño (Habitante)
Dbruta = Dotación bruta (L³/hab*T)
86.400 es el número de segundos que tiene un día (T)

2.1.7.2 Caudal Máximo Diario (QMD)

Consumo máximo durante veinticuatro horas, observado en un período de un año, sin tener en cuenta las demandas contra incendio que se hayan presentado.

$$QMD = Qmd * K1 \quad (2.8)$$

Dónde:

QMD= Caudal Máximo Diario (L³/T)

Qmd= Caudal medio diario (L³/T)

K1= Coeficiente de consumo máximo diario (Adimensional)

2.1.7.3 Caudal máximo horario (QMH)

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

$$QMH = QMD * K2 \quad (2.9)$$

Dónde:

QMH= Caudal máximo horario (L³/T)

QMD= Caudal máximo diario (L³/T)

K2= Coeficiente de consumo máximo horario (Adimensional)

Los factores de mayoración K1 y K2 deben calcularse para cada caso con base en los registros históricos de macromedición. En condiciones excepcionales en las que dicha información no esté disponible, debe justificarse la selección de los valores empleados.

Para poblaciones menores o iguales de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K1 será superior a 1.3 ni el factor K2 superior a 1.6. Para poblaciones mayores de 12.500 habitantes, al periodo de diseño, en ningún caso el factor K1 será superior a 1.2 ni el factor K2 superior a 1.5 (Ministerio de Vivienda, 2017).

2.1.7.4 Caudales de incendio

El volumen de almacenamiento determinado para el tanque se debe incrementar para provisión de control de incendios estructurales en los siguientes porcentajes, de acuerdo con el nivel de riesgo establecido en los “Planes de gestión de riesgo y estrategia de respuesta” de la localidad respectiva, en el marco de la Ley 1523 de 2012. (Ministerio de Vivienda, Resolución 0330 de 2017, 2017)

Riesgo Alto: 25%

Riesgo Medio: 20%

Riesgo Bajo: 15%

2.2 Fuentes de abastecimiento

Las fuentes de agua constituyen el principal recurso en el suministro de agua en forma individual o colectiva para satisfacer sus necesidades de alimentación, higiene y aseo de las personas que integran una localidad. (Organización Panamericana de la Salud y Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, 2004)

2.2.1 Tipos de fuentes de abastecimiento

De acuerdo al origen de las fuentes de abastecimiento, se pueden clasificar en tres categorías: Agua de lluvia, Aguas superficiales y Aguas subterráneas, a continuación se expone el concepto más relevante para este proyecto.

- **Aguas superficiales:** Las aguas superficiales están constituidas por los arroyos, ríos, lagos, etc. que discurren naturalmente en la superficie terrestre. Estas fuentes no son tan deseables, especialmente si existen zonas habitadas o de pastoreo animal aguas arriba. Sin embargo, no existe otra fuente alternativa en la comunidad, siendo necesario para su utilización, contar con la información detallada y completa que permita visualizar su estado sanitario, caudales disponibles y calidad de agua. (Organización Panamericana de la Salud y Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, 2004)

2.2.2 Selección de la fuente

La ubicación, tipo, caudal y calidad del agua serán determinantes para la selección y diseño del tipo de sistema de abastecimiento de agua ha de construirse. Cabe señalar que es importante seleccionar una fuente adecuada es aquella capaz de cumplir con las recomendaciones de la OMS y los parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017, entre los que se destaca el estudio hidrológico que garantice que la fuente de agua tenga un caudal mínimo en época de estiaje igual o mayor al requerido por el proyecto, además de la misma sea capaz de no ponga en riesgo la salud de los consumidores.

2.3 Tipos de sistemas

De acuerdo a la ubicación y naturaleza de la fuente de abastecimiento, así como a la topografía del terreno, se consideran dos tipos de sistemas: Los de gravedad y los de bombeo. En los sistemas de agua potable por gravedad, la fuente debe estar ubicada en la parte alta de la población para que el agua fluya a través de tuberías, usando sólo la fuerza de la gravedad. En los sistemas de agua potable por bombeo, las fuentes de agua se encuentran en la parte baja de la población, por lo que necesariamente se requiere de un equipo de bombeo para elevar el agua hasta un reservorio y dar presión en la red. (Organización Panamericana de la Salud y Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, 2004)

2.4 Componentes del sistema de acueducto

En esta parte se incluye las definiciones, clasificación y criterios de diseño exigidos por la legislación vigente, para el diseño adecuado de los componentes un sistema de acueducto.

2.4.1 Bocatoma

Consiste en una estructura que capta el agua derivándola de su curso superficial, en esta se encuentran empotradas las rejas que permiten el paso del agua y retienen los sólidos flotantes. (OPS/CEPIS, 2004)

2.4.1.1 Ubicación de la bocatoma

Las obras de captación en los ríos deben proyectarse en las porciones rectas del río, o en la parte exterior de las curvas. El localizar las obras de captación o toma en la parte interior de las curvas tiene los siguientes inconvenientes, la mayor parte de los sólidos quedan depositados en la parte interior de las curvas, además el cauce se profundiza en el lado exterior de las curvas, cuando se presentan los niveles mínimos, se aleja el nivel del agua de la orilla interior, con el peligro de quedar en seco las obras de captación. (Garavito, 1968)

2.4.1.2 Tipos de bocatoma

La captación depende del tipo de fuente y el caudal de la misma, a continuación se indica los tipos más usuales. Según la Resolución 0330 de 2017, para la selección del tipo de captación de las aguas superficiales, se deberá efectuar un análisis justificativo del caso, así mismo su diseño deberá involucrar los cálculos propios de la hidráulica y las estructuras.

- **Bocatoma con muro transversal**

Se emplea en acueductos para pequeñas poblaciones y en quebradas en las cuales en las épocas de verano el espesor de la lámina de agua es muy pequeño, lo cual dificulta la derivación o toma de agua para el acueducto. La idea es formar aguas arriba un pequeño lago artificial o embalse, mediante la construcción de un muro transversal de una altura suficiente para obtener un espesor de lámina de agua mínima, suficiente para la derivación del caudal y provisto de compuerta de desagüe. (Garavito, 1968)

- **Bocatomas de fondo**

Se emplea para la captación de pequeñas cantidades de agua en quebradas en las cuales la lámina de agua en épocas de verano se reduce considerablemente. La idea del diseño de este tipo de bocatomas es la proyectar una estructura que se acomode lo más posible a la forma del lecho del río o quebrada, procurando que en las épocas de caudal mínimo la totalidad del caudal pase sobre la rejilla de derivación. El agua captada mediante la

rejilla localizada en el fondo del lecho del río, se conduce a una caja de donde sale la tubería hacia el Desarenador. (Garavito, 1968)

Según la Resolución 0330 de 2017, este tipo de captación se implementa en cursos navegables con márgenes muy extendidas.

- **Bocatomas laterales**

Este tipo de captación es apropiado para captar en ríos importantes, en general, es adecuado cuando la conducción se va a efectuar mediante una estación de bombeo, ya que la salida sería necesario proyectarla a un nivel bastante bajo, teniendo en cuenta los niveles mínimos del río.

Según la Resolución 0330 de 2017 este tipo de captación es empleada para ríos caudalosos, con reducidas variaciones de nivel a lo largo del periodo hidrológico, la estructura se debe ubicar en la orilla y a una altura conveniente sobre el fondo, teniendo en cuenta que el nivel de aguas mínimo en épocas de estiaje debe permitir captar el caudal de diseño.

- **Bocatoma mixta**

Combinación de toma lateral y toma sumergida, aplicable a fuente con inestabilidad y variaciones considerables de caudal y cambio de curso frecuente. (Ministerio de Vivienda, Resolución 0330 de 2017, 2017).

- **Bocatoma flotante con elevación mecánica**

Empleada cuando la fuente de agua presenta variaciones considerables de nivel y es de gran caudal y se hace inviable una captación por gravedad; los equipos de bombeo se deben implementar sobre una plataforma móvil, cuyo diseño deberá garantizar la flotabilidad, la estabilidad, la operación y el mantenimiento del sistema.

2.4.1.3 Requisitos para el diseño de estructuras de captación de agua superficial

Según la Resolución 0330 de 2017, para efectuar el diseño de las obras de elementos encargados de la captación de agua para el consumo humano deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Los diseños deben contemplar de manera integral el conocimiento de la hidrología, la geomorfología y la hidráulica de la fuente de captación y se debe evitar la modificación o alteración a los cursos de agua.
2. Las captaciones deben ubicarse en tramos rectos del cauce; de no ser posible, debe localizarse en la orilla externa de una curva, en una zona no susceptible de erosionarse.

3. El diseño deberá garantizar la altura de muros de protección y la estabilidad de las obras ante eventos de crecientes con periodos de retorno de 100 años; de igual forma se debe efectuar un estudio de riesgo ante deslizamientos, volcamientos, socavación y subpresión.
4. Las obras de captación localizadas en ríos navegables no se deberán planificar en sitios donde puedan interferir el movimiento de las embarcaciones.
5. Las obras deben localizarse en zonas con accesos fáciles que permitan las operaciones de reparación, limpieza y mantenimiento.
6. En los casos en que se requiera equipo de bombeo, se debe garantizar la disponibilidad de energía eléctrica, ya sea por el sistema interconectado o por otras alternativas de generación.
7. La zona de la bocatoma debe disponer de medios de protección y cercado para evitar la entrada de personas no autorizadas y/o animales.
8. Deben diseñarse los dispositivos de rejillas y cribado necesarios para evitar el ingreso de objetos gruesos, así como pantallas para limitar el ingreso de material flotante.
9. Las captaciones debe contar con los elementos de control necesarios para devolver los excesos de agua captados al cauce de la fuente
10. Los diseños que prevean la implementación de diques estabilizadores de nivel con vertederos deberán contemplar la estabilización del flujo aguas abajo mediante mecanismos de disipación de energía.

2.4.1.4 Ecuaciones para el diseño de la bocatoma de fondo

La captación de fondo se diseña considerando las ecuaciones básicas aplicadas a canales, a continuación se describe el procedimiento para diseñar este tipo de captaciones:

1. Caudal de entrada a la rejilla

Para determinar el caudal mínimo que pasará por la zona central de la rejilla, es necesario partir del caudal mínimo que abastece la fuente, dato obtenido a partir del estudio hidrológico detallado de la fuente de abastecimiento. La ecuación empleada se muestra a continuación:

$$Q_1 = \frac{Q_{\min}}{\left(\frac{W}{b}\right)} \quad (2.10)$$

Dónde:

Q_1 = Caudal de entrada a la rejilla (L^3/T)

Q_{\min} = Caudal mínimo de la fuente de abastecimiento (L^3/T)

W= Ancho total de la garganta del vertedero (L)
b= Ancho de la rejilla (L)

2. Caudal de captación o diseño

El caudal de diseño o caudal a captar depende de los parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017, expuestos en el numeral 2.1.7, por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_{dis} = 2 * QMD \quad (2.11)$$

Dónde:

Q_{dis} = Caudal de diseño o caudal de captación (L^3/T)
 QMD = Caudal Máximo Diario (L^3/T)

3. Caudal de salida

El caudal a la salida de la rejilla se obtiene al calcular la diferencia existente entre el caudal de entrada a la estructura y el caudal a captar, como se muestra a continuación:

$$Q_2 = Q_1 - Q_{dis} \quad (2.12)$$

Dónde:

Q_2 = Caudal de salida (L^3/T)
 Q_1 = Caudal de entrada a la rejilla (L^3/T)
 Q_{dis} = Caudal de diseño o caudal de captación (L^3/T)

4. Altura crítica

La altura crítica en el canal se puede determinar a partir de la ecuación del número de Froude (Fr). Este número es la relación de las fuerzas inerciales y gravitacionales (F_i/F_g) y se expresa mediante la ecuación (2.13).

$$Fr = \frac{V^2}{gD} \quad (2.13)$$

Dónde:

Fr= Número de Froude (Adimensional)
V= Velocidad de flujo (L/T)
D= Profundidad hidráulica (L)

Si recordamos que por continuidad $Q=V*A$ puede reemplazarse en la ecuación (2.13) y queda:

$$Fr = \frac{Q^2}{gD * A^2}$$

Reemplazando que $D=A/T$ la expresión queda:

$$Fr^2 = \frac{Q^2 T}{g * A^3} \quad (2.14)$$

Dónde:

Fr= Número de Froude (Adimensional)

Q= Caudal a transportar por el canal (L^3/T)

T= Ancho superficial (L)

g= Gravedad (L/T^2)

A=Área del canal (L^2)

Como el flujo crítico $Fr=1$ y $Fr^2=1^2=1$ y para el caso de los canales rectangulares el ancho en la superficie (T) es igual a la base del canal (b), por lo cual se reemplaza:

$$1^2 = \frac{Q^2 * b}{g * b^3 * yc^3}$$

$$1 = \frac{Q^2}{g * b^2 * yc^3}$$

Haciendo $q=Q/b$ y llamando a esta expresión caudal unitario, se obtiene:

$$q = \frac{Q}{b}$$

$$1 = \frac{q^2}{g * yc^3}$$

$$yc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.15)$$

Dónde:

Q1 = Caudal de entrada a la rejilla (L^3/T)

b = Ancho del canal (L)

Yc= Altura crítica (L)

q = Caudal unitario para canales rectangulares ($L^3/L*T$)

g = Gravedad (L/T^2)

5. Velocidad crítica

A partir de la altura crítica (Y_c) y el caudal de entrada (Q_1) es posible calcular la condición de velocidad crítica del canal, a continuación se muestra la ecuación:

$$V_c = \frac{Q_1}{Ac} = \frac{Q_1}{b * Y_c} \quad (2.16)$$

Dónde:

Q_1 = Caudal de entrada a la rejilla (L^3/T)

Ac = Área del canal (L^2)

b = Ancho del canal (L)

Y_c = Altura crítica (L)

6. Energía crítica o mínima

Es el punto donde hay menor energía, depende de la profundidad y velocidad crítica, la ecuación se presenta a continuación:

$$E_c = Y_c + \frac{V_c^2}{2g} \quad (2.17)$$

Dónde:

E_c = Energía crítica o mínima (L)

Y_c = Altura crítica (L)

V_c = Velocidad crítica (L/T)

g = Gravedad (L/T^2)

7. Energía específica al inicio de la rejilla

El cálculo de la energía en la entrada de la rejilla depende de la altura de la lámina de agua al inicio de la misma, la cual puede ser asumida como un valor cercano a la altura crítica.

$$E = Y_1 + \left(\frac{V^2}{2g} \right) = Y_1 + \left(\frac{Q_1^2}{2 * g * b^2 * Y_1} \right) \quad (2.18)$$

Dónde:

E = Energía específica al inicio de la rejilla (L)

Y_1 = Altura lámina de agua al inicio de la rejilla (L)
 V = Velocidad en la rejilla (L/T)
 g = Gravedad (L/T²)
 Q_1 = Caudal de entrada a la rejilla (L³/T)
 b = Ancho de la rejilla (L)

8. Altura del agua a la entrada de la rejilla

La altura de la lámina de agua antes de la rejilla depende de la energía específica y de la altura supuesta, la Tabla 2.6 permite relacionar la altura de la lámina de agua con la energía y la altura crítica.

Tabla 2.6 Valores de Y/Y_c vs Y/E en bocatomas sumergidas

Relación	Rango						
Y_1/Y_c	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	0.99
Y_1/E	0.47	0.50	0.53	0.56	0.60	0.63	0.66

Fuente: Acueductos teoría y diseño

A partir de las relaciones anteriores es posible calcular la altura de la lámina, mediante la siguiente ecuación:

$$Y_1 = Y_c * \left(\frac{Y_1}{Y_c} \right) \quad (2.19)$$

Dónde:

Y_1 = Altura lámina de agua al inicio de la rejilla (L)
 Y_c = Altura crítica en el canal (L)

9. Altura del agua a la salida de la rejilla (Y_2)

Para determinar la altura de la lámina de agua a la salida de la rejilla, es necesario despejar de la ecuación de cálculo de caudal para bocatomas sumergidas, la cual se presenta a continuación:

$$Q_2 = b * Y_2 * \sqrt{2g(E - Y_2)} \quad (2.20)$$

Dónde:

b = Ancho de la rejilla (L)
 Y_2 = Altura lámina de agua a la salida de la rejilla (L)
 g = Gravedad (L/T²)

E= Energía específica (L)

Se despeja la altura de la lámina de agua a la salida de la rejilla (Y2), para lo cual se implementa la herramienta Solver.

10. Coeficiente de descarga en la rejilla

Para determinar el coeficiente de descarga en la rejilla es importante definir el tipo de rejilla que se desea implementar en la estructura hidráulica, así como la inclinación que tendrá la misma, a partir de estos valores es posible determinar mediante la Tabla 2.7, dicho coeficiente.

Tabla 2.7 Valores del coeficiente de descarga © en rejillas (bocatoma sumergida)

Tipo de rejilla	Inclinación (φ)	Coeficiente ©
Barras paralelas	1:05	0.435
	Horizontal	0.497
Lámina perforada	1:05	0.75
	Horizontal	0.80

Fuente: Acueductos teoría y diseño

11. Número de barras

Para determinar el número de barras que contendrá la rejilla, es necesario que a criterio del diseñador se seleccione el diámetro de las barras y el espacio entre ellas, contando con los datos anteriores, se puede aplicar la siguiente ecuación:

$$n = \frac{(b - s)}{(\emptyset + s)} \quad (2.21)$$

Dónde:

n= Número de barras

b= Ancho de la rejilla (L)

∅= Diámetro de barras (L)

s= Espacio entre barras (L)

12. Comprobación ancho

La comprobación del ancho permite determinar la idoneidad del diámetro, espacio y número de barras, de acuerdo al ancho de la rejilla planteado inicialmente. Esta verificación se obtiene al aplicar la siguiente ecuación:

$$b = (n * \emptyset) + (s * (n + 1)) \quad (2.22)$$

Dónde:

b= Ancho de la rejilla (L)

n= Número de barras

Ø= Diámetro de barras (L)

s= Espacio entre barras (L)

13. Relación entre el área de abertura y el área total

La relación entre el área ocupada por cada abertura y el área total de la rejilla, permite determinar la longitud de la misma. Para obtener esta relación se aplica la siguiente ecuación:

$$e = \frac{((n + 1) * s)}{b} \quad (2.23)$$

Dónde:

e= Relación área abertura y área total (L)

n= Número de barras

s= Espacio entre barras (L)

b= Ancho de la rejilla (L)

14. Longitud de la rejilla

A partir de las alturas antes y después de la rejilla, la energía específica, el coeficiente de descarga y la relación entre ancho de las aberturas y ancho total de la rejilla, es posible calcular la longitud de la misma empleando la siguiente ecuación:

$$X = \frac{E}{eC} * \left(\frac{Y1}{E} \sqrt{1 - \frac{Y1}{E}} - \frac{Y2}{E} \sqrt{1 - \frac{Y2}{E}} \right) \quad (2.24)$$

Dónde:

X= Longitud de la rejilla (L)

E= Energía específica (L)

e= Relación área abertura y área total (L)

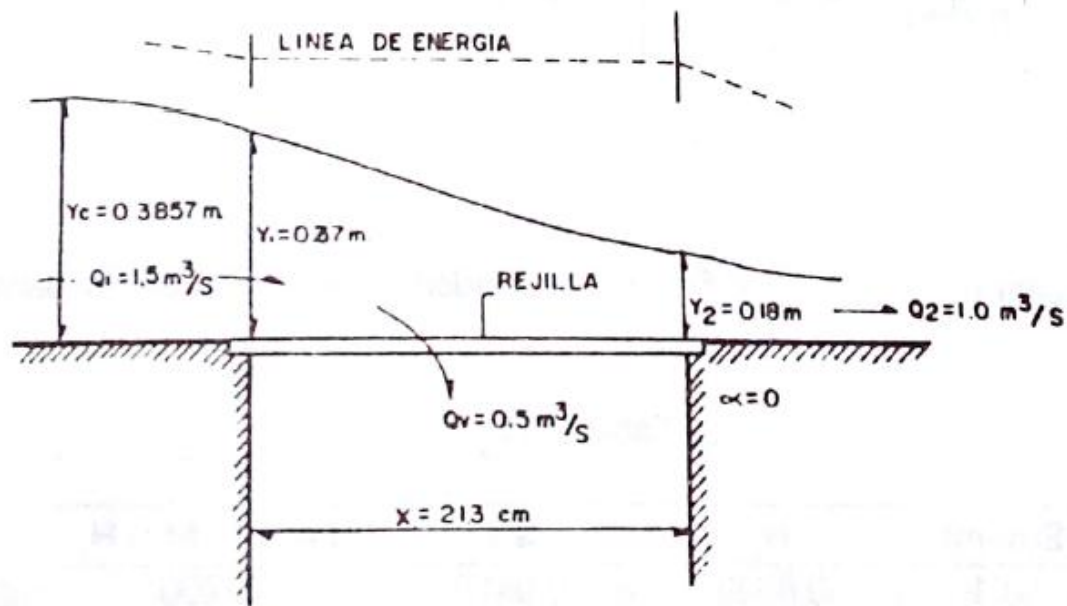
C= Coeficiente de descarga (Adimensional)

Y1= Altura lámina de agua al inicio de la rejilla (L)

Y2= Altura lámina de agua a la salida de la rejilla (L)

Con base en las ecuaciones anteriores, se puede visualizar el esquema de flujo sobre el vertedero y la rejilla, este esquema se pueden consultar en la Figura 2.1

Figura 2.1 Esquema de flujo sobre vertedero y rejilla



Fuente: Acueductos-Teoría y diseño

15. Diseño del canal recolector

El diseño del canal encargado de recoger el agua o sitio de descarga final se hace considerando el caudal de diseño de la estructura (Q_1), la geometría del canal, su ancho, longitud y pendiente, valores que serán asumidos por el diseñador para el cálculo inicial.

16. Profundidad, energía y velocidad crítica del canal recolector

Para determinar los variables críticas del canal recolector, se debe emplear las ecuaciones 2.15, 2.16 y 2.17, cambiando los datos de diseño planteados en el paso número 15.

17. Altura del agua al final del canal recolector

Partiendo de la altura crítica calculada para el canal recolector es posible determinar la altura de la lámina de agua al final del canal recolector, para esto se emplea la siguiente ecuación:

$$H_2 = 1.1 Y_c \quad (2.25)$$

Dónde:

H2= Altura lámina de agua al final del canal recolector (L)

Yc= Altura crítica (L)

18. Altura del agua al inicio del canal recolector

El cálculo de la altura del agua al inicio del canal, depende de varios factores entre los que se destacan la altura crítica, la pendiente del canal y la longitud del mismo. A continuación se presenta a ecuación a implementar para la obtención de la misma:

$$H1 = \sqrt{\frac{2Yc^3}{H2} + \left(H2 - \frac{L.S}{3}\right)^2} - \frac{2}{3} L.S \quad (2.26)$$

Dónde:

H1= Altura lámina de agua al inicio del canal recolector (L)

H2= Altura lámina de agua al final del canal recolector (L)

Yc= Altura crítica (L)

L= Longitud del canal (L)

S= Pendiente del canal (L)

Teniendo en cuenta que la variación en la pendiente asumida, implica alteraciones en el resultado obtenido, se recomienda obtener una tabla que permita visualizar los productos obtenidos con las pendientes evaluadas, el formato a usar se presenta en la Tabla 2.8

Tabla 2.8 Ejemplo de tabla de resultados según la pendiente adoptada

S (m/m)	H1	S.L	H=H1+SL-H2

Fuente: Acueductos Teoría y diseño

19. Velocidad al final del canal recolector

El diseño del canal recolector debe garantizar que la condición del flujo sea subcritico, por lo cual se debe realizar un chequeo en el que se compare la velocidad al final del canal con la velocidad crítica, esta condición se garantiza siempre que la velocidad crítica sea mayor que la velocidad al final del canal.

$$V2 = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{b * H2} \quad (2.27)$$

Dónde:

V_2 = Velocidad al final del canal recolector (L/T)

Q = Caudal de diseño o caudal de captación (L^3/T)

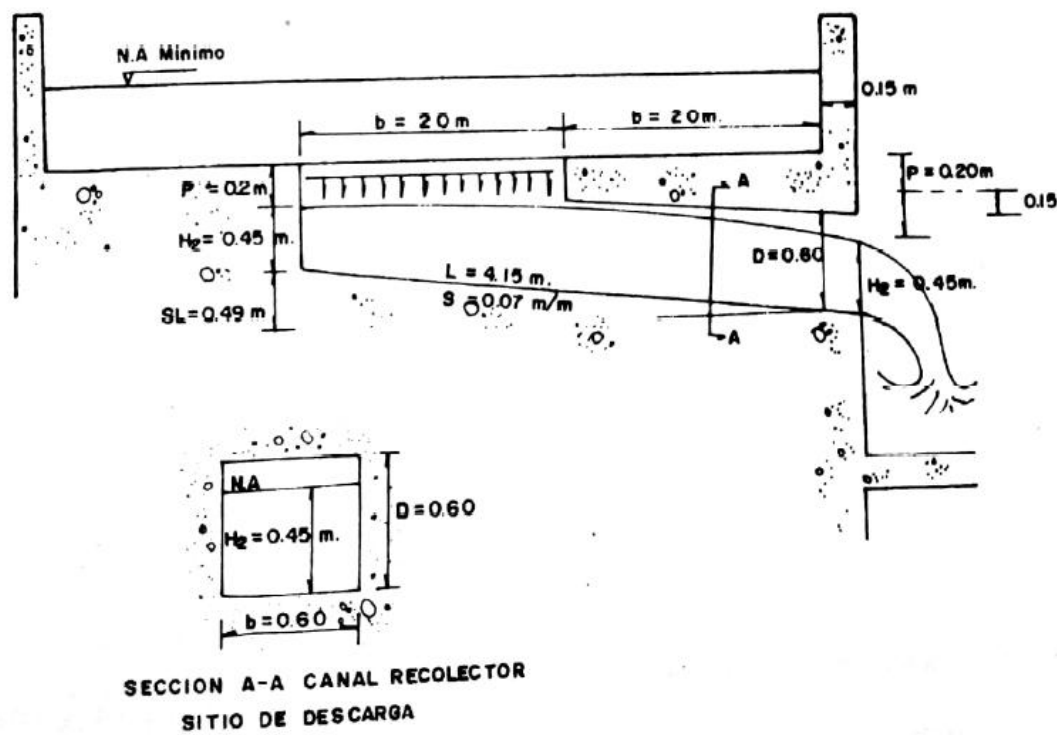
A = Área del canal recolector (L^2)

B = Ancho del canal recolector (L)

H_2 = Altura lámina de agua al final del canal recolector (L)

Con base en las ecuaciones anteriores, es posible conocer las dimensiones necesarias del mismo, el esquema del canal se presenta en la Figura 2.2

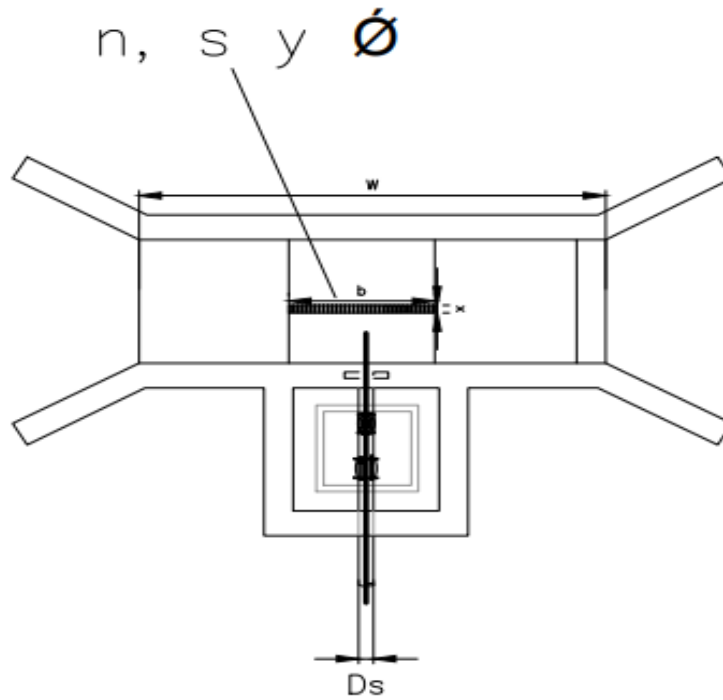
Figura 2.2 Esquema general dimensiones del canal recolector



Fuente: Acueductos-Teoría y diseño

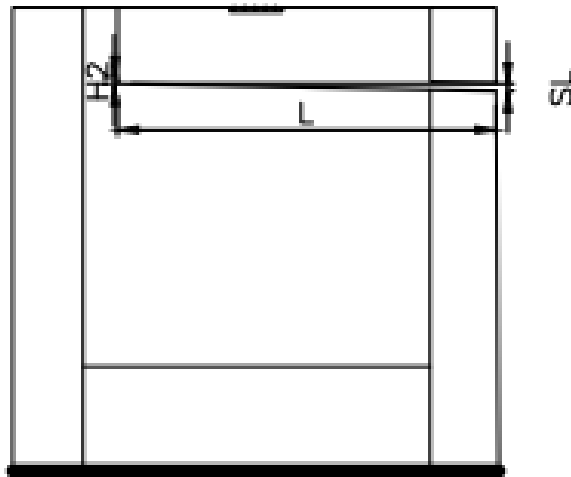
Tras finalizar los cálculos para el diseño de la bocatoma, se procede a expresar las dimensiones halladas mediante planos en planta (Ver Figura 2.3 y corte (Ver Figura 2.4)

Figura 2.3 Esquema en planta bocatoma fondo



Fuente: Hidrocon Ingeniería S.A

Figura 2.4 Esquema de corte canal recolector



Fuente: Hidrocon Ingeniería S.A

2.4.2 Aducciones y conducciones

Las líneas de aducción de acueducto son los conductos destinados a transportar por gravedad o por bombeo las aguas crudas desde los sitios de captación hasta las plantas

de tratamiento, prestando excepcionalmente servicio de suministro de agua cruda a lo largo de su longitud. (Ministerio de Vivienda, RAS, Título B "Sistemas de Acueducto", 2000)

Las líneas de conducción son aquellas destinadas al transporte de agua tratada desde la planta de tratamiento hasta los tanques de almacenamiento o hasta la red de distribución, generalmente sin entrega de agua en ruta. (Ministerio de Vivienda, RAS, Título B "Sistemas de Acueducto", 2000)

2.4.2.1 Requisitos de diseño para aducciones y conducciones

Según la Resolución 0330 de 2017, para efectuar el diseño de tuberías encargadas de la aducción y conducción del agua, deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Los sistemas de aducción y conducción deben contar con un cálculo hidráulico que contemple diferentes condiciones operativas o de expansión, tomando de referencia los planos topográficos y las alternativas de conducción propuestas por el diseñador
2. La elección del diámetro debe basarse en técnicas de optimización que hagan que el costo anual de la obra objeto sea mínimo. De todas formas, en la selección del diámetro, se deben analizar las presiones de trabajo, las velocidades de flujo, la longitud de la línea de aducción y/o conducción y la estabilidad geotécnica del corredor.
3. Se procurará que el trazado de la línea desde la captación hasta la red de distribución sea lo más corto posible, buscando vías o senderos públicos, evitando zonas de deslizamiento e inundaciones.
4. La velocidad mínima debe ser de 0.5 m/s, mientras que la velocidad máxima no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendados para el material del ducto y/o accesorios correspondientes.
5. La presión que debe soportar la tubería no debe exceder la presión de trabajo recomendada por el fabricante del ducto. La onda de sub-presión de trabajo no debe generar presiones manométricas inferiores a 10 mca.
6. El diseño debe contemplar sitios de salida para mediciones piezométricas y de caudal, deben localizarse al comienzo y al final de las líneas de conducción y/o aducción y en intervalos de máximo 1.500 m cuando la longitud de la tubería sea mayor a 2.000 m
7. Para proyectos rurales, será labor del diseñador proyectar líneas de aducción o conducción que garanticen presiones dinámicas en las viviendas superiores a 5 mca, generando una repartición de caudales uniforme mediante cámaras o estructuras distribuidoras que permitan la entrega de un mismo caudal domiciliar, independiente de la cota en la cual se encuentre la vivienda.

2.4.3 Desarenador

Tiene por objeto separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa, con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. El desarenado se refiere normalmente a la remoción de las partículas superiores a 0,2 mm. (OPS/CEPIS, Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores, 2005)

2.4.3.1 Requisitos mínimos de diseño para desarenadores.

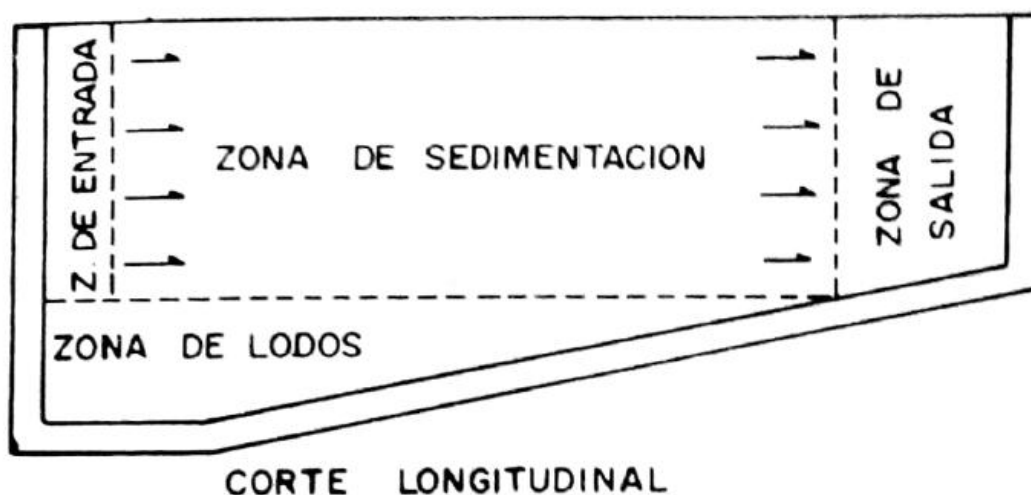
El componente destinado para la remoción de la arena que está en suspensión en el agua se ubicará lo más cerca posible al sitio de captación, se localizara la tubería de aducción en el eje longitudinal de la estructura, tendrá un dispositivo de rebose mediante un vertedero lateral, ubicado cerca a la entrada del Desarenador, no tendrá placa de cubierta sino cerramiento que evite el ingreso de personas no autorizadas o animales y cumplirá los siguientes requerimientos:

1. Para el diseño se requiere prever la eliminación de partículas con diámetro mínimo de 0.1mm, con una velocidad de asentamiento vertical calculada en función de la temperatura del agua y el peso específico de la partícula, deberá mantener una velocidad de asentamiento horizontal inferior a 0.25 m/s.
2. El peso específico de las partículas de arena por remover será de 2.65 g/cm³; La relación entre la velocidad horizontal y la velocidad de asentamiento vertical será inferior a veinte.
3. El tiempo de retención de las partículas muy finas no debe ser menor de 20 minutos.
4. Las estructuras deben contar con suficiente almacenamiento de arenas y contar con sistemas hidráulicos con pendientes superiores al 10% para obtener una eficiente evacuación del producto de desarenado.
5. La unidad debe tener un sistema de paso directo con la capacidad para operar el caudal de diseño cuando la estructura esté en limpieza; además deberá contar con los respectivos descoles a las fuentes receptores de los caudales de exceso y del producto de desarenado. (Ministerio de Vivienda, Resolución 0330 de 2017, 2017)

2.4.3.2 Diseño del desarenador

Para el diseño de la estructura encargada del proceso de desarenado, se tiene en cuenta la bibliografía principal al respecto, las recomendaciones de diseño planteadas por el RAS 2000 y los parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017. El desarenador está compuesto por cuatro zonas esenciales que permiten su funcionamiento: sedimentación, entrada, lodos y salida. A continuación se describe el procedimiento a seguir para el diseño de cada una de las zonas que conforman el sedimentador, las cuales pueden ser consultadas en la Figura 2.5.

Figura 2.5 Zonas del desarenador



Fuente: Acueductos-Teoría y diseño

Zona de sedimentación:

Es la zona en la que por las características de régimen de flujo permiten la remoción de los sólidos del agua, la teoría de funcionamiento de esta zona indica que el asentamiento tiene lugar exactamente como sucedería en un recipiente con fluido en reposo de la misma profundidad, adicionalmente indica que la velocidad horizontal del fluido en el desarenador está por debajo de la velocidad de arrastre de los lodos, por tanto, una vez que una partícula llegue al fondo permanece allí. (Corcho, 1993)

1. Caudal de diseño

De acuerdo a los caudales de diseño establecidos en la Resolución 0330 de 2017, los cuales se encuentran consignados en la Tabla 2.5, a partir del Caudal Máximo Diario (QMD) del periodo de diseño, se diseña la totalidad de zonas de la estructura.

2. Velocidad de sedimentación

La velocidad de sedimentación es el parámetro más importante para el diseño del desarenador, esta depende de la densidad y diámetro de la partícula a remover, así como la viscosidad del agua. Esta se calcula mediante ecuación B.4.3 Norma RAS 2000, la cual se muestra a continuación.

$$V_s = \frac{(p_s - p) * d^2 * g}{18 * \nu} \quad (2.28)$$

Dónde:

V_s = Velocidad de sedimentación (L/T)

P_s = Densidad de la partícula de arena (M/L³)

P = Densidad del agua (M/L³)

d = Diámetro de la partícula de arena (L)

g = Gravedad (L/T²)

ν = Viscosidad cinemática del agua (L²/T)

3. Velocidad de sedimentación teórico

Existen valores de velocidad de sedimentación teóricos, los cuales dependen del régimen del agua y el diámetro límite que se espera en el sedimentador, estos pueden ser consultados en la Tabla 2.9

Tabla 2.9 Relación entre diámetro de partículas y velocidad de sedimentación

Material	Ø Partícula Límite	Número de Reynolds	Velocidad Sedimentación	Régimen	Ley aplicada
Grava	1 cm	>10.000	≈100 cm/s	Turbulento	Newton
Arena gruesa y media	0.10 cm	≈1.000	10.0 cm/s	Transición	Allen
	0.08 cm	≈660	8.3 cm/s	Transición	
	0.05 cm	≈380	6.3 cm/s	Transición	
	0.05 cm	≈27	5.3 cm/s	Transición	
	0.04 cm	≈17	4.2 cm/s	Transición	
	0.03 cm	≈10	3.2 cm/s	Transición	
	0.02 cm	≈4	2.1 cm/s	Transición	
	0.015 cm	≈2	1.5 cm/s	Transición	
Arena fina	0.010 cm	≈0.8	0.8	Laminar	Stokes
	0.008 cm	≈0.5	0.6	Laminar	
	0.006 cm	≈0.24	0.4	Laminar	
	0.005 cm	<1.0	0.3	Laminar	
	0.004 cm	<1.0	0.2	Laminar	
	0.003 cm	<1.0	0.13	Laminar	
	0.002 cm	<1.0	0.06	Laminar	
	0.001 cm	<1.0	0.015	Laminar	

Fuente: Acueductos-Teoría y diseño

4. Velocidad de sedimentación para el diseño

Para obtener un valor de la velocidad de sedimentación más preciso, se procede a promediar el valor calculado con el teórico, este paso se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$Vsd = \frac{Vs + Vst}{2} \quad (2.29)$$

Dónde:

Vsd= Velocidad de sedimentación para el diseño (L/T)

Vs= Velocidad de sedimentación calculada (L/T)

Vst= Velocidad de sedimentación teórica (L/T)

5. Tiempo que demora la partícula en tocar el fondo

El tiempo que tarda una partícula en tocar el fondo del sedimentador depende de la velocidad de sedimentación y la altura del sedimentador, esta última se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$H = Vsd * t \quad (2.30)$$

Dónde:

H= Altura del desarenador (L)

Vsd= Velocidad de sedimentación para el diseño (L/T)

t= Tiempo que demora la partícula en tocar el fondo (T)

A partir de la ecuación 2.30 se puede despejar el tiempo que tarda la partícula en tocar el fondo, para estos se debe asumir una altura, la ecuación del tiempo se muestra a continuación:

$$t = \frac{H}{Vsd} \quad (2.31)$$

Dónde:

t= Tiempo que demora la partícula en tocar el fondo (T)

H= Altura del desarenador (L)

Vsd= Velocidad de sedimentación para el diseño (L/T)

6. Relación a/t

La relación adimensional (a/t), depende del estado de las pantallas deflectoras, así como el porcentaje de remoción que se pretende lograr, estos valores teóricos pueden ser consultados en la Tabla 2.10

Tabla 2.10 Valores de a/t

Condiciones	Remoción 50%	Remoción 75%	Remoción 87.5%
Máximo Teórico	0.500	0.750	0.875
Depósitos con muy buenos deflectores	0.730	1.520	2.370
Depósitos con buenos deflectores	0.760	1.660	2.750
Depósitos con deficientes deflectores o sin ellos	1.000	3.000	7.000

Fuente: Acueductos-Teoría y diseño

7. Tiempo de sedimentación acorde con el estado de las pantallas deflectoras

Posterior a la elección del porcentaje de remoción que se espera, así como el estado de los deflectores a instalar, es posible conocer la relación a/t y despejar de a , entendida como el tiempo que tardan las partículas en sedimentar acorde con el estado de las pantallas deflectoras, el despeje de la ecuación se presenta a continuación.

$$\frac{a}{t} = x \quad (2.32)$$

Dónde:

a/t = Relación adimensional obtenida de la Tabla 2.10 (Adimensional)

x = Valor asumido para la relación a/t , acorde con el porcentaje de remoción y estado de los deflectores (Adimensional)

De la anterior ecuación es posible despejar a , como se muestra a continuación:

$$a = x * t \quad (2.33)$$

Dónde:

a = Tiempo de sedimentación teórica acorde con el estado de las pantallas deflectoras (T)

x = Valor asumido para la relación a/t , acorde con el porcentaje de remoción y estado de los deflectores (Adimensional)

t = Tiempo que demora la partícula en tocar el fondo (T)

8. Volumen o capacidad del desarenador

El volumen del desarenador se determina por medio del tiempo de sedimentación (a) y del caudal de diseño de la unidad, con la siguiente ecuación:

$$V = Q * a \quad (2.34)$$

Dónde:

V = Volumen o capacidad del desarenador (L^3)

Q= Caudal de diseño (L³/T)

a= Tiempo de sedimentación teórica acorde con el estado de las pantallas deflectoras (T)

9. Área del desarenador

El área del desarenador se halla a partir del volumen de la estructura y la profundidad que recorre la partícula crítica, empleando la siguiente ecuación:

$$A = \frac{V}{H} \quad (2.35)$$

Dónde:

A= Área del desarenador (L²)

V= Volumen o capacidad del desarenador (L³)

H= profundidad que recorre la partícula crítica (L)

10. Área requerida

A partir del caudal de diseño y la velocidad de sedimentación de diseño, es posible calcular el área de sedimentación mínima que se requiere para el diseño del desarenador, por medio de la siguiente ecuación:

$$Ar = \frac{Q}{Vsd} \quad (2.36)$$

Dónde:

Ar= Área requerida (L²)

Q= Caudal de diseño (L³/T)

Vsd= Velocidad de sedimentación para el diseño (L/T)

Si el área calculada es mayor al área requerida, se asume el cumplimiento del diseño.

11. Ancho de la zona de sedimentación

La relación sugerida entre el ancho y el largo de la unidad, indica que el largo debe ser cuatro veces el ancho, a partir de esta relación es posible despejar el ancho de la ecuación del área, de la siguiente manera:

$$A = L * b \quad (2.37)$$

Dónde:

A= Área de la zona de sedimentación (L^2)

L= Longitud de la zona de sedimentador (L)

b= Ancho de la zona de sedimentación (L)

Reemplazando $L=4b$, se tiene:

$$A = 4b * b$$

Despejando el ancho, se obtiene:

$$b = \sqrt{\frac{A}{4}} \quad (2.38)$$

Para la ecuación 2.38 las variables fueran descritas anteriormente.

12. Longitud zona de sedimentación

Aplicando la relación mencionada en el paso 11 y considerando el ancho calculado con anterioridad, es posible hallar la longitud del sedimentador mediante la siguiente ecuación:

$$L = 4 * b \quad (2.39)$$

Dónde:

L= Largo de la zona de sedimentación (L)

b= Ancho de la zona de sedimentación (L)

13. Velocidad horizontal

La velocidad horizontal es la aceleración que tarda la partícula en recorrer la zona de sedimentación considerando la altura de la estructura, esta se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$v_h = \frac{Qd}{(b * H)} \quad (2.40)$$

Dónde:

Vh= Velocidad horizontal (L/T)

Qd= Caudal de diseño (L^3/T)

b= Ancho de la zona de sedimentación (L)

H= profundidad que recorre la partícula crítica (L)

14. Relación Vh/Vs

La relación entre la velocidad horizontal y de sedimentación, indica el adecuado dimensionamiento de la estructura, por lo tanto es un parámetro que indica el cumplimiento en el diseño, según lo exigido en la Resolución 0330 de 2017, esta relación debe ser menor a 20 y se calcula dividiendo las velocidades obtenidas.

Zona de entrada:

Es la cámara donde se disipa la energía del agua que llega con alguna velocidad de la captación. En esta zona se orientan las líneas de corriente mediante un dispositivo denominado pantalla deflectora, a fin de eliminar turbulencias en la zona de sedimentación. (Corcho, 1993)

Los cálculos de la zona de entrada al desarenador, consisten en diseñar la pantalla deflectora y para esto, es necesario que el diseñador asuma diversos parámetros, entre los que se resalta: Velocidad de paso a través de los orificios, ancho de la pantalla, longitud de la pantalla, altura y borde libre de la canaleta y diámetro de los orificios; a partir de estos parámetros es posible calcular otros factores esenciales en el diseño de la pantalla, el procedimiento a seguir se expone a continuación:

1. Altura total de la canaleta

Es el valor resultante de la suma entre la altura y el borde libre propuestos para la canaleta. Se puede calcular mediante la próxima ecuación:

$$HT = HC + BL \quad (2.41)$$

Dónde:

HT= Altura total de la canaleta (L)

HC= Altura propuesta para la canaleta (L)

BL= Borde libre propuesto para la canaleta (L)

2. Área efectiva de orificios

Considerando que la pantalla cuenta con una geometría rectangular, su área se calcula como se muestra enseguida

$$Ae = \frac{Qd}{V} \quad (2.42)$$

Dónde:

Ae= Área efectiva de los orificios (L²)

Qd= Caudal de diseño (L³/T)

V= Velocidad de paso a través de los orificios (L/T)

3. Área de cada orificio

A partir del diámetro sugerido por el diseñador para los orificios, es posible calcular el área de los mismos, empleando la siguiente ecuación:

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4} \quad (2.43)$$

Dónde:

Ao= Área de cada orificio (L²)

D= Diámetro de cada orificio (L)

4. Número de orificios

El número de orificios con los que contará la pantalla deflectora se calculan mediante la ecuación posterior:

$$N = \frac{A_e}{A_o} \quad (2.44)$$

Dónde:

N= Número de orificios

Ae= Área efectiva de los orificios (L²)

Ao= Área de cada orificio (L²)

5. Espaciamiento de orificios

El espacio entre orificios depende de la longitud de la pantalla y del número de orificios calculados. A partir de estos valores, es posible calcular el espaciamiento, usando la siguiente ecuación:

$$e = \frac{(L_p - 0.40)}{\left(\frac{N}{3}\right)} \quad (2.45)$$

Dónde:

e= Espaciamiento de orificios (L)

Lp=Longitud de la pantalla deflectora (L)

N= Número de orificios

Zona de lodos

Es la zona del sedimentador encargada de recibir y almacenar los lodos sedimentados, para el diseño de la zona de lodos es necesario asumir la altura de lodos con la que contará la estructura, de igual manera se debe asumir la pendiente de entrada y salida acorde con lo exigido por la normatividad vigente. El proceso para el diseño se presenta a continuación:

1. Distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada al desarenador

De acuerdo a las recomendaciones de diseño expuestas en el libro Acueductos Teoría y diseño, se sugiere que esta distancia sea la tercera parte del largo de la zona de sedimentación, de esta manera se utiliza la siguiente ecuación:

$$x = \frac{L}{3} \quad (2.46)$$

Dónde:

x= Distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada al desarenador (L)

L= Largo zona de sedimentación (L)

2. Volumen de la tolva

De acuerdo a las recomendaciones de diseño expuestas en el libro Acueductos Teoría y diseño, el volumen de la tolva de lodos debe ser el 20% del volumen de la zona de sedimentación. Por lo anterior, se emplea la ecuación mostrada a continuación:

$$V_t = V * 20\% \quad (2.47)$$

Dónde:

V_t= Volumen tolva de lodos (L³)

V= Volumen o capacidad del desarenador (L³)

3. Distancia de entrada

La longitud o distancia de entrada depende de la distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada al desarenador, así como la pendiente planteada para el mismo. A partir de estos valores es posible hallar la distancia de entrada empleando la siguiente ecuación:

$$D_e = x * P_e \quad (2.48)$$

Dónde:

De= Distancia de entrada (L)

x= Distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada al desarenador (L)

Pe= Pendiente de entrada

4. Distancia de salida

La distancia de salida de la tolva de lodos es el resultado de la diferencia entre la longitud de la zona de sedimentación y la distancia de entrada, está también se ve afectada por la pendiente asumida para la misma, para hallar esta se usa la ecuación que se muestra a continuación:

$$Ds = (L - X) * Ps \quad (2.49)$$

Dónde:

Ds= Distancia de salida (L)

L= Largo zona de sedimentación (L)

x= Distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada al desarenador (L)

Ps= Pendiente de salida

5. Carga superficial

La carga superficial es la velocidad crítica de sedimentación, esta puede obtenerse experimentalmente realizando ensayos de sedimentación o puede ser calculada a partir de la relación entre el caudal y el área, como se muestra a continuación:

$$CS = \frac{(Qd * 86.400)}{A} \quad (2.50)$$

Dónde:

CS=Carga Superficial (L³/L²/T)

Qd= Caudal de diseño (L³/T)

A= Área del desarenador (L²)

Zona de salida

Es la zona encargada de recoger el agua clarificada desde un vertedero de salida, el cual es el parámetro más importante de diseño para esta zona, el procedimiento a seguir se expone a continuación:

1. Longitud de la canaleta de salida

Se emplea una longitud igual al ancho del desarenador y el largo de la pantalla deflectora de la zona de entrada.

2. Velocidad máxima del agua en la canaleta de salida

Se asume la misma velocidad de paso a través de los orificios, establecida en la zona de entrada del desarenador

3. Altura de la lámina de agua sobre la cresta

Para determinar la altura de la lámina de agua sobre la cresta se emplea la ecuación de Francis para vertederos rectangulares, la ecuación a emplear se presenta enseguida:

$$h = \left(\frac{Qd}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (2.51)$$

Dónde:

h= Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero de salida (L)

Qd= Caudal de diseño (L³/T)

L= Longitud de la canaleta de salida (L)

4. Área de la canaleta de salida

Por medio de la ecuación de continuidad es posible despejar para hallar el área, como se muestra con la siguiente ecuación:

$$Ac = \frac{Qd}{Vs} \quad (2.52)$$

Dónde:

Ac=Área de la canaleta de salida (L²)

Qd= Caudal de diseño (L³/T)

Vs= Velocidad máxima del agua en la canaleta de salida (L/T)

5. Ancho de la canaleta de salida

Según Corcho en su libro Acueductos Teoría y diseño, el ancho de la canaleta debe ser 1.5 veces la altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero de salida, por lo cual se plantea el uso de la siguiente ecuación:

$$bc = 1.5 * h \quad (2.53)$$

Dónde:

bc= Ancho de la canaleta de salida (L)

h= Altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero de salida (L)

6. Altura del vertedero de salida

La altura del vertedero se calcula como la relación existente entre el área y el ancho de la canaleta de salida, como se indica a continuación:

$$hv = \frac{Ac}{bc} \quad (2.54)$$

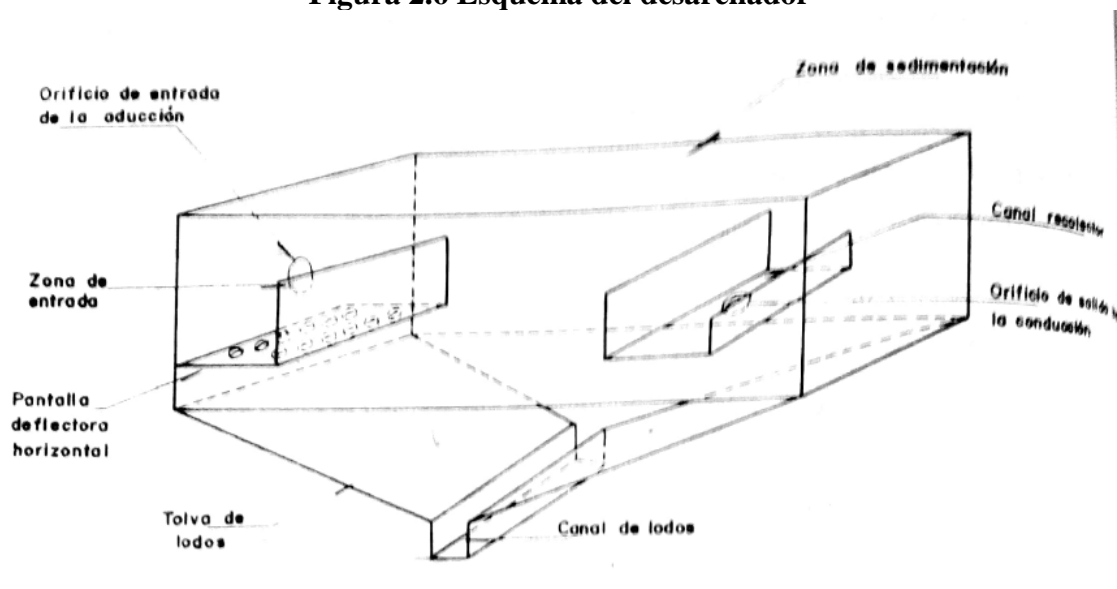
Dónde:

Ac=Área de la canaleta de salida (L²)

bc= Ancho de la canaleta de salida (L)

El esquema general de las zonas de sedimentación puede ser consultado en la Figura 2.6.

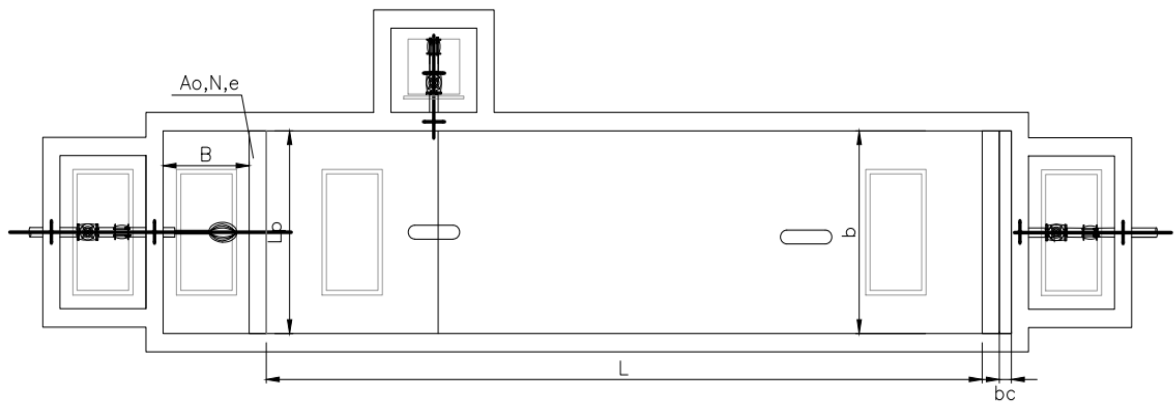
Figura 2.6 Esquema del desarenador



Fuente: Acueductos-Teoría y diseño

Tras terminar el diseño de las zonas que conforman el desarenador se debe representar las variables calculadas para la estructura mediante planos en planta (Ver Figura 2.7 y en corte (Ver Figura 2.8

Figura 2.7 Esquema en planta del desarenador

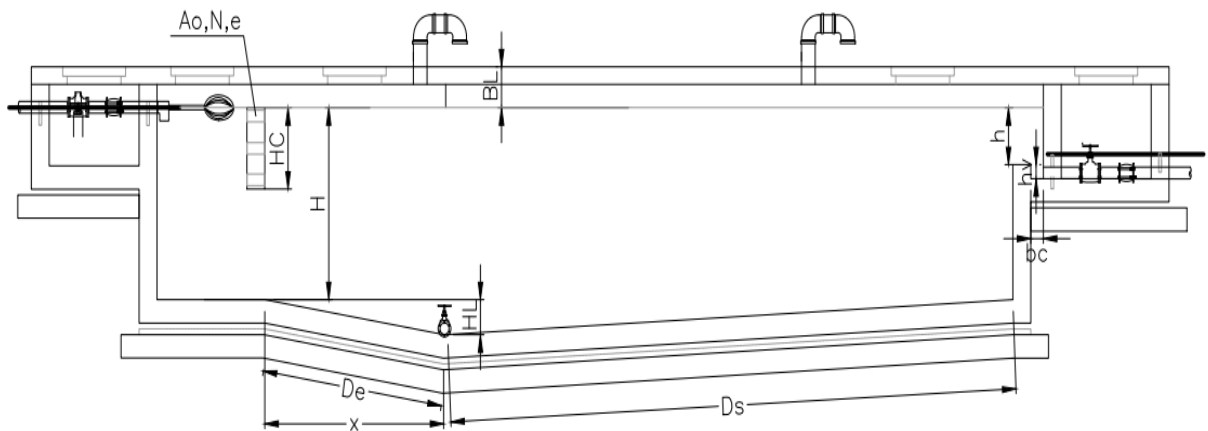


PLANTA DESARENADOR

ESCALA 1:50

Fuente: Autor

Figura 2.8 Esquema en corte del desarenador



CORTE A-A DESARENADOR

ESCALA 1:50

Fuente: Autor

2.4.4 Tanque de almacenamiento

Son estructuras de almacenamiento de agua que desempeñan un rol importante en los sistemas de distribución de agua, tanto desde el punto de vista económico, así como del funcionamiento hidráulico del sistema y del mantenimiento de un servicio eficiente. Los reservorios elevados en las zonas rurales cumplen dos propósitos fundamentales, compensar las variaciones de los consumos que se producen durante el día y mantener las presiones de servicio en la red de distribución. (OPS/CEPIS, Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable, 2005)

2.4.4.1 Ubicación del tanque

La ubicación y nivel del reservorio de almacenamiento deben ser fijados para garantizar que las presiones dinámicas en la red de distribución se encuentren dentro de los límites de servicio.

La presión dinámica en la red debe estar referida al nivel de agua mínimo del reservorio, mientras que la presión estática al nivel de agua máximo. Por razones económicas, sería recomendable ubicar el reservorio próximo a la fuente de abastecimiento o de la planta de tratamiento y dentro o en la cercanía de la zona de mayores consumos. El área para el emplazamiento del reservorio no debe situarse en lugares que constituyan escurrimiento natural de aguas de lluvia. (OPS/CEPIS, Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable, 2005)

2.4.4.2 Requisitos mínimos para el diseño de tanques

Durante la ejecución de los diseños de todos los tanques de almacenamiento deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

El volumen útil del tanque de almacenamiento debe ser la mayor cantidad obtenida entre la capacidad de regulación y la capacidad de almacenamiento.

La capacidad de almacenamiento debe ser igual a 1/3 del volumen distribuido a la zona que va a ser abastecida en el día de máximo consumo. La capacidad de regulación se debe estimar a partir de los patrones de consumo de cada zona abastecida, mediante el empleo de métodos gráficos o analíticos.

El volumen de almacenamiento determinado se debe incrementar para provisión de control de incendios estructurales en los siguientes porcentajes: 25% riesgo alto, 20% riesgo medio, 15% riesgo bajo.

Los tanques deben funcionar hidráulicamente con esquema de mezcla tipo FIFO (Primeros en entrar primero en salir)

La tubería de salida debe ubicarse de manera que los niveles mínimos de operación, no se generen vórtices, ni entrada de aire a la red, ni se permita la resuspensión de sedimentos.

Los tanques deben contar con sistemas de renovación de aire. Los elementos de ventilación deben contar con sistemas que impidan la entrada de sustancias contaminantes o vectores.

El cálculo del borde libre debe tener como mínimo 0.3 m.

2.4.4.3 Diseño del tanque de almacenamiento

EL diseño del tanque de almacenamiento se hace considerando la bibliografía principal al respecto, así como los parámetros de diseño establecidos en la Resolución 0330 de 2017. El procedimiento a seguir para el diseño de esta estructura se expone a continuación:

1. Caudal de diseño

El caudal de diseño del tanque de almacenamiento de un sistema de acueducto es el Caudal Máximo Diario (QMD), de acuerdo a lo establecido en la Resolución 0330 de 2017, la cual puede consultarse en la Tabla 2.5.

2. Tiempo de abastecimiento

El diseño del tanque de almacenamiento se realiza considerando un día de abastecimiento

3. Volumen máximo diario

Es el volumen que tendrá la estructura para el tiempo de abastecimiento planteado, este se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$VMD = Qd * t \quad (2.55)$$

Dónde:

VMD= Volumen Máximo Diario (L^3)
Qd= Caudal de diseño (L^3/T)
t= Tiempo de abastecimiento (T)

4. Volumen de almacenamiento

De acuerdo a lo establecido por la Resolución 0330 de 2017, el volumen o capacidad de almacenamiento con que debe contar el tanque corresponde a 1/3 del volumen máximo diario, por lo anterior la ecuación a emplear es la siguiente:

$$V = VMD * \frac{1}{3} \quad (2.56)$$

Dónde:

V= Volumen de almacenamiento (L^3)
VMD= Volumen Máximo Diario (L^3)

5. Volumen sistema contra incendios

De acuerdo a lo expuesto en el numeral 2.1.7.4, se debe considerar un porcentaje adicional acorde con el riesgo que presente el municipio ante un evento de incendio, la ecuación para hallar este volumen se presenta a continuación:

$$VSCI = V * \% \text{Acorde al riesgo} \quad (2.57)$$

Dónde:

VSCI= Volumen del Sistema Contra Incendios (L^3)
V= Volumen de almacenamiento (L^3)
% Acorde al riesgo de eventual incendio

6. Volumen de almacenamiento total

El volumen total de almacenamiento es el resultado de la sumatoria entre el volumen del sistema contra incendios y de almacenamiento, se puede hallar mediante la siguiente ecuación:

$$VT = V + VSCI \quad (2.58)$$

Dónde:

VT= Volumen de almacenamiento total (L^3)
V= Volumen de almacenamiento (L^3)
VSCI= Volumen del Sistema Contra Incendios (L^3)

7. Volumen de regulación

El volumen de regulación depende de los patrones de consumo con los que cuente el municipio o área de estudio, en los casos en los que no existe micromedición o certeza sobre el consumo, es necesario adoptar un patrón de consumo.

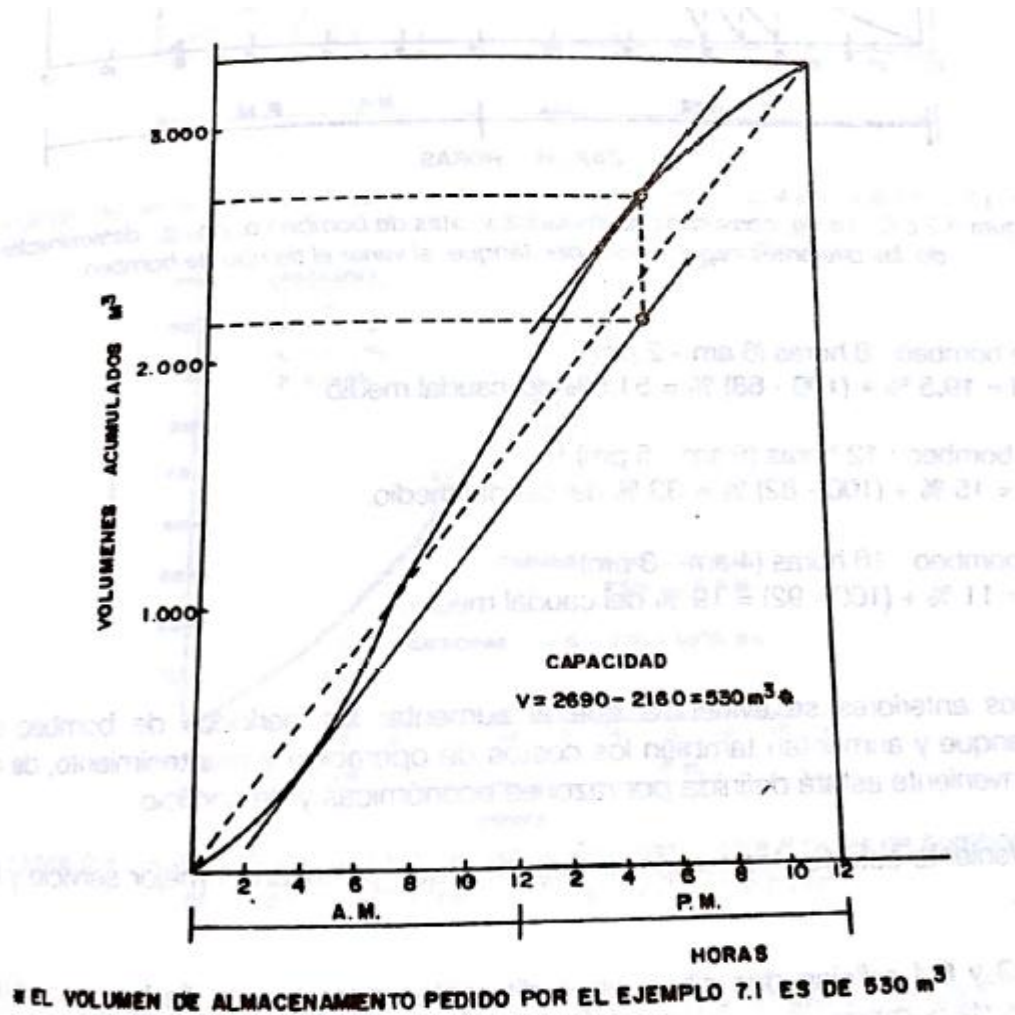
Cuando el tanque es suplido por gravedad, la capacidad se determina de la siguiente manera:

- Se escoge la curva de variaciones horarias para un día típico, la cual se prepara de los registros de consumo de hora por hora del día típico escogido.

- Se traza la curva de consumos acumulados construida con base en la curva del paso 1.
- Se traza la recta OA, cuya pendiente representa el promedio de los consumos (Q_m) y las tangentes trazadas a la curva de consumos acumulados, paralelas a OA, representan las horas coincidentes con el consumo medio, observándose por lo tanto, para el resto del día, las horas de mayor o menor consumo respecto al gasto medio. Esta situación hace que el tanque reciba estas variaciones y las consense mediante un continuo ascenso y descenso del nivel de aguas, dando como resultado la determinación de una capacidad de almacenamiento necesaria para que tales fluctuaciones se satisfagan. (Corcho, 1993)

El método gráfico para establecer el volumen de regulación del tanque puede ser consultado en la Figura 2.9 la cual posee la curva de consumos acumulados obtenida a partir de las variaciones horarias.

Figura 2.9 Curva de consumos acumulados



Fuente: Acueductos Teoría y Diseño

A partir de esta información sobre las variaciones horarias en el consumo, se procede a emplear métodos gráficos para determinar este volumen de regulación. La Tabla 2.11 muestra las variables a tener en cuenta para hallar el volumen de regulación.

Tabla 2.11 Ejemplo Volumen Acumulado para cada hora

Hora	% Consumo horario	Factor	QMH	Volumen	Volumen acumulado

Fuente: Autor

Para hallar el porcentaje de consumo horario, el diseñador debe partir de los registros de consumo, para estimar la hora del día en la que se presenta mayor consumo, en caso de no existir datos de consumo, el diseñador asume un porcentaje para cada hora acorde con el comportamiento de consumo que presentan los pobladores de la zona de estudio. A partir del porcentaje asumido es posible calcular el factor de consumo horario, en la hora de máximo consumo este factor es la relación entre el Caudal Máximo Diario (QMD) y el Caudal Máximo Horario (QMH) del periodo de diseño, mientras que para las horas restantes se calcula por empleando reglas de tres simples.

Para calcular el factor de consumo horario en la hora de máxima demanda, se utiliza la siguiente ecuación:

$$FHM = \frac{QMH}{QMD} \quad (2.59)$$

Dónde:

FMH= Factor en la hora de máximo consumo (Adimensional)

QMH= Caudal Máximo Horario del periodo de diseño (L³/T)

QMD= Caudal Máximo Diario del periodo de diseño (L³/T)

El factor de consumo para las horas restantes se calcula por medio de reglas de tres.

La columna QMH de la Tabla 2.11 se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$QMH = QMD * F \quad (2.60)$$

Dónde:

QMH= Caudal Máximo Horario para cada hora del día (L³/T)

QMD= Caudal Máximo Diario del periodo de diseño (L³/T)

F= Factor de consumo para cada hora del día (Adimensional)

El volumen del tanque de almacenamiento corresponde al QMH calculado para cada hora, en algunos casos se requiere de factores unitarios para obtener las unidades deseadas. La columna de volumen acumulado es el resultado de la sumatoria del volumen acumulado para cada hora con el volumen de la siguiente hora.

Teniendo la anterior tabla es posible elaborar la curva de consumos acumulados, en la que gráficamente se visualiza la capacidad de regulación con la que debe contar el tanque de almacenamiento (Ver Figura 2.9

8. Volumen de diseño

De acuerdo a los parámetros de diseño exigidos por la Resolución 0330 de 2017, el volumen total del tanque de almacenamiento a elegir es el mayor entre la capacidad de almacenamiento y regulación calculada.

9. Longitud y Ancho del tanque

De acuerdo al área disponible el diseñador debe proponer el largo y ancho que tendrá el tanque de almacenamiento.

10. Área del tanque de almacenamiento

El área del tanque de almacenamiento se calcula a partir de los valores asumidos para el largo y ancho del desarenador, esta se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$AT = b * L \quad (2.61)$$

Dónde:

AT= Área del tanque de almacenamiento (L²)

b= Ancho del tanque de almacenamiento (L)

L= Largo del tanque de almacenamiento (L)

11. Altura del tanque de almacenamiento

A partir del volumen de diseño y el área del tanque de almacenamiento, es posible conocer la altura que debe tener el mismo, para esto se emplea la ecuación que se presenta a continuación:

$$H = \frac{VD}{AT} \quad (2.62)$$

Dónde:

H= Altura del tanque de almacenamiento (L)

VD= Volumen de diseño del tanque de almacenamiento (L³)

AT= Área del tanque de almacenamiento (L²)

12. Altura total del tanque de almacenamiento

De acuerdo a los parámetros de diseño exigidos por la Resolución 0330 de 2017, se debe adicionar mínimo 0.30 m como borde libre, por lo cual la altura total del tanque se obtienen con la siguiente ecuación:

$$HT = H + BL \quad (2.63)$$

Dónde:

HT= Altura total del tanque de almacenamiento (L)

H= Altura del tanque de almacenamiento (L)

BL= Borde libre del tanque de almacenamiento (L)

13. Área del desagüe

El área de desagüe del tanque de almacenamiento puede ser calculado a partir de la ecuación de tiempo de vaciado del tanque de almacenamiento, por lo cual es necesario que el diseñador plantee un tiempo de vaciado inferior a 8 horas (Valor recomendado en el RAS 2000). La ecuación para hallar el tiempo de vaciado del tanque se muestra a continuación:

$$T = \frac{2 * AT * \sqrt{H}}{m * a * \sqrt{2g}} \quad (2.64)$$

Dónde:

T= Tiempo de vaciado del tanque de almacenamiento (T)

AT= Área del tanque de almacenamiento (L²)

H= Altura del tanque de almacenamiento o carga hidráulica sobre el desagüe (L)

m= Coeficiente de contracción del desagüe (Adimensional)

a= Área del desagüe (L²)

g= Gravedad (L/T²)

A partir del tiempo de vaciado planteado por el diseñador es posible despejar la ecuación teniendo como única incógnita el área de desagüe, el despeje de la ecuación 2.62 se muestra a continuación:

$$a = \frac{2 * AT * \sqrt{H}}{m * T * \sqrt{2g}} \quad (2.65)$$

Donde las variables fueron anteriormente descritas.

14. Radio de la tubería de desagüe

A partir del área del desagüe es posible despejar el radio de la tubería, la ecuación a aplicar se muestra a continuación:

$$a = \pi * r^2 \quad (2.66)$$

Dónde:

a= Área del desagüe (L²)

r= Radio de la tubería de desagüe (L)

Como ya se conoce el área del desagüe y se busca conocer el radio de la tubería a instalar, se despeja la ecuación 2.64 como se muestra enseguida:

$$r = \sqrt{\frac{a}{\pi}} \quad (2.67)$$

Donde las variables fueron anteriormente descritas.

15. Diámetro de la tubería de desagüe

El diámetro de la tubería de desagüe se obtiene tras duplicar el radio obtenido en el paso anterior, la ecuación a emplear se aprecia a continuación:

$$\phi = 2 * r \quad (2.68)$$

Dónde:

ϕ= Diámetro de la tubería de desagüe (L)

r= Radio de la tubería de desagüe (L)

16. Velocidad de vaciado

La velocidad de vaciado del tanque depende del tiempo de vaciado propuesto por el diseñador, así como la profundidad calculada para el mismo, la ecuación a emplear se muestra enseguida:

$$V = \frac{H}{T} \quad (2.69)$$

Dónde:

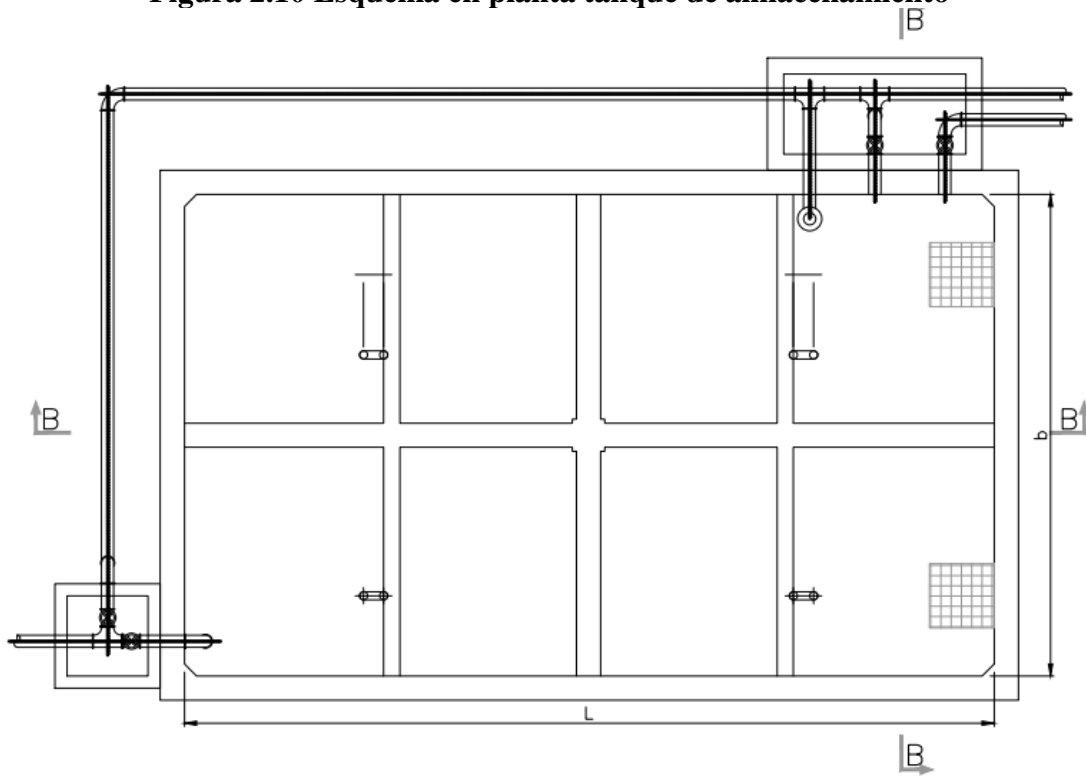
- V= Velocidad de vaciado del tanque (L/T)
- H= Altura del tanque de almacenamiento (L)
- T= Tiempo de vaciado del tanque (T)

17. Diámetro de entrada y salida del tanque

Depende del diseño de la red de distribución, de acuerdo a la posición que tendrá el tanque dentro de la misma, es posible determinar el diámetro de las tuberías de ingreso y salida de la estructura.

Tras finalizar los cálculos necesarios para el dimensionamiento del tanque de almacenamiento, es necesario representar las variables halladas mediante planos en planta (Ver Figura 2.10 y perfil (Ver Figura 2.11))

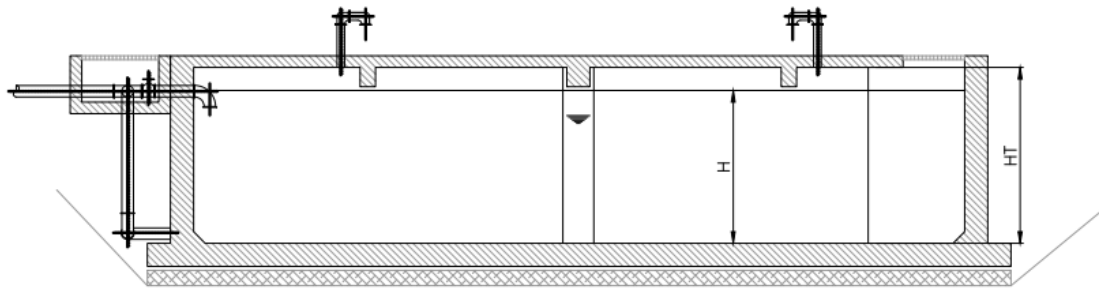
Figura 2.10 Esquema en planta tanque de almacenamiento



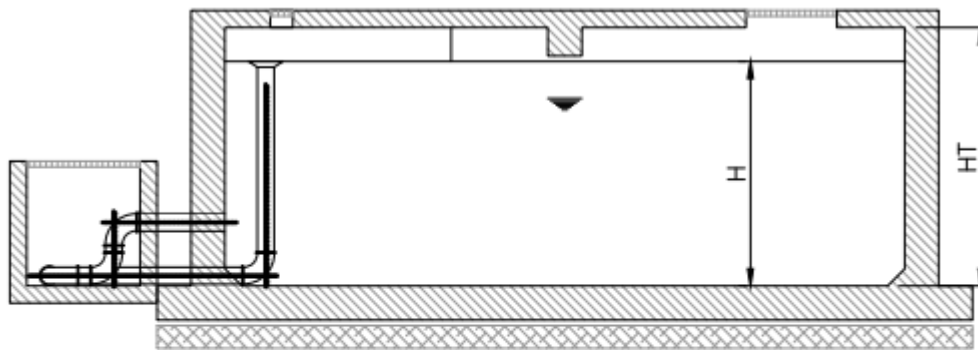
TANQUE DE ALMACENAMIENTO
PLANTA
ESCALA 1:50

Fuente: Hidrocon Ingeniería S.A

Figura 2.11 Esquema en corte tanque de almacenamiento



TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CORTE A-A
ESCALA 1:50



TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CORTE B-B
ESCALA 1:50

Fuente: Hidrocon Ingeniería S.A

2.4.5 Red de distribución

La red de distribución está considerada por todo el sistema de tuberías desde el tanque de distribución hasta aquellas líneas de las cuales parten la toma o conexiones domiciliarias. (OPS/CEPIS, Guía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua, 2005)

2.4.5.1 Tipos de redes de distribución

Las redes se clasificarán, de acuerdo con sus configuraciones básicas, en los tres tipos siguientes:

- **Redes abiertas**

Redes de tubos madres o líneas expresas en sistemas de acueductos, Se caracterizan por no tener ningún “circuito cerrado en el sistema. Un sistema de tuberías que une una batería de pozos de agua con un tanque de abastecimiento, o una planta de tratamiento, o el sistema conformado por la tubería principal y las tuberías secundarias en un sistema de riego localizado de alta frecuencia, son ejemplo de sistemas de tuberías descritas como redes abiertas.

- **Redes cerradas**

Conocidas también como sistemas con circuitos cerrados o ciclos. Su característica primordial es tener algún circuito cerrado (*loop*, en inglés) en el sistema. El objetivo es tener un sistema redundante de tuberías: cualquier zona dentro del área cubierta por el sistema puede Ser alcanzada simultáneamente por más de una tubería, aumentando así la confiabilidad del abastecimiento. Es este el tipo de red que conforma el sistema de suministro de agua potable dentro del esquema de acueducto de una ciudad.

- **Redes de riegos**

Este tipo de redes se utiliza en los sistemas de riego a presión, en particular en los de riego localizado de alta frecuencia. Al igual que en las redes abiertas, las de riegos tampoco tienen circuitos cerrados, pero a diferencia de aquéllas, las tuberías se bifurcan constantemente para cubrir todo el terreno que debe irrigarse. La figura 6.3 muestra un esquema de estas redes.

2.4.5.2 Requisitos para el diseño de redes de distribución de agua

Todos los sistemas de redes de distribución deben contar con un modelo hidráulico, a través del cual se pueda predecir el comportamiento frente a diferentes condiciones operativas, de mantenimiento o de expansión. Deben tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La modelación debe realizarse en periodo extendido, con frecuencia horaria, incorporando en los nodos los patrones de consumo medidos en campo, en caso de no tener información disponible, debe justificarse la selección de los patrones empleados.
2. Los programas utilizados para la modelación hidráulica deben incorporarse el método del gradiente para sus cálculos.
3. Todos los modelos hidráulicos deben estar calibrados y validados, con base en las series disponibles de presión, caudal y niveles de tanques.

4. El diseño de la red debe contemplar los sitios de salida para mediciones piezométricas, de caudal y puntos de muestreo en red de distribución. Se debe implementar un escenario de modelación que contemple la operación de la red bajo la premisa de contingencia por incendio.

2.4.5.3 Diseño de la red de distribución abierta

Para el diseño de una red de acueducto, es necesario partir del diseño de tuberías simples, en este caso se conoce el caudal demandado, algunas características de la tubería (longitud y accesorios necesarios con sus correspondientes coeficientes de pérdidas menores) y las propiedades del fluido (densidad y viscosidad dinámica). Se desconoce el diámetro necesario para permitir el paso del caudal demandado. Por lo general se conoce el material de la tubería, pero es necesario hacer diseño con diferentes materiales con el fin de escoger la mejor alternativa (Saldarriaga, 2001). Las variables empleadas en el diseño de tuberías simples se describen en la Tabla 2.12

Tabla 2.12 Variables empleados en el diseño de tuberías

Variables conocidas	Incógnita
K_s, Q (o v), H (o P), $\Sigma km, p, v, g, L$	d

Fuente: Hidráulica de tuberías-Juan Saldarriaga

Dónde:

K_s = Rugosidad absoluta acorde al material a utilizar (mm)

Q = Caudal a transportar (m^3/s)

H = Carga hidráulica (m)

ΣKm = Sumatoria de coeficiente de pérdidas menores (Adimensional)

p = Densidad del agua (Kg/m^3)

v = Viscosidad cinemática acorde con la temperatura seleccionada (m^2/s)

g = Gravedad (m/s^2)

L = Longitud de la tubería (m)

d = Diámetro de la tubería (m)

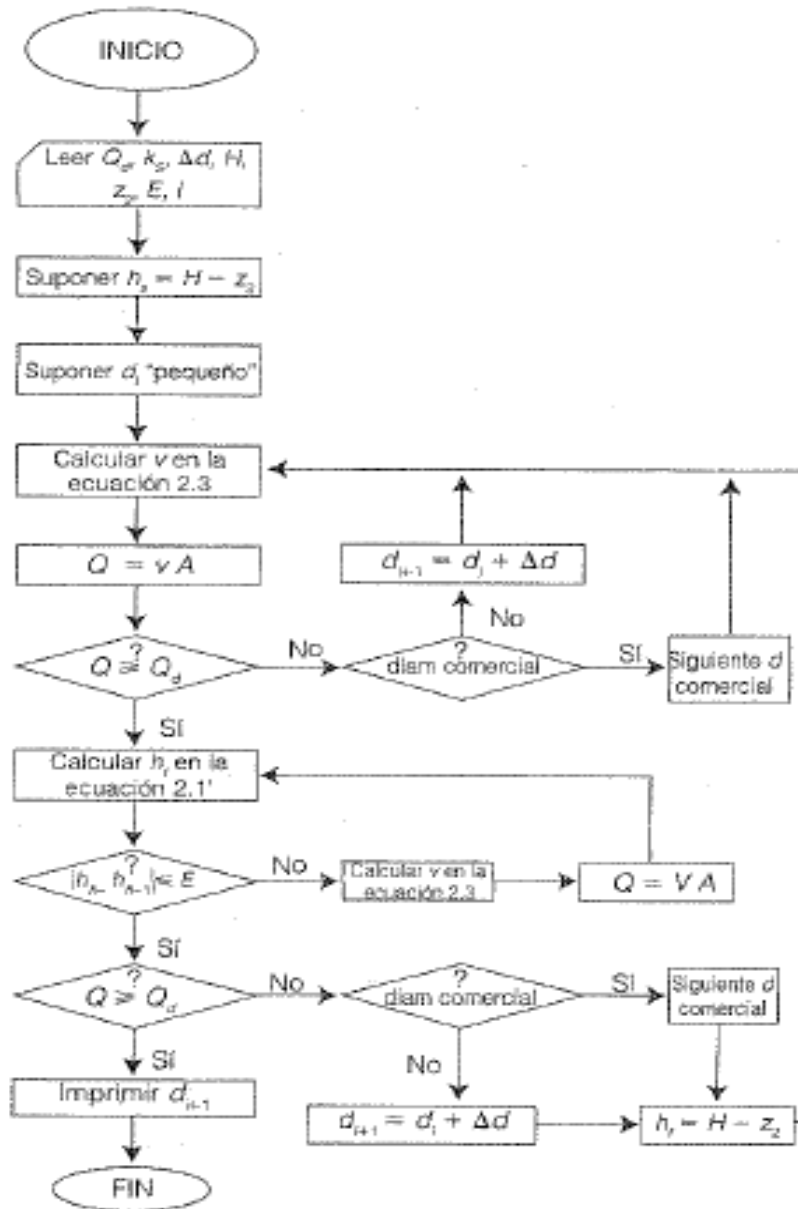
Tras tener las variables conocidas se debe emplear el diagrama de flujo sobre el diseño de tuberías simples, el cual se presenta en la Figura 2.12 para que el proceso de diseño converja se deben tener en cuenta dos recomendaciones importantes:

- El primer diámetro supuesto tiene que ser menor que el diámetro final de diseño. Se sugiere empezar siempre con un diámetro muy pequeño, lo cual implica un mayor número de iteraciones, pero asegura un correcto resultado.
- La suma de las pérdidas menores debe ser inferior al 30% de las pérdidas por fricción. Esta condición es cierta en la mayoría de diseños convencionales de tuberías. Para que el diagrama de flujo converja se debe cumplir la siguiente igualdad:

$$\sum hm \leq 0.3 hf$$

Esta condición se cumple en la mayoría de los sistemas. Para diseñar un sistema de altas pérdidas menores, como es el caso de la tubería de succión de una bomba, se debe seguir un algoritmo diferente.

Figura 2.12 Diagrama de flujo para diseño de tuberías simples



Fuente: Diagrama de flujo 4-Hidráulica de Tuberías, Juan Saldarriaga

A continuación se describen con detalle las ecuaciones empleadas en el diagrama de flujo para el diseño de tuberías simples, de acuerdo a este posteriormente a tener las variables conocidas para el diseño, se debe suponer las pérdidas por fricción como la diferencia entre los dos puntos topográficos a conectar, por tanto la ecuación a emplear sería la siguiente:

$$hf = Z_i - Z_{i+1} \quad (2.70)$$

Dónde:

hf= Pérdidas por fricción (m)
 Z_i = Carga hidráulica en el nodo i (m)
 Z_{i+1} = Carga hidráulica en el nodo i+1 (m)

Tras conocer el hf inicial se procede a asumir un diámetro comercial pequeño, a partir del cual se calcula su área utilizando la siguiente ecuación:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.71)$$

Dónde:

A= Área de la tubería (m)
d= diámetro de la tubería (m)

A partir del diámetro supuesto y de otras variables como la longitud y rugosidad absoluta de la tubería, es posible calcular la velocidad media de la tubería empleando la siguiente ecuación:

$$V = \frac{-2 \sqrt{2 g d hf}}{\sqrt{L}} \text{Log}_{10} \left(\frac{Ks}{3.7 d} + \frac{2.51 v \sqrt{L}}{d \sqrt{2 g d hf}} \right) \quad (2.72)$$

Dónde:

V= Velocidad media en la tubería (m/s)
g= Gravedad (m/s²)
d= Diámetro de la tubería (m)
hf= Pérdida por fricción (m)
L= Longitud de la tubería (m)
Ks= Rugosidad absoluta de la tubería (mm)
v= Viscosidad cinemática acorde con la temperatura seleccionada (m²/s)

Luego del cálculo de la velocidad y con el área calculada previamente, es posible hallar el caudal transportado por una tubería que posea el diámetro supuesto, para ello se emplea la ecuación de continuidad, la cual se presenta enseguida:

$$Q = V * A \quad (2.73)$$

Dónde:

Q= Caudal transportado por la tubería (m³/s)

V= Velocidad media de la tubería (m/s)

A= Área de la tubería (m)

Luego de calcular el caudal se debe comprobar si este es mayor al caudal de diseño de la tubería, en caso de no ser así se debe aumentar al siguiente diámetro comercial e iniciar el proceso de cálculo de nuevo; sin embargo, si el caudal calculado es mayor al de diseño, se debe calcular el siguiente hf aplicando la siguiente ecuación:

$$hf_1 = Z_i - Z_{i+1} - \Sigma Km \frac{V^2}{2g} \quad (2.74)$$

Dónde:

hf1= Pérdida por fricción después de superar el caudal de diseño (m)

Z_i= Carga hidráulica en el nodo i (m)

Z_{i+1}= Carga hidráulica en el nodo i+1 (m)

Km= Sumatoria de coeficiente de pérdidas menores (Adimensional)

V= Velocidad media de la tubería (m/s)

g= Gravedad

Para determinar la sumatoria de los coeficientes de pérdidas menores es necesario, determinar los accesorios con los que cuenta la red y multiplicar respectivamente por el coeficiente de pérdidas en accesorios, los cuales se pueden consultar en la Tabla 2.13

Tabla 2.13 Coeficiente de pérdidas en accesorios

Constantes de aditamentos o accesorios	
Aditamento	K _m
Válvula de globo, completamente abierta	10.00
Válvula en ángulo, completamente abierta	5.00
Válvula de cheque	2.50
Válvula de compuerta, completamente abierta	0.20
Válvula de compuerta, con 3/4 de apertura	De 1,00 a 1,15
Válvula de compuerta, con 1/2 de apertura	5.60
Válvula de compuerta, con 1/4 de apertura	24.00
Codo de radio corto	0.90
Codo de radio medio	De 0,75 a 0,80
Codo de radio largo	0.60
Codo de 45°	De 0,40 a 0,42
Retorno (curva en u)	2.20
Tee de paso directo	0.30
Tee de paso de lado	1.80
Unión	0.30
Ye de 45° de paso directo	0.30
Ye de 45° de paso de lado	0.80
Entrada recta a tope	0.50
Entrada con boca acampanada	0.10
Entrada con tubo entrando a tanque	0.90
Salida	1.00

Fuente: Ejercicios prácticos en Epanet- Juan Sebastián de Plaza Solórzano

Con el fin de determinar si el hf1 calculado es óptimo para el diseño de la tubería es necesario emplear realizar una comprobación, en la que la diferencia existente entre hf y hf1 sea menor al error establecido por el diseñador, para esto se debe cumplir el siguiente criterio

$$hf - hf1 \leq E \quad (2.75)$$

Dónde:

hf= Pérdida por fricción (m)

hf1= Pérdida por fricción después de superar el caudal de diseño (m)

E= Error permitido (Adimensional)

El diámetro óptimo para la tubería será aquel que permita transportar un caudal mayor o igual al caudal de diseño y que a la vez permita cumplir el criterio descrito en la ecuación 2.75, así culmina el proceso de diseño de una tubería simple.

Para el diseño de una red abierta, se debe conocer las demandas de caudales en cada uno de los nodos que van interconectados, los cuales corresponden a las demandas de agua calculadas para la ciudad en la que se localizará la red. Además se requiere conocer el diámetro de cada uno de los tubos matrices y de los ramales (Saldarriaga, 2001). Las variables e incógnitas empleadas en el diseño de redes abiertas se pueden observar en la Tabla 2.14

Tabla 2.14 Variables e incógnitas empleadas en el diseño de redes abiertas

Variables conocidas	Incógnita
<i>L_{ij}, K_{sij}, K_{mij} QD_i, p, v</i>	<i>d_{ij}, Z_i</i>

Fuente: Hidráulica de tuberías-Juan Saldarriaga

Dónde:

L_{ij}= Longitud de las tuberías que conforman la red de distribución (m)

K_{sij}= Rugosidad absoluta de las tuberías que conforman la red acorde al material a utilizar (mm)

K_{mij}= Sumatoria coeficiente de pérdidas menores para cada tubería de la red de distribución

p= Densidad del agua (Kg/m³)

v= Viscosidad cinemática acorde con la temperatura seleccionada (m²/s)

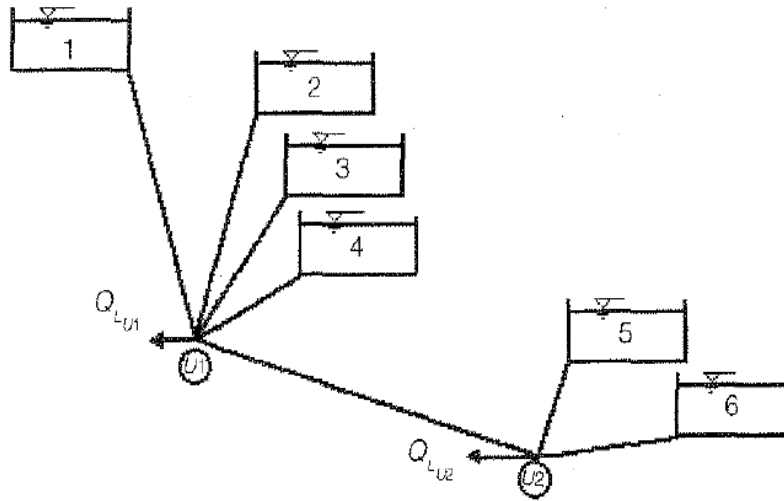
Z_i para todo n, en donde n=Número de embalses

QD_{ij} para todo m, en donde m= Número de uniones (nodos)

d_{ij}= Diámetro de las tuberías que conforman la red de distribución

La numeración de los embalses y de las uniones (nodos) de la red se hace de acuerdo a la cantidad y organización que posean las mismas, un ejemplo de la numeración se presenta en la Figura 2.13

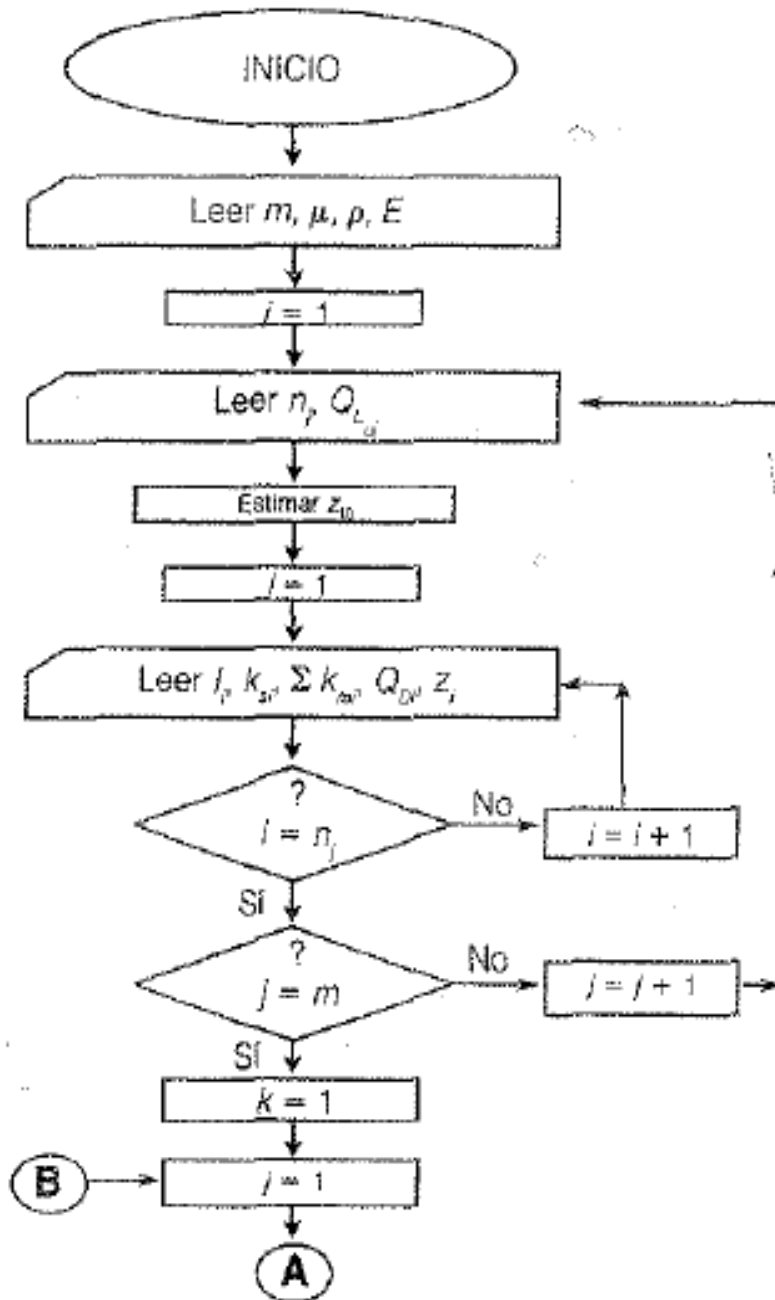
Figura 2.13 Numeración de embalses y nodos para el diseño de una red abierta

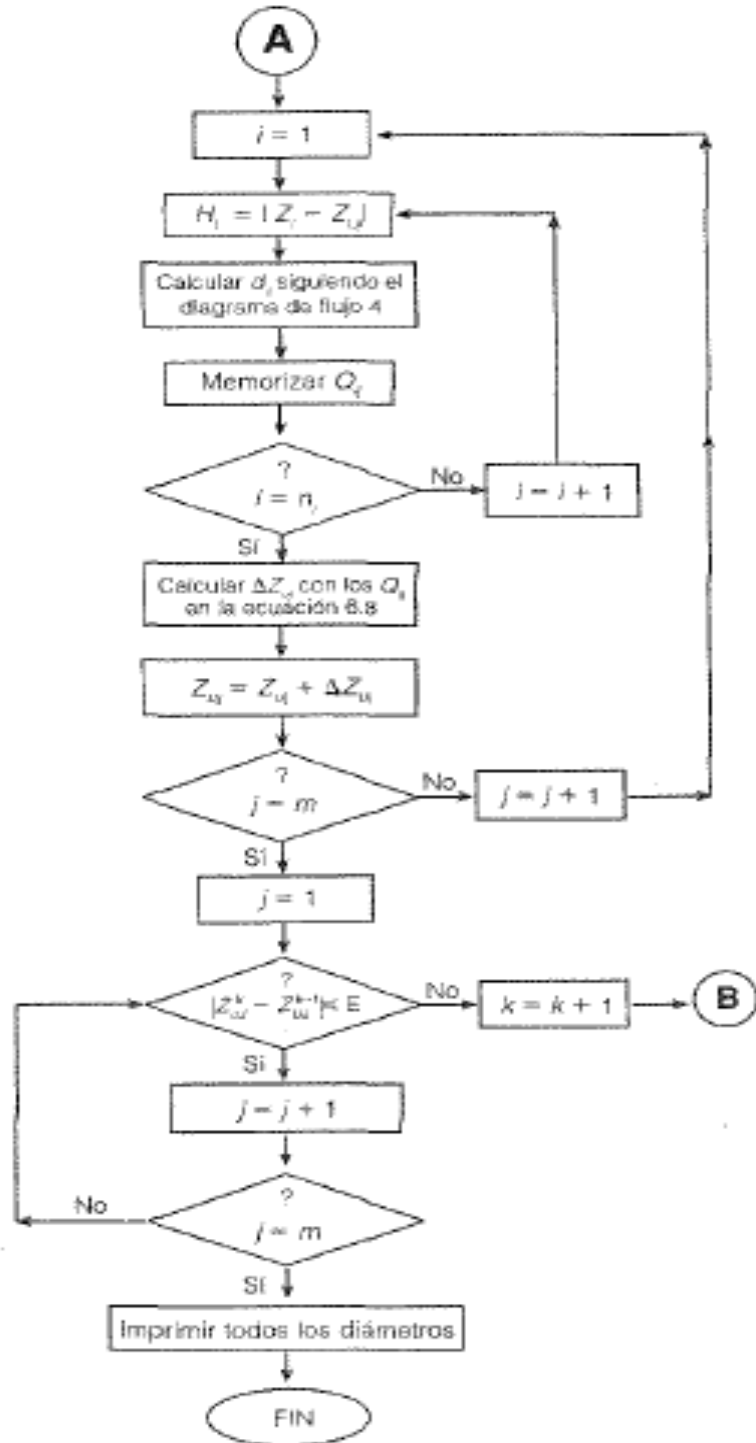


Fuente: Hidráulica de tuberías- Juan Saldarriaga

Cuando se conoce la geometría de la red, el cálculo de los diámetros se hace siguiendo el diagrama de flujo de diseño de tuberías simples expuesto en la Figura 2.12 adicionalmente se debe realizar la corrección de las uniones de la red para lo cual se emplea el procedimiento descrito en el diagrama de flujo para diseño de redes abiertas, el cual se presenta en la Figura 2.14

Figura 2.14 Diagrama de flujo de diseño de redes abiertas





Fuente: Diagrama de flujo 14-Hidráulica de Tuberías, Juan Saldarriaga

De acuerdo al diagrama del diseño de redes abiertas después de leer las variables conocidas para embalses y nodos de la red de distribución, se procede a determinar el Z_i correspondiente a cada nodo, se debe tomar un datum o valor de referencia, este debe ser inferior a la elevación mínima de los nodos de la red y se resta de la altura topográfica

obtenida del levantamiento. Por lo anterior la ecuación a emplear para el cálculo del Z_i , es la siguiente:

$$Z_i = \text{Elevación } i - \text{Datum} \quad (2.76)$$

Dónde:

Z_i = Carga hidráulica en el nodo i (m)

Elevación i = Elevación topográfica i determinada en el levantamiento (m)

Datum= Valor de referencia asumido por el diseñador (m)

Posteriormente se debe leer las variables conocidas para las tuberías y a partir del cálculo de la carga hidráulica calculada mediante la ecuación 2.76, es posible proceder a diseñar las mismas siguiendo el diagrama de flujo de diseño de tuberías simples, el cual se encuentra en la Figura 2.12 y que se empleó anteriormente, para lo cual el h_f inicial se calcula mediante la ecuación 2.70. Tras calcular el diámetro óptimo para todas las tuberías se procede a calcular la corrección de caudales y de la altura disponible en las uniones de la red, lo cual depende de la numeración previamente asignada (Ver Figura 2.13), después de conocer con certeza las uniones que se deben corregir se procede a emplear la siguiente ecuación para la corrección de caudales:

$$\sum_{i=1}^n Q_{ij} = Q_{ij_{n+1}} + Q_{ij_{n+2}} + Q_{ij_{n+3}} + Q_{ij_{n+n}} \quad (2.77)$$

Dónde:

Q_{ij} = Corrección de caudales en las tuberías adyacentes a la unión a corregir (m^3/s)

$Q_{ij_{n+1}}$ = Caudal transportado por la primera tubería adyacente a la unión a corregir (m^3/s)

$Q_{ij_{n+2}}$ = Caudal transportado por la segunda tubería adyacente a la unión a corregir (m^3/s)

$Q_{ij_{n+n}}$ = Caudal transportado por la n tubería adyacente a la unión a corregir (m^3/s)

A partir de la corrección de caudales es posible realizar la corrección en la carga hidráulica disponible en la unión a corregir, empleando la siguiente ecuación:

$$\Delta Z_{ui} = \frac{2 * (\sum Q_{ij})}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{Q_{ij}}{Z_i - Z_{i+1}} \right)} \quad (2.78)$$

Dónde:

ΔZ_{ui} = Delta o diferencial calculado para la carga hidráulica en la unión a corregir (m)

Q_{ij} = Corrección de caudales en las tuberías adyacentes a la unión a corregir (m^3/s)

Z_i = Carga hidráulica en el nodo i (m)

Z_{i+1} = Carga hidráulica en el nodo $i+1$ (m)

Luego de tener el diferencial de la carga hidráulica en la unión a corregir, se procede a calcular el h_f de la siguiente iteración, el cual se debe aplicar para cada una de las tuberías adyacentes a la unión a corregir, la ecuación a usar es la siguiente:

$$h_{fn} = Z_i - Z_{i+1} + \Delta Z_{ui} \quad (2.79)$$

Dónde:

hf_n = Pérdidas por fricción para la n iteración (m)

Z_i = Carga hidráulica en el nodo i (m)

Z_{i+1} = Carga hidráulica en el nodo i+1 (m)

ΔZ_{ui} = Delta o diferencial calculado para la carga hidráulica del nudo a corregir (m)

El cálculo del Δ de la carga hidráulica se debe calcular hasta que se cumpla el siguiente criterio:

$$|\Delta Z_{ui} - \Delta Z_{ui+1}| \leq E \quad (2.80)$$

Dónde:

ΔZ_{ui} = Delta o diferencial calculado para la carga hidráulica del nodo a corregir (m)

ΔZ_{ui+1} = Delta calculado para la carga hidráulica del nodo u_{i+1} (m)

E = Error propuesto por el diseñador (Adimensional)

El diseño de la red de distribución finaliza cuando se cumpla con el diseño individual de todas las tuberías, la corrección de las alturas disponibles en las uniones sea menor al error establecido por el diseñador y se haya realizado el proceso para todos los componentes de la red.

2.4.5.4 Modelación hidráulica

El objetivo de la modelación hidráulica es el uso de software en la ingeniería y el paso de las obras de infraestructura hidráulica a modelos que permitan su simulación para un análisis detallado y una posterior optimización (Solórzano, 2017), por tanto se recomienda emplear el software más famoso en el campo de la hidráulica de flujo a presión: EPANET, este es un programa de ordenador que realiza simulaciones en periodo extendido del comportamiento hidráulico y de la calidad de agua en redes de distribución a presión.

La metodología utilizada por el software calcula los caudales en las tuberías y alturas piezométricas en los nudos bajo la consideración de conservación de masa y energía. Las ecuaciones que se generan en el proceso son conocidas por su no linealidad, por lo cual se hace uso del método del gradiente para su solución. (Solórzano, 2017)

El objetivo principal de la simulación es evaluar el cumplimiento de parámetros como presión en los nodos y velocidad en las tuberías frente a la normatividad vigente, así como la posibilidad de optimizar accesorios en la red.

De acuerdo a lo dispuesto en la Resolución 0330 de 2017, la onda de sub-presión no debe generar presiones manométricas inferiores a 10 mca. Para proyectos rurales, las aducciones o conducciones deben garantizar presiones dinámicas en las viviendas superiores a 5 mca, mientras las máximas no deben en ningún caso exceder la presión de

trabajo recomendada por el fabricante del ducto. En cuanto a la velocidad, la norma exige una mínima de 0.5 m/s, mientras que la máxima debe evitar el fenómeno del golpe de ariete y no deberá sobrepasar los límites de velocidad recomendados del ducto y/o accesorios a emplear (Ministerio de Vivienda, Resolución 0330 de 2017, 2017). Teniendo en cuenta que no existe un máximo definido, en este proyecto se tomará como límite máximo permisible lo sugerido por el RAS 2000; es decir, 60 mca para la presión en los nodos y 6 m/s para velocidad en tuberías.

De acuerdo a la resolución 0330 la modelación hidráulica debe realizarse en periodo extendido, con frecuencia horaria incorporando en los nodos los patrones de consumo medidos en campo, en caso de no tener información disponible, debe justificarse la selección de los patrones empleados.

3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

Para el desarrollo del cálculo y diseño del sistema de acueducto se recolectó la información necesaria para seguir el procedimiento expuesto en el capítulo 2.

3.1 Recopilación de información demográfica

Para el análisis y determinación del comportamiento poblacional de la vereda Limoncitos y El Palmar del Municipio de Pacho se utilizó la información de los CENSOS realizados por el SISBÉN en los años (2004 y 2008), información que se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Población SISBÉN
Población Según SISBÉN

Vereda	Población	
	2004	2008
Limoncitos	166	199
El Palmar	216	245

Fuente: SISBÉN

Del año 2018 no se encontró dato de población oficial por parte del DANE, por lo cual se calculó este parámetro de la siguiente manera: se tomó el número de familias correspondientes a las veredas Limoncitos y El Palmar, este valor se multiplicó por 4¹ que es el número estimado de habitantes por familia y a este total se le aplicó un factor de mayoración correspondiente al 25%² el cual nos permite tener en cuenta las necesidades hídricas con un enfoque de usos múltiples del agua que permita dar importancia a las actividades de sustento de esta zona rural principalmente en la crianza de animales y el riego de pequeñas áreas de cultivo.

$$Pac = Nf * 4 * 1.25 \quad (3.1)$$

Dónde:

Pac = Población actual

Nf = Número de familias

4 = Número de habitantes (Valor estimado) por familia

1.25 = Factor de Mayoración

Aplicando la ecuación 3.1 se obtiene la población actual de la vereda, así:

$$Pac = 119 * 4 * 1.25 = 595 \text{ Hab}$$

¹ Número de habitantes por familia para el Municipio de Pacho, según censo DANE 2005

² Informe de diagnóstico acueducto Municipio Villeta, Año 2018

La información demográfica actual de la vereda Limoncitos puede ser consultada en la Tabla 3.2

Tabla 3.2 Población final 2018

Año	Hab
2018	595

Fuente: Consultoría Hidrocon Ingeniería S.A.S

3.2 Asignación del nivel de complejidad

Teniendo en cuenta la población del año 2018 y acorde con la Tabla 2.1, se asigna un nivel de complejidad bajo para la vereda Limoncitos.

3.3 Población flotante

Se asume un 10%³ de la población como flotante, teniendo en cuenta que la población tiene una baja actividad turística, industrial y comercial, además presenta condiciones similares a un municipio cercano (Villete), en el que se realizó diseños de acueducto ajustando las proyecciones de población en el mismo porcentaje.

3.4 Dotación neta

Para determinar la dotación neta máxima residencial, se tiene en cuenta la altura de 1646 m.s.n.m en el que está ubicada la vereda Limoncitos, teniendo en cuenta esta información y la Tabla 2.4 se le asigna una dotación de 130 L/hab*día.

Para considerar la dotación correspondiente a otros usuarios como comercio o industria, se asigna un porcentaje de 5% de la dotación residencial, considerando baja actividad de la vereda y su similitud con un estudio de Villete en el que se asignó el mismo porcentaje⁴. En cuanto a la dotación asignada a la población flotante se asume el 50%⁵ de la dotación residencial, este porcentaje se obtiene de diseños en municipios con condiciones geográficas y socioeconómicas similares a Pacho.

3.5 Selección Fuente de abastecimiento

Considerando la información descrita en el numeral 2.2.2 y 2.3 y teniendo en cuenta las condiciones hídricas y topográficas del municipio Pacho Cundinamarca, se determinó que el sistema de acueducto puede ser abastecido mediante agua superficial, por medio de una quebrada denominada “El Mortiño”, la cual cumple con los parámetros de cantidad y calidad de agua exigidos por la Resolución 0330 de 2017. Adicionalmente se plantea un sistema de abastecimiento por gravedad, ya que las diferencias en elevación topográfica de la vereda Limoncitos permiten el transporte del agua desde la fuente de abastecimiento hasta el último suscriptor del sistema.

³ Informe de diagnóstico acueducto Municipio Villete, Año 2018, Pág. 50

⁴ Informe de diagnóstico acueducto Municipio Villete, Año 2018, Pág. 50.

⁵ Informe de diagnóstico acueducto Municipio Villete, Año 2018, Pág. 50

3.6 Selección tipo de captación

A partir de la información hidrológica propia de la fuente de abastecimiento, el caudal de diseño para el año 2043, la información contenida en la Resolución 0330 de 2017, así como bibliografía relevante sobre el diseño de obras hidráulicas, se proyecta una bocatoma sumergida con rejas de poca inclinación, este tipo de bocatoma son las de mayor uso en el contexto municipal colombiano, ya que las características de nuestras fuentes de abastecimiento en las regiones montañosas propician el hecho de que estas bocatomas se adapten a esas fuentes.

3.6.1.1 Datos hidrológicos

Para el diseño de la bocatoma se requiere de un estudio hidrológico detallado en el que se conozca el caudal medio, máximo y mínimo que alcanza la fuente de abastecimiento, de igual manera se requiere conocer la altura correspondiente a estos niveles. Para el caso de la “Quebrada el Mortiño”, encargada del abastecimiento del sistema de acueducto, arrojó los siguientes valores:

Tabla 3.3 Datos hidrológicos “Quebrada El Mortiño”

Caudal máximo	1.98 m ³ /s
Altura máxima	0.6 m
Caudal mínimo	0.08 m ³ /s
Altura mínima	0.05 m

Fuente: Consultoría Hidrocon Ingeniería S.A.S

3.7 Levantamiento topográfico

Para el diseño de la red de distribución, es necesario realizar el levantamiento topográfico del área de estudio, lo cual permite determinar las coordenadas y elevaciones de cada uno de los componentes del sistema, en la Tabla 3.4 se evidencian las coordenadas y elevaciones de los nodos que conforman la red de distribución abierta. El datum o valor de referencia asumido es de 1500 m, a partir de este se calcula el Z (m)

Tabla 3.4 Coordenadas y elevación de los nodos de la red de distribución

Node ID	Coordenadas		Elevation	
	X	Y	m	Z (m)
Junc n1	982074.62	1061730.09	1804.28	304.28
Junc n2	981475.80	1062027.12	1757.41	257.41
Junc n2'	981493.23	1062136.76	1734.07	234.07
Junc n3	981483.51	1062132.56	1732.91	232.91
Junc n4	981462.82	1062124.05	1735.17	235.17
Junc n5	981501.84	1062162.81	1733.02	233.02
Junc n6	981519.25	1062205.57	1738.74	238.74
Junc n7	981436.97	1062314.22	1686.71	186.71
Junc n8	981270.77	1061908.81	1729.33	229.33

Node ID	Coordenadas		Elevation	
	X	Y	m	Z (m)
Junc n9	980859.41	1061928.80	1711.22	211.22
Junc n10	980863.78	1061926.87	1710.77	210.77
Junc n12	980686.57	1062155.33	1720.46	220.46
Junc n13	980696.35	1062179.09	1721.09	221.09
Junc n14	980690.68	1062180.42	1721.64	221.64
Junc n14'	980698.33	1062182.01	1721.09	221.09
Junc n15	980689.46	1062200.63	1722.08	222.08
Junc n16	980700.31	1062184.95	1720.80	220.80
Junc n17	980717.50	1062185.42	1719.39	219.39
Junc n18	980723.98	1062197.80	1719.53	219.53
Junc n19	980737.58	1062162.57	1716.62	216.62
Junc n20	980751.90	1062162.73	1717.37	217.37
Junc n21	981109.01	1061947.91	1704.33	204.33
Junc n22	980708.71	1062233.95	1718.53	218.53
Junc n23	980707.05	1062238.15	1718.93	218.93
Junc n24	980683.58	1062305.18	1715.48	215.48
Junc n25	980788.58	1062413.59	1666.66	166.66
Junc n26	980785.54	1062422.48	1666.76	166.76
Junc n27	980890.82	1062642.55	1630.97	130.97
Junc n28	980980.61	1062747.58	1549.90	49.90
Junc n29	980583.65	1062112.54	1715.82	215.82
Junc n30	980455.68	1062438.76	1628.74	128.74
Junc n31	980474.50	1062675.02	1581.32	81.32
Junc n32	980304.42	1062232.74	1718.07	218.07
Junc n33	980315.66	1062236.56	1718.21	218.21
Junc n34	979965.91	1062345.59	1702.83	202.83
Junc n35	979900.26	1062366.45	1702.39	202.39
Junc n36	979916.39	1062344.66	1707.39	207.39
Junc n37	97737.14	1062481.37	1696.88	196.88
Junc n38	979728.97	1062478.40	1695.51	195.51
Junc n39	979715.03	1062486.03	1695.98	195.98
Junc n40	979715.41	1062474.34	1696.27	196.27
Junc n41	979484.18	1062661.10	1590.28	90.28
Junc n42	979486.79	1062642.13	1585.05	85.05
Junc n43	979479.69	1062661.40	1586.93	86.93
Junc n44	979443.90	1062832.00	1557.95	57.95
Junc n45	979394.49	1062634.23	1537.18	37.18
Junc n46	979393.01	1062624.27	1539.88	39.88
Junc n47	979350.84	1062620.91	1530.68	30.68

Node ID	Coordenadas		Elevation	
	X	Y	m	Z (m)
Junc n48	979949.54	1062364.78	1700.72	200.72
Junc n49	979959.54	1062380.17	1699.83	199.83
Junc n50	979620.99	1062842.35	1644.59	144.59
Junc n51	979598.47	1062993.31	1658.96	158.96
Junc n52	979684.90	1063133.20	1588.39	88.39
Junc n53	979561.21	1063020.58	1661.54	161.54
Junc n54	979597.96	1063062.53	1634.63	134.63
Junc n55	979514.95	1063072.56	1657.24	157.24
Junc n56	979517.49	1063074.15	1655.59	155.59
Junc n57	979398.53	1063207.38	1667.09	167.09
Junc n58	979337.01	1063188.62	1681.33	181.33
Junc n59	979330.23	1063146.24	1642.69	142.69
Junc n60	979272.67	1063175.79	1689.02	189.02
Junc n60'	979252.85	1063169.55	1675.51	175.51
Junc n61	979265.84	1063182.89	1688.12	188.12
Junc n62	979255.78	1063156.45	1673.77	173.77
Junc n63	979218.00	1063146.63	1662.67	162.67
Junc n64	979431.28	1063318.74	1685.69	185.69
Junc n65	979480.38	1063402.05	1681.69	181.69
Junc n66	979432.78	1063337.00	1687.96	187.96
Junc n67	979446.23	1063335.74	1684.08	184.08
Junc n68	979390.73	1063391.01	1694.80	194.80
Junc n69	979362.64	1063376.16	1700.71	200.71
Junc n70	979162.37	1063465.68	1680.85	180.85
Junc n71	979155.98	1063460.45	1676.74	176.74
Junc n72	979134.65	1063486.05	1681.66	181.66
Junc n73	979135.53	1063497.65	1694.89	194.89
Junc n74	978950.36	1063681.10	1682.26	182.26
Junc n75	978949.17	1063680.94	1681.79	181.79
Junc n76	978995.04	1063826.67	1679.20	179.20
Junc n77	979001.66	1063837.61	1679.05	179.05
Junc n78	978994.09	1063836.03	1678.86	178.86
Junc n79	978992.99	1063855.95	1678.00	178.00
Junc n80	978963.71	1063860.58	1669.31	169.31
Junc n81	978939.15	1064106.70	1652.46	152.46
Junc n82	978611.06	1064043.95	1633.36	133.36
Junc n83	978605.10	1064027.92	1624.32	124.32
Junc n84	978403.25	1064117.52	1640.13	140.13
Junc n85	978400.87	1064101.06	1636.21	136.21

Node ID	Coordenadas		Elevation	
	X	Y	m	Z (m)
Junc n86	978368.70	1064132.16	1639.41	139.41
Junc n87	978375.01	1064148.36	1639.21	139.21
Junc n88	978363.68	1064133.93	1639.18	139.18
Junc n89	978363.95	1064134.90	1638.84	138.84
Junc n90	978314.22	1064157.45	1634.24	134.24
Junc n91	978237.73	1064140.90	1630.49	130.49
Junc n92	978279.27	1064177.55	1629.61	129.61
Junc n93	978217.41	1064164.91	1622.18	122.18
Junc n94	978217.00	1064165.36	1622.01	122.01
Junc n95	978167.05	1063959.39	1595.71	95.71
Junc n96	978095.03	1063864.27	1533.43	33.43
Junc n97	978217.49	1064272.02	1631.70	131.70
Junc n98	978224.02	1064283.53	1630.90	130.90
Junc n99	978214.80	1064275.11	1631.75	131.75
Junc n100	977491.43	1064507.96	1511.90	11.90
Junc n101	978196.75	1064320.90	1649.20	149.20
Junc n102	978271.03	1064695.52	1678.11	178.11
Junc n103	978196.16	1064326.43	1650.55	150.55
Junc n104	978130.24	1064323.38	1606.81	106.81
Junc n105	978128.58	1064320.93	1605.71	105.71
Junc n106	977887.51	1064632.11	1544.36	44.36
Junc n107	978225.45	1064758.48	1652.20	152.20
Junc n108	978159.79	1064824.75	1634.18	134.18
Junc n109	978347.68	1064864.70	1654.68	154.68
Junc n110	978356.84	1064857.24	1661.57	161.57
Junc n111	978346.97	1065186.02	1640.67	140.67
Junc n112	978342.00	1065183.51	1639.80	139.80
Junc n113	978170.19	1065389.42	1649.22	149.22
Junc n114	977995.95	1065472.07	1583.03	83.03
Junc n115	978135.62	1065703.35	1659.99	159.99
Junc n116	978109.05	1065699.14	1662.54	162.54
Junc n117	978150.30	1065994.36	1657.51	157.51
Junc n118	978172.10	1065983.88	1651.64	151.64
Junc n119	978169.97	1066171.89	1659.47	159.47
Junc n120	978160.14	1066172.30	1659.64	159.64
Junc n121	978145.62	1066378.02	1668.66	168.66
Resvr 1	982082.04	1061724.49	1805.99	305.99
Tank 2	980701.95	1062152.65	1734.96	234.96

Fuente: Consultoría, Hidrocon Ingeniería S.A

3.8 Parámetros conocidos para el diseño de tuberías

Para el diseño de tuberías simples se requiere conocer diversas variables las cuales se pueden consultar en la Tabla 2.12 En la Tabla 3.5 se presentan los parámetros a usar para el diseño del sistema de acueducto de la vereda Limoncitos:

Tabla 3.5 Parámetros para el diseño de tuberías simples

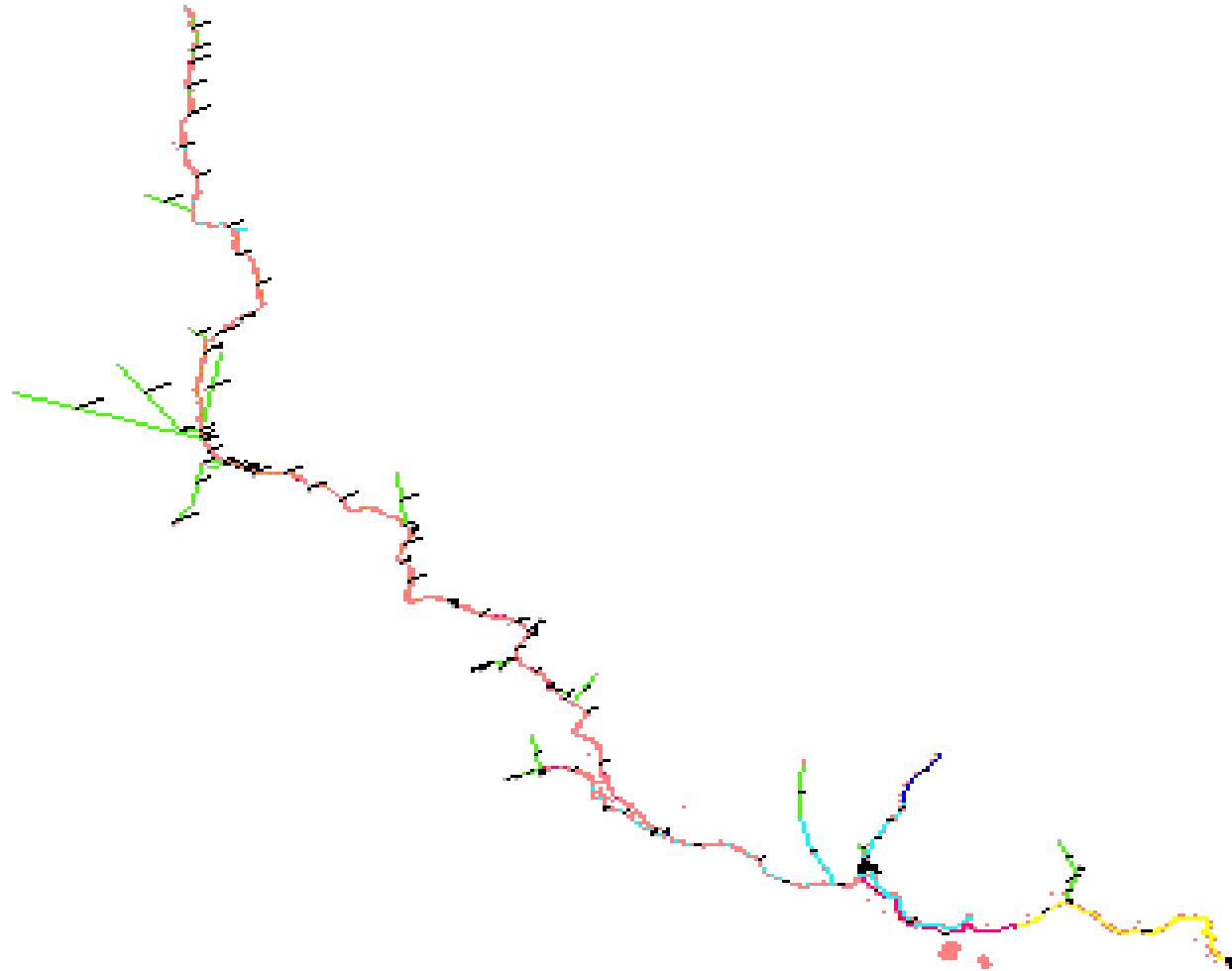
Parámetro	Valor	Unidad	Referencia
Rugosidad absoluta acorde al material a utilizar-PVC (Ks)	0.0015	mm	(Saldarriaga, 2001)
Densidad del agua (ρ)	998	Kg/m ³	Propiedades del agua
Viscosidad cinemática (ν) a 20°C	0.000001011	m ² /s	Propiedades del agua
Gravedad (g)	9.806	m/s ²	
Caudal a transportar por las tuberías (Q)	Calculado para cada tubería	m ³ /s	Autor
Sumatoria de coeficiente de pérdidas menores (ΣK_m)	Acorde a los accesorios de cada tubería	Adimensional	Tabla 3.6 Autor
Longitud de la tubería	Acorde al levantamiento topográfico	m	Consultoría Hidrocon Ingeniería S.A
Carga hidráulica en los nodos	Acorde al Zi calculado para cada nodo	m	Autor

Fuente: Autor

Para el cálculo de caudales a transportar en cada tubería, es necesario que exista un estudio promedio de los consumos por suscriptor; sin embargo, teniendo en cuenta que la vereda Limoncitos no cuenta con micromedición, es imposible conocer dicha información, razón por la cual los caudales asignados se calcularon dividiendo el caudal de diseño de la red de distribución, es decir el QMH del periodo de diseño (0.00539 m³/s) entre el número de suscriptores con los que cuenta el sistema (60 suscriptores), asignando así una demanda de 0.0001 m³/s a cada suscriptor. Conociendo el valor demandado en la ubicación de cada suscriptor, se realiza un balance de masas para conocer el caudal que debe transportar cada tubería del sistema, de igual manera se diseña la aducción y conducción con el QMD del periodo de diseño, es decir (0.00359 m³/s) La numeración de nodos y tuberías de la red se presenta en la

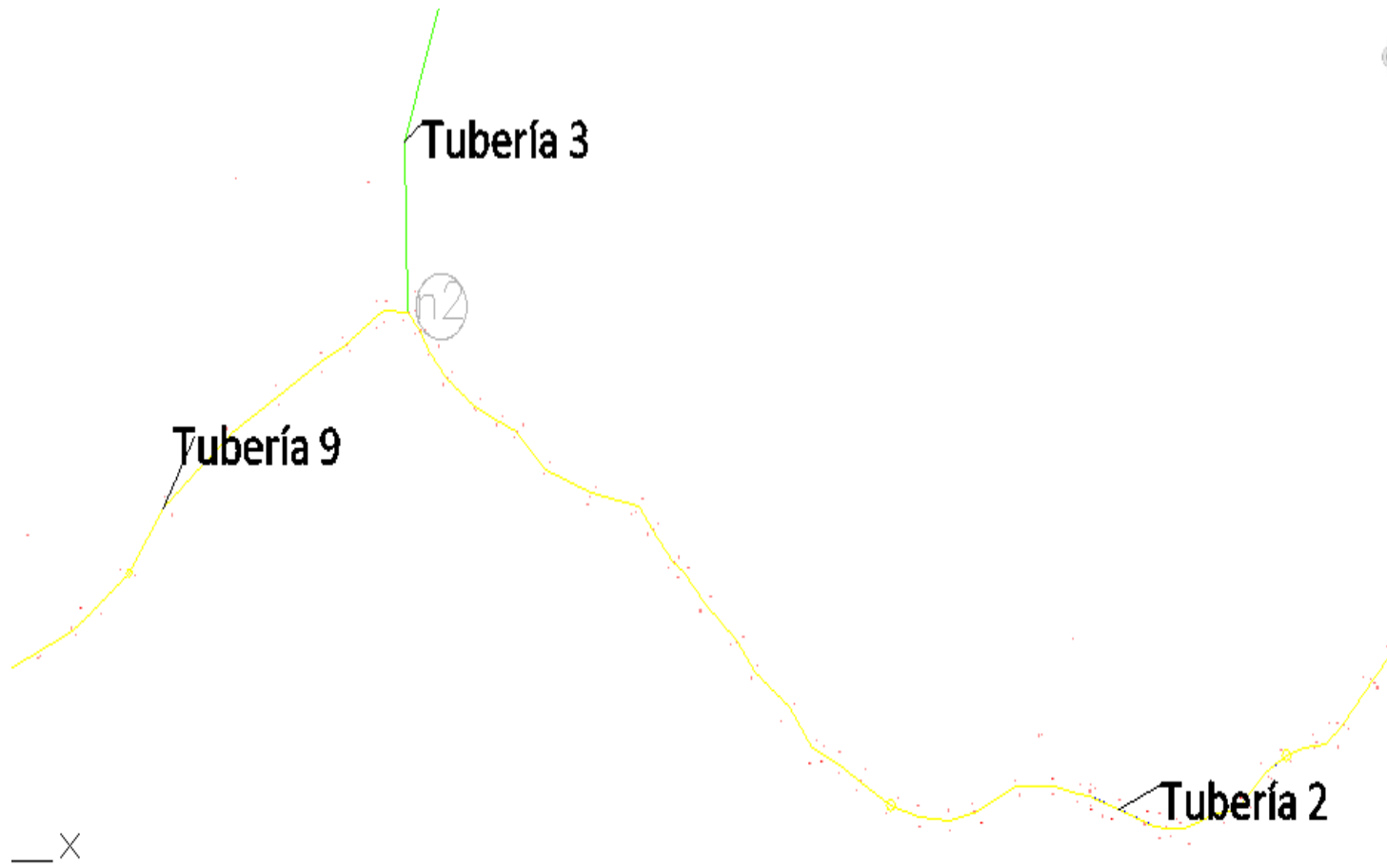
Figura 3.1 y Figura 3.2.

Figura 3.1 Numeración nodos y tuberías del sistema de acueducto Limoncitos



Fuente: Consultoría Hidrocon Ingeniería

Figura 3.2 Tuberías adyacentes al nodo 2



Fuente: Consultoría Hidrocon Ingeniería S.A

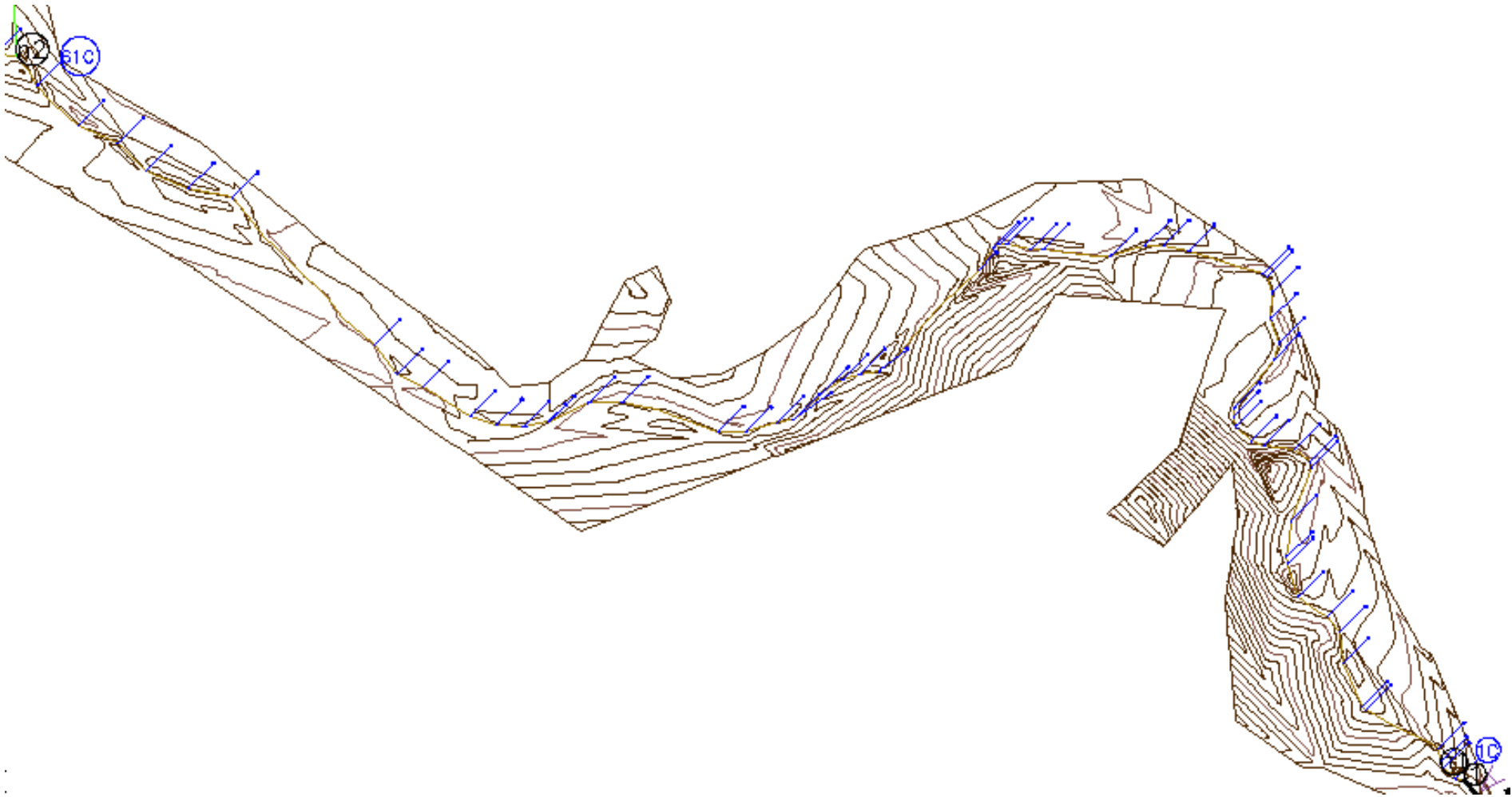
El plano con la numeración de los nodos y tuberías se puede consultar en el Anexo No. 3 del presente proyecto.

Para el cálculo de los coeficientes de pérdidas menores, se tiene en cuenta los tramos comprendidos entre el nodo n_i y n_{i+1} que conforman todas las tuberías del sistema. Para determinar que accesorios requiere se observó el comportamiento del terreno en planta y en perfil, la vista en planta permitió determinar los codos, Ye y Tee necesarias para seguir el comportamiento de las tuberías en la red y garantizar el suministro a la totalidad de suscriptores del sistema, por otro lado los perfiles de la red permitieron conocer donde debían ubicarse nuevos codos en el sistema, así como saber dónde ubicar válvulas ventosas y de purga. En la

Figura 3.3 se presenta la ubicación de accesorios en planta para el tramo comprendido entre la bocatoma y la primera derivación, para determinar la necesidad de posicionar un codo se midió la desviación en el trazado de la tubería, si esta superaba un ángulo de 5° se ubicaba un codo, al existir diversos ángulos en el desvío del trazado, se asigna un radio medio a todos los codos, de igual manera se implementa Ye y Tee según el comportamiento de la tubería vista en planta.

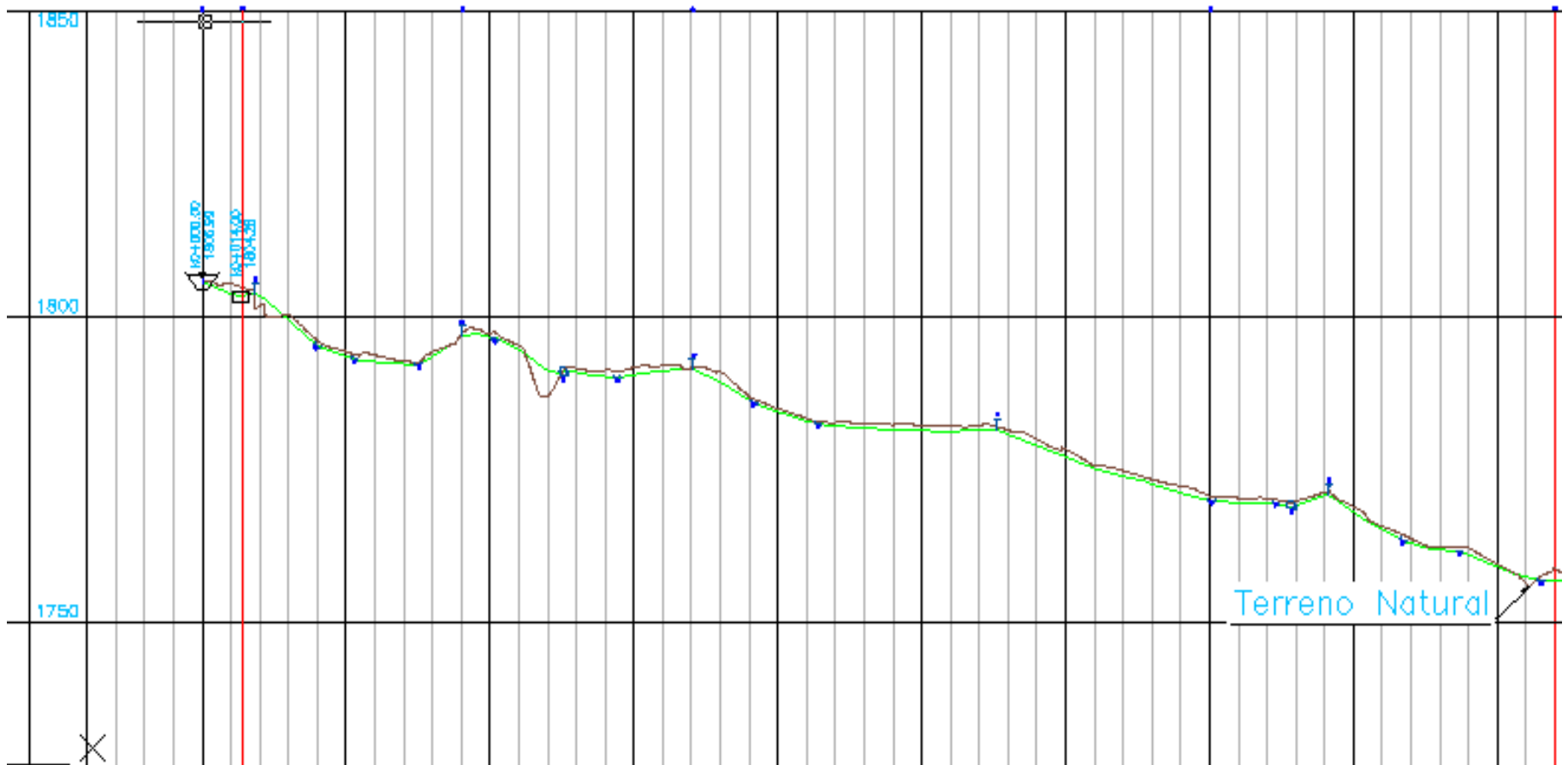
En la Figura 3.4 se puede observar el posicionamiento de los accesorios en perfil en el tramo comprendido entre la bocatoma y el desarenador, con el fin de comparar el comportamiento de los accesorios en planta y en perfil para el mismo tramo. El plano en el que se ubican los accesorios en planta y perfil puede ser consultado en el Anexo No. 3 de este documento.

Figura 3.3 Ubicación accesorios en planta entre bocatoma y primera derivación



Fuente: Autor

Figura 3.4 Ubicación accesorios en perfil entre la bocatoma y la primera derivación



Fuente: Autor

Los resultados de accesorios a ubicar tanto en planta como en perfil se obtuvieron para cada tubería y se presentan en la Tabla 3.6

Tabla 3.6 Accesorios en planta y perfil para cada tubería del sistema

Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Longitud	Accesorios perfil			Accesorios planta				
				Codos	Válvula Ventosa	Válvula Purga	Codos	Y Directa	Y De lado	T Directa	T De lado
1	n1	T1	9.816	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n1	n2	T2	887.676	12.00	5.00	2.00	61.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n2	n2'	T3	112.727	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n2'	n3	T4	10.630	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n3	n4	T5	22.366	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n2'	n5	T6	27.263	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n5	n6	T7	46.162	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n5	n7	T8	164.724	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n2	n8	T9	245.303	24.00	4.00	5.00	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n8	n9	T10	462.163	8.00	1.00	1.00	16.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n9	n10	T11	4.774	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n9	2	T12	300.572	8.00	2.00	1.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	n12	T13	13.570	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n12	n13	T14	25.709	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n13	n14	T15	5.820	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n13	n14'	T16	3.538	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n14'	n15	T17	20.632	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n14'	n16	T18	3.528	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n16	n17	T19	17.444	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n17	n18	T20	13.970	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n17	n19	T21	31.450	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n19	n20	T22	14.318	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n19	n21	T23	572.959	3.00	1.00	1.00	20.00	0.00	1.00	0.00	0.00

				Accesorios perfil			Accesorios planta				
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Longitud	Codos	Válvula Ventosa	Válvula Purga	Codos	Y Directa	Y De lado	T Directa	T De lado
n16	n22	T24	49.711	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n22	n23	T25	4.515	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n23	n24	T26	72.696	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n23	n25	T27	194.963	3.00	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n25	n26	T28	9.392	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n25	n27	T29	120.778	3.00	2.00	1.00	4.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n27	n28	T30	287.702	0.00	0.00	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n12	n29	T31	140.838	4.00	1.00	1.00	5.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n29	n30	T32	354.845	1.00	0.00	0.00	3.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n30	n31	T33	242.636	1.00	1.00	0.00	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n29	n32	T34	355.156	3.00	1.00	1.00	12.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n32	n33	T35	11.874	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n32	n34	T36	375.382	7.00	3.00	3.00	14.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n34	n35	T37	81.031	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n35	n36	T38	27.107	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n35	n37	T39	202.889	2.00	1.00	2.00	3.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n37	n38	T40	8.697	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n38	n39	T41	15.887	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n38	n40	T42	14.155	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n37	n41	T43	384.451	11.00	1.00	1.00	18.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n41	n42	T44	19.156	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n41	n43	T45	4.499	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n43	n44	T46	174.315	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n43	n45	T47	89.430	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n45	n46	T48	10.073	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

				Accesorios perfil			Accesorios planta				
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Longitud	Codos	Válvula Ventosa	Válvula Purga	Codos	Y Directa	Y De lado	T Directa	T De lado
n45	n47	T49	45.632	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n34	n48	T50	25.902	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n48	n49	T51	18.350	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n48	n50	T52	623.444	2.00	1.00	0.00	20.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n50	n51	T53	193.303	2.00	1.00	2.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n51	n52	T54	164.437	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n51	n53	T55	46.381	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n53	n54	T56	57.768	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n53	n55	T57	69.538	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n55	n56	T58	2.995	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n55	n57	T59	183.753	5.00	2.00	0.00	5.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n57	n58	T60	64.316	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n58	n59	T61	42.916	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n58	n60	T62	65.603	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n60	n61	T63	9.846	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n60	n60'	T64	21.097	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n60'	n62	T65	13.419	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n60'	n63	T66	41.724	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n57	n64	T67	120.295	1.00	0.00	0.00	7.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n64	n65	T68	101.313	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n64	n66	T69	23.192	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n66	n67	T70	13.504	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n66	n68	T71	72.722	0.00	0.00	0.00	2.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n68	n69	T72	31.781	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n68	n70	T73	245.551	0.00	0.00	0.00	8.00	1.00	0.00	0.00	0.00

				Accesorios perfil			Accesorios planta				
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Longitud	Codos	Válvula Ventosa	Válvula Purga	Codos	Y Directa	Y De lado	T Directa	T De lado
n70	n71	T74	8.260	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n70	n72	T75	34.545	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n72	n73	T76	11.642	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n72	n74	T77	376.490	26.00	2.00	5.00	16.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n74	n75	T78	1.197	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n74	n76	T79	162.187	0.00	0.00	0.00	4.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n76	n77	T80	12.782	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n76	n78	T81	9.161	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n78	n79	T82	19.949	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n78	n80	T83	40.658	0.00	0.00	0.00	3.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n80	n81	T84	247.344	3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n80	n82	T85	456.657	6.00	2.00	1.00	21.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n82	n83	T86	17.101	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n82	n84	T87	235.726	0.00	0.00	0.00	7.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n84	n85	T88	16.638	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n84	n86	T89	37.841	3.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n86	n87	T90	17.382	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n86	n88	T91	5.319	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n88	n89	T92	1.003	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n88	n90	T93	54.853	4.00	0.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n90	n91	T94	78.261	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n90	n92	T95	40.527	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n92	n93	T96	63.136	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n93	n94	T97	0.612	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n93	n95	T98	216.081	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00

				Accesorios perfil			Accesorios planta				
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Longitud	Codos	Válvula Ventosa	Válvula Purga	Codos	Y Directa	Y De lado	T Directa	T De lado
n95	n96	T99	119.627	0.00	0.00	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00	0.00
n92	n97	T100	116.806	0.00	0.00	0.00	5.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n97	n98	T101	13.231	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n97	n99	T102	4.097	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n99	n100	T103	759.927	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n99	n101	T104	49.649	0.00	0.00	0.00	3.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n101	n102	T105	381.916	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n101	n103	T106	5.563	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n103	n104	T107	65.996	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n104	n105	T108	2.963	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n104	n106	T109	392.723	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n103	n107	T110	446.439	5.00	1.00	1.00	13.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n107	n108	T111	93.292	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n107	n109	T112	166.333	5.00	0.00	0.00	5.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n109	n110	T113	11.818	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n109	n111	T114	389.624	5.00	2.00	0.00	17.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n111	n112	T115	5.572	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n111	n113	T116	332.913	1.00	0.00	0.00	15.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n113	n114	T117	192.847	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n113	n115	T118	330.381	24.00	3.00	3.00	10.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n115	n116	T119	26.894	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
n115	n117	T120	306.768	1.00	0.00	0.00	8.00	0.00	0.00	1.00	0.00
n117	n118	T121	24.190	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00
n117	n119	T122	179.506	0.00	0.00	0.00	6.00	1.00	0.00	0.00	0.00
n119	n120	T123	9.840	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00

				Accesorios perfil			Accesorios planta				
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Longitud	Codos	Válvula Ventosa	Válvula Purga	Codos	Y Directa	Y De lado	T Directa	T De lado
n119	n121	T124	216.168	2.00	0.00	0.00	5.00	1.00	0.00	0.00	0.00

Fuente: Autor

A partir de los accesorios calculados tanto en planta como en perfil, es posible determinar los coeficientes de pérdidas menores, multiplicando los totales de los accesorios por el coeficiente de pérdidas establecido en la Tabla 2.13 a partir de esto se obtiene la sumatoria de los coeficientes de pérdidas menores totales para cada tubería, así como el caudal transportado para cada una, dichos resultados se presentan en la Tabla 3.7 **Km y caudales para cada tubería**

Tabla 3.7 Km y caudales para cada tubería

			Total Accesorios				Km Accesorios										
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Uniones	Total Uniones	Total Codos	Total Válvulas	Km uniones	Km codos	Km Válvulas	Km Y Directa	Km Y De lado	Km T Directo	Km T De lado	Km total	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)	
1	n1	T1	1.64	2.00	1.00	0.00	0.60	0.775	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.38	3.591	0.0036	
n1	n2	T2	147.95	148.00	73.00	7.00	44.40	56.575	1.4	0.00	0.00	0.00	0.00	102.38	3.591	0.0036	
n2	n2'	T3	18.79	19.00	1.00	0.00	5.70	0.775	0	0.00	0.00	0.00	0.00	6.48	0.267	0.0003	
n2'	n3	T4	1.77	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001	
n3	n4	T5	3.73	4.00	0.00	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.089	0.0001	
n2'	n5	T6	4.54	5.00	0.00	0.00	1.50	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	1.80	0.178	0.0002	
n5	n6	T7	7.69	8.00	0.00	0.00	2.40	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	2.70	0.089	0.0001	
n5	n7	T8	27.45	27.00	0.00	0.00	8.10	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	8.90	0.089	0.0001	
n2	n8	T9	40.88	41.00	30.00	9.00	12.30	23.25	1.8	0.00	0.00	0.00	0.00	37.35	3.591	0.0036	
n8	n9	T10	77.03	77.00	24.00	2.00	23.10	18.6	0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	42.10	3.591	0.0036	
n9	n10	T11	0.80	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.10	0.089	0.0001	
n9	2	T12	50.10	50.00	18.00	3.00	15.00	13.95	0.6	0.00	0.00	0.00	0.00	29.55	3.591	0.0036	
2	n12	T13	2.26	2.00	0.00	2.00	0.60	0	0.4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	4.806	0.0048	

			Total Accesorios				Km Accesorios										
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Uniones	Total Uniones	Total Codos	Total Válvulas	Km uniones	Km codos	Km Válvulas	Km Y Directa	Km Y De lado	Km T Directo	Km T De lado	Km total	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)	
n12	n13	T14	4.28	4.00	0.00	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	3.00	0.712	0.0007	
n13	n14	T15	0.97	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	2.10	0.089	0.0001	
n13	n14'	T16	0.59	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.00	0.00	0.30	0.00	0.60	0.623	0.0006	
n14'	n15	T17	3.44	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001	
n14'	n16	T18	0.59	1.00	0.00	1.00	0.30	0	0.2	0.30	0.00	0.00	0.00	0.80	0.534	0.0005	
n16	n17	T19	2.91	3.00	1.00	0.00	0.90	0.775	0	0.00	0.80	0.00	0.00	2.48	0.267	0.0003	
n17	n18	T20	2.33	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	2.40	0.089	0.0001	
n17	n19	T21	5.24	5.00	1.00	0.00	1.50	0.775	0	0.00	0.00	0.30	0.00	2.58	0.178	0.0002	
n19	n20	T22	2.39	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001	
n19	n21	T23	95.49	95.00	23.00	2.00	28.50	17.825	0.4	0.00	0.80	0.00	0.00	47.53	0.089	0.0001	
n16	n22	T24	8.29	8.00	0.00	0.00	2.40	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	2.70	0.267	0.0003	
n22	n23	T25	0.75	1.00	2.00	0.00	0.30	1.55	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.85	0.267	0.0003	
n23	n24	T26	12.12	12.00	1.00	0.00	3.60	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	4.68	0.089	0.0001	
n23	n25	T27	32.49	32.00	4.00	1.00	9.60	3.1	0.2	0.00	0.80	0.00	0.00	13.70	0.178	0.0002	
n25	n26	T28	1.57	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001	
n25	n27	T29	20.13	20.00	7.00	3.00	6.00	5.425	0.6	0.30	0.00	0.00	0.00	12.33	0.089	0.0001	
n27	n28	T30	47.95	48.00	9.00	0.00	14.40	6.975	0	0.00	0.00	0.00	0.00	21.38	0.089	0.0001	
n12	n29	T31	23.47	23.00	9.00	2.00	6.90	6.975	0.4	0.00	0.00	0.00	1.80	16.08	4.094	0.0041	
n29	n30	T32	59.14	59.00	4.00	0.00	17.70	3.1	0	0.00	0.80	0.00	0.00	21.60	0.089	0.0001	
n30	n31	T33	40.44	40.00	4.00	1.00	12.00	3.1	0.2	0.00	0.00	0.00	0.00	15.30	0.089	0.0001	
n29	n32	T34	59.19	59.00	15.00	2.00	17.70	11.625	0.4	0.30	0.00	0.00	0.00	30.03	4.005	0.0040	
n32	n33	T35	1.98	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	2.40	0.089	0.0001	
n32	n34	T36	62.56	63.00	21.00	6.00	18.90	16.275	1.2	0.00	0.00	0.30	0.00	36.68	3.916	0.0039	
n34	n35	T37	13.51	14.00	3.00	0.00	4.20	2.325	0	0.00	0.80	0.00	0.00	7.33	0.623	0.0006	

			Total Accesorios				Km Accesorios									
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Uniones	Total Uniones	Total Codos	Total Válvulas	Km uniones	Km codos	Km Válvulas	Km Y Directa	Km Y De lado	Km T Directo	Km T De lado	Km total	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)
n35	n36	T38	4.52	5.00	0.00	0.00	1.50	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	2.30	0.089	0.0001
n35	n37	T39	33.81	34.00	5.00	3.00	10.20	3.875	0.6	0.00	0.80	0.00	0.00	15.48	0.534	0.0005
n37	n38	T40	1.45	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.10	0.178	0.0002
n38	n39	T41	2.65	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001
n38	n40	T42	2.36	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	0.90	0.089	0.0001
n37	n41	T43	64.08	64.00	29.00	2.00	19.20	22.475	0.4	0.30	0.00	0.00	0.00	42.38	0.356	0.0004
n41	n42	T44	3.19	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001
n41	n43	T45	0.75	1.00	1.00	0.00	0.30	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	1.38	0.267	0.0003
n43	n44	T46	29.05	29.00	0.00	0.00	8.70	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	9.50	0.089	0.0001
n43	n45	T47	14.91	15.00	0.00	0.00	4.50	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	4.80	0.178	0.0002
n45	n46	T48	1.68	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n45	n47	T49	7.61	8.00	1.00	0.00	2.40	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	3.48	0.089	0.0001
n34	n48	T50	4.32	4.00	0.00	0.00	1.20	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	1.50	3.293	0.0033
n48	n49	T51	3.06	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001
n48	n50	T52	103.91	104.00	22.00	1.00	31.20	17.05	0.2	0.30	0.00	0.00	0.00	48.75	3.204	0.0032
n50	n51	T53	32.22	32.00	11.00	3.00	9.60	8.525	0.6	0.00	0.00	0.00	0.00	18.73	3.204	0.0032
n51	n52	T54	27.41	27.00	0.00	0.00	8.10	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	9.90	0.089	0.0001
n51	n53	T55	7.73	8.00	1.00	0.00	2.40	0.775	0	0.00	0.00	0.30	0.00	3.48	3.115	0.0031
n53	n54	T56	9.63	10.00	0.00	0.00	3.00	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	3.80	0.089	0.0001
n53	n55	T57	11.59	12.00	0.00	0.00	3.60	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	3.90	3.026	0.0030
n55	n56	T58	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.089	0.0001
n55	n57	T59	30.63	31.00	10.00	2.00	9.30	7.75	0.4	0.30	0.00	0.00	0.00	17.75	2.937	0.0029
n57	n58	T60	10.72	11.00	0.00	0.00	3.30	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	4.10	0.356	0.0004
n58	n59	T61	7.15	7.00	0.00	0.00	2.10	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	2.90	0.089	0.0001

			Total Accesorios				Km Accesorios									
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Uniones	Total Uniones	Total Codos	Total Válvulas	Km uniones	Km codos	Km Válvulas	Km Y Directa	Km Y De lado	Km T Directo	Km T De lado	Km total	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)
n58	n60	T62	10.93	11.00	0.00	0.00	3.30	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	3.60	0.267	0.0003
n60	n61	T63	1.64	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n60	n60'	T64	3.52	4.00	1.00	0.00	1.20	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	2.28	0.178	0.0002
n60'	n62	T65	2.24	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n60'	n63	T66	6.95	7.00	0.00	0.00	2.10	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	2.40	0.089	0.0001
n57	n64	T67	20.05	20.00	8.00	0.00	6.00	6.2	0	0.30	0.00	0.00	0.00	12.50	2.581	0.0026
n64	n65	T68	16.89	17.00	0.00	0.00	5.10	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	5.40	0.089	0.0001
n64	n66	T69	3.87	4.00	1.00	0.00	1.20	0.775	0	0.00	0.80	0.00	0.00	2.78	2.492	0.0025
n66	n67	T70	2.25	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n66	n68	T71	12.12	12.00	2.00	0.00	3.60	1.55	0	0.30	0.00	0.00	0.00	5.45	2.403	0.0024
n68	n69	T72	5.30	5.00	0.00	0.00	1.50	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	2.30	0.089	0.0001
n68	n70	T73	40.93	41.00	8.00	0.00	12.30	6.2	0	0.30	0.00	0.00	0.00	18.80	2.314	0.0023
n70	n71	T74	1.38	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.10	0.089	0.0001
n70	n72	T75	5.76	6.00	1.00	0.00	1.80	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	2.88	2.225	0.0022
n72	n73	T76	1.94	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n72	n74	T77	62.75	63.00	42.00	7.00	18.90	32.55	1.4	0.30	0.00	0.00	0.00	53.15	2.136	0.0021
n74	n75	T78	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.089	0.0001
n74	n76	T79	27.03	27.00	4.00	0.00	8.10	3.1	0	0.30	0.00	0.00	0.00	11.50	2.047	0.0020
n76	n77	T80	2.13	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	0.90	0.089	0.0001
n76	n78	T81	1.53	2.00	0.00	1.00	0.60	0	0.2	0.00	0.80	0.00	0.00	1.60	1.958	0.0020
n78	n79	T82	3.32	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	1.20	0.089	0.0001
n78	n80	T83	6.78	7.00	3.00	0.00	2.10	2.325	0	0.00	0.80	0.00	0.00	5.23	1.869	0.0019
n80	n81	T84	41.22	41.00	3.00	0.00	12.30	2.325	0	0.00	0.80	0.00	0.00	15.43	0.089	0.0001
n80	n82	T85	76.11	76.00	27.00	3.00	22.80	20.925	0.6	0.30	0.00	0.00	0.00	44.63	1.78	0.0018

			Total Accesorios				Km Accesorios									
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Uniones	Total Uniones	Total Codos	Total Válvulas	Km uniones	Km codos	Km Válvulas	Km Y Directa	Km Y De lado	Km T Directo	Km T De lado	Km total	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)
n82	n83	T86	2.85	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001
n82	n84	T87	39.29	39.00	7.00	0.00	11.70	5.425	0	0.00	0.80	0.00	0.00	17.93	1.691	0.0017
n84	n85	T88	2.77	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001
n84	n86	T89	6.31	6.00	4.00	2.00	1.80	3.1	0.4	0.30	0.00	0.00	0.00	5.60	1.602	0.0016
n86	n87	T90	2.90	3.00	0.00	0.00	0.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.70	0.089	0.0001
n86	n88	T91	0.89	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	0.60	1.513	0.0015
n88	n89	T92	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.089	0.0001
n88	n90	T93	9.14	9.00	5.00	1.00	2.70	3.875	0.2	0.30	0.00	0.00	0.00	7.08	1.424	0.0014
n90	n91	T94	13.04	13.00	0.00	0.00	3.90	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	4.70	0.089	0.0001
n90	n92	T95	6.75	7.00	1.00	1.00	2.10	0.775	0.2	0.30	0.00	0.00	0.00	3.38	1.335	0.0013
n92	n93	T96	10.52	11.00	0.00	0.00	3.30	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	4.10	0.178	0.0002
n93	n94	T97	0.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.089	0.0001
n93	n95	T98	36.01	36.00	1.00	0.00	10.80	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	11.88	0.089	0.0001
n95	n96	T99	19.94	20.00	2.00	0.00	6.00	1.55	0	0.00	0.00	0.00	0.00	7.55	0.089	0.0001
n92	n97	T100	19.47	19.00	5.00	0.00	5.70	3.875	0	0.30	0.00	0.00	0.00	9.88	1.157	0.0012
n97	n98	T101	2.21	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n97	n99	T102	0.68	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.30	0.00	0.00	0.00	0.60	1.068	0.0011
n99	n100	T103	126.65	127.00	0.00	0.00	38.10	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	38.90	0.089	0.0001
n99	n101	T104	8.27	8.00	3.00	0.00	2.40	2.325	0	0.30	0.00	0.00	0.00	5.03	0.979	0.0010
n101	n102	T105	63.65	64.00	0.00	0.00	19.20	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	20.00	0.089	0.0001
n101	n103	T106	0.93	1.00	1.00	0.00	0.30	0.775	0	0.30	0.00	0.00	0.00	1.38	0.89	0.0009
n103	n104	T107	11.00	11.00	0.00	0.00	3.30	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	5.10	0.178	0.0002
n104	n105	T108	0.49	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.089	0.0001
n104	n106	T109	65.45	65.00	0.00	0.00	19.50	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	20.30	0.089	0.0001

			Total Accesorios				Km Accesorios									
Nodo Inicial	Nodo Final	Tubería	Uniones	Total Uniones	Total Codos	Total Válvulas	Km uniones	Km codos	Km Válvulas	Km Y Directa	Km Y De lado	Km T Directo	Km T De lado	Km total	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)
n103	n107	T110	74.41	74.00	18.00	2.00	22.20	13.95	0.4	0.00	0.00	0.30	0.00	36.85	0.712	0.0007
n107	n108	T111	15.55	16.00	0.00	0.00	4.80	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	6.60	0.089	0.0001
n107	n109	T112	27.72	28.00	10.00	0.00	8.40	7.75	0	0.00	0.00	0.30	0.00	16.45	0.623	0.0006
n109	n110	T113	1.97	2.00	0.00	0.00	0.60	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	2.40	0.089	0.0001
n109	n111	T114	64.94	65.00	22.00	2.00	19.50	17.05	0.4	0.00	0.00	0.30	0.00	37.25	0.534	0.0005
n111	n112	T115	0.93	1.00	0.00	0.00	0.30	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.10	0.089	0.0001
n111	n113	T116	55.49	55.00	16.00	0.00	16.50	12.4	0	0.30	0.00	0.00	0.00	29.20	0.445	0.0004
n113	n114	T117	32.14	32.00	0.00	0.00	9.60	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	10.40	0.089	0.0001
n113	n115	T118	55.06	55.00	34.00	6.00	16.50	26.35	1.2	0.30	0.00	0.00	0.00	44.35	0.356	0.0004
n115	n116	T119	4.48	4.00	0.00	0.00	1.20	0	0	0.00	0.00	0.00	1.80	3.00	0.089	0.0001
n115	n117	T120	51.13	51.00	9.00	0.00	15.30	6.975	0	0.00	0.00	0.30	0.00	22.58	0.267	0.0003
n117	n118	T121	4.03	4.00	0.00	0.00	1.20	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	2.00	0.089	0.0001
n117	n119	T122	29.92	30.00	6.00	0.00	9.00	4.65	0	0.30	0.00	0.00	0.00	13.95	0.178	0.0002
n119	n120	T123	1.64	2	0.00	0.00	0.6	0	0	0.00	0.80	0.00	0.00	1.40	0.089	0.0001
n119	n121	T124	36.03	36.00	7.00	0.00	10.80	5.425	0	0.30	0.00	0.00	0.00	16.53	0.089	0.0001

Fuente: Autor

Los planos en planta y perfil de la red de acueducto, en los que se evidencia la ubicación de los accesorios, se puede consultar en el Anexo No. 3.

3.9 Curva de demanda

La vereda Limoncitos cuenta con ausencia casi total de micromedición, por lo cual no se cuenta con registros de consumo, por lo tanto el diseñador elabora una curva de consumo horario acorde con el comportamiento de consumo de la población; según información reportada por los pobladores de la vereda el consumo presenta tres picos importantes en el día, estos se presentan a las 6:00 am, 11:00 am y 5:00 pm, siendo la hora de máximo consumo a las 11. En la Tabla 3.8 y en la Figura 3.5 se presenta la curva de

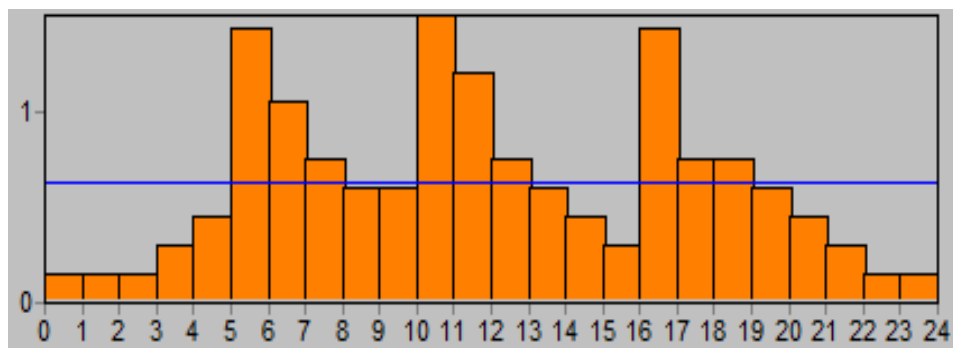
demanda que presenta la vereda Limoncitos, esta se construyó de tal forma que el factor en la hora de máximo consumo es de 1.50, que al ser multiplicado por el QMD del periodo de diseño permite obtener el QMH.

Tabla 3.8 Factores de consumo para la curva de demanda horaria

Hora	% Consumo horario	Factor
1	1	0.15
2	1	0.15
3	1	0.15
4	2	0.30
5	3	0.45
6	9.5	1.43
7	7	1.05
8	5	0.75
9	4	0.60
10	4	0.60
11	10	1.50
12	8	1.20
13	5	0.75
14	4	0.60
15	3	0.45
16	2	0.30
17	9.5	1.43
18	5	0.75
19	5	0.75
20	4	0.60
21	3	0.45
22	2	0.30
23	1	0.15
24	1	0.15

Fuente: Autor

Figura 3.5 Curva de demanda



Fuente: Autor

3.10 Análisis y discusión del capítulo

La información demográfica actual de la vereda Limoncitos no reporta datos por parte de ninguna entidad oficial del Estado, por lo cual la población se calculó a partir del número de familias suscritas y proyectadas para el sistema de acueducto, considerando el promedio de personas por familia y las necesidades hídricas propias del sector.

El nivel de complejidad asignado a la vereda Limoncitos es bajo, este parámetro no es considerado por la Resolución 0330 de 2017; sin embargo, se estima el mismo para determinar los métodos de proyección de población más adecuados a emplear.

La dotación neta residencial asignada a la vereda Limoncitos es de 130 L/s, para seleccionar la misma se tiene en cuenta la elevación de la zona (1646 msnm), adicionalmente se considera un 5% para suplir las necesidades de otros usuarios.

El 10% de la población asumido como flotante, se obtiene a partir de la información suministrada por la Asociación de usuarios del sistema de acueducto, teniendo en cuenta la naturaleza oscilante de la población, se asigna una dotación neta actual del 50% de la dotación neta residencial.

De acuerdo al estudio hidrológico elaborado para la Quebrada el Mortiño, la cual abastece en la actualidad el sistema de acueducto de Limoncitos, la fuente de suministro es óptima para realizar la captación del periodo de diseño, permitiendo así suplir las necesidades hídricas futuras de los habitantes de la vereda, incluso en época de estiaje, sin comprometer el caudal ecológico de la misma.

La selección del tipo de captación a diseñar en el sistema de acueducto veredal Limoncitos, se realizó considerando criterios como el ancho de la fuente, profundidad promedio, caudal de diseño y zona de ubicación de la estructura, por tanto considerando que la fuente no es navegable, ni cuenta con ancho o caudal considerable y que la zona de estudio es una región montañosa, se decide diseñar una bocatoma de fondo, la cual se adapta mejor a las condiciones de la vereda de estudio.

El levantamiento topográfico es el insumo principal para el diseño de la red de acueducto, ya que a partir de este se puede conocer los parámetros básicos de diseño como coordenadas y elevaciones de los nodos del sistema, longitudes de tubería y número de suscriptores (60 suscriptores) con los que cuenta el acueducto.

El diseño de una red de distribución implica conocer múltiples variables entre las que se destaca la viscosidad cinemática del agua a la temperatura propia del proyecto, rugosidad del material a implementar en las tuberías, caudales de diseño, coeficiente de pérdidas menores y longitud propia de cada tubería, por lo tanto se requiere un adecuado y minucioso trabajo en campo que permita recolectar esta información de forma precisa.

La estimación precisa de accesorios requeridos en una red de acueducto depende del análisis exhaustivo del comportamiento del terreno y la tubería, a través de una evaluación en planta y perfil es posible determinar el número y tipo de accesorios que garantizan un correcto diseño y presiones en el sistema.

El correcto diseño de una red de distribución debe considerar los patrones de consumo de la población de estudio; no obstante, teniendo en cuenta que la vereda no cuenta con micromedición, es imposible conocer estos parámetros de forma precisa, por lo cual se asume un comportamiento de demanda basado en información recolectada a través del trabajo comunitario, estableciendo tres horas de alto consumo a las 6:00 am, 11:00 am y 5:00pm.

4. CALCULOS Y DISEÑOS DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO

Para el cálculo y diseño del sistema de acueducto de la vereda Limoncitos, se siguió el procedimiento propuesto en el marco teórico y a partir de los datos recolectados en el capítulo 3.

4.1 Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se utilizó los tres métodos sugeridos para el nivel de complejidad de la vereda.

4.1.1 Método aritmético

Considerando los datos expuestos en la Tabla 3.1 y La información demográfica actual de la vereda Limoncitos puede ser consultada en la Tabla 3.2

Tabla 3.2, asumiendo la información del año 2004 como censo inicial y la población del año 2018 como el último censo, considerando el periodo de diseño de 25 años como establece la Resolución 0330 de 2017, correspondiente al año 2043. Los datos se obtienen aplicando la ecuación 2.1:

$$Pf = 595 + \frac{595 - 382}{2018 - 2004} * (2043 - 2018) = 975 \text{ Habitantes}$$

De acuerdo a lo establecido en el numeral 3.3, el ajuste por población flotante es del 10%, por tanto se tiene:

$$Pf = 975 + (975 * 0.1) = 1073 \text{ Habitantes}$$

4.1.2 Método geométrico

Para la obtención de la población por este método se usa la ecuación 2.2, del siguiente modo:

$$Pf = 595(1 + 0.034)^{2043-2018} = 1373 \text{ Habitantes}$$

La tasa de crecimiento anual se calcula por la ecuación 2.3, de la siguiente manera:

$$r_{2004-2008} = \left(\frac{444}{382}\right)^{\frac{1}{(2008-2004)}} - 1 = 0.038$$

$$r_{2008-2018} = \left(\frac{595}{444}\right)^{\frac{1}{(2018-2008)}} - 1 = 0.029$$

$$r_{promedio} = \frac{0.038 + 0.029}{2} = 0.034$$

Ajustando la población de diseño, con la población flotante, se obtiene:

$$Pf = 1373 + (1373 * 0.1) = 1510 \text{ Habitantes}$$

4.1.3 Método exponencial

Para este método usando la ecuación 2.4 , se tiene:

$$pf = 382 * e^{0.033(2043-2004)} = 1384 \approx 1407 \text{ Habitantes}$$

La tasa de crecimiento anual se calcula por la ecuación 2.5, de la siguiente manera:

$$K_{2004-2008} = \frac{\ln(444) - \ln(382)}{2008 - 2004} = 0.037$$

$$K_{2008-2018} = \frac{\ln(595) - \ln(444)}{2018 - 2008} = 0.029$$

$$K_{Promedio} = \frac{0.037 + 0.029}{2} = 0.033$$

Ajustando la población de diseño con el 10% de población flotante establecido en el numeral 3.3, se obtiene:

$$Pf = 1407 + (1407 * 0.1) = 1548 \text{ Habitantes}$$

Teniendo en cuenta que el RAS 2000 sugiere los tres métodos como apropiados para el nivel de complejidad bajo, se toma el promedio de los tres métodos para obtener la población de diseño la cual es de habitantes, esta se calculó de la siguiente manera:

$$Población\ diseño\ 2043 = \frac{(1073 + 1510 + 1548)}{3} = 1377 \text{ Habitantes}$$

Los cálculos de proyección desde el año 2019 a 2043, se calcula de la misma forma y se presenta en la

Tabla 4.1

Tabla 4.1 Proyección de población por los diferentes métodos

Año	M. Aritmético		M. Geométrico		M. Exponencial		Promedio	
	Población	P+PF	Población	P+PF	Población	P+PF	Población	P+PF
	[Hab]	[Hab]	[Hab]	[Hab]	[Hab]	[Hab]	[Hab]	[Hab]
2019	610	671	615	677	631	694	619	681
2020	625	688	636	700	652	717	638	702
2021	641	705	658	724	674	742	658	723
2022	656	721	680	748	697	767	678	746
2023	671	738	703	774	721	793	698	768
2024	686	755	727	800	746	820	720	792
2025	702	772	752	827	771	848	741	816
2026	717	788	778	855	797	877	764	840
2027	732	805	804	884	824	907	787	865
2028	747	822	831	914	852	938	810	891
2029	762	839	860	946	881	969	834	918
2030	778	855	889	978	911	1002	859	945
2031	793	872	919	1011	942	1036	885	973
2032	808	889	950	1045	974	1072	911	1002
2033	823	906	983	1081	1007	1108	938	1032
2034	838	922	1016	1118	1042	1146	965	1062
2035	854	939	1051	1156	1077	1185	994	1093
2036	869	956	1086	1195	1114	1225	1023	1125
2037	884	972	1123	1236	1152	1267	1053	1158
2038	899	989	1162	1278	1191	1310	1084	1192
2039	914	1006	1201	1321	1231	1354	1116	1227
2040	930	1023	1242	1366	1273	1400	1148	1263
2041	945	1039	1284	1413	1316	1448	1182	1300
2042	960	1056	1328	1461	1361	1497	1216	1338
2043	975	1073	1373	1510	1407	1548	1252	1377

Fuente: Autor

4.2 Cálculo de la dotación neta

Considerando los ajustes establecidos en el numeral 3.4, en el que se considera un 5% adicional, se halla la dotación neta de otros usuarios de la siguiente manera:

$$\text{Dotación Neta (Otros usuarios)} = 130 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}} * 0.05 = 6.5 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$$

La dotación neta requerida para los diferentes usos de la vereda se halla sumando la dotación neta residencial más la de otros usuarios, como se muestra a continuación:

$$\text{Dotación Neta (Residencial + otros usuarios)} = 130 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}} + 6.5 = 136.5 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$$

La dotación neta asignada para la población flotante, se halla considerando lo establecido en el numeral 3.4, como se muestra a continuación:

$$\text{Dotación Neta (Población flotante)} = 130 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}} * 0.5 = 65 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}$$

La dotación neta resultante es igual desde el año 2019 hasta el periodo de diseño año 2043.

4.3 Cálculo de la dotación bruta

Aplicando la ecuación 2.6, para una dotación neta residencial más la de otros usuarios y considerando el porcentaje de pérdidas máximas admisibles del 25%, establecido por la Resolución 0330 de 2017 (ver numeral 2.1.6), se tiene:

$$\text{Dotación Bruta (Residencial + otros usuarios)} = \frac{136.5}{(1 - 0.25)} = 182 \frac{L}{\text{Hab} * \text{día}}$$

La dotación bruta de la población flotante se halla a partir de la ecuación 2.6, considerando la dotación neta para población flotante calculada en el numeral 4.2

$$\text{Dotación Bruta (Población flotante)} = \frac{65}{(1 - 0.25)} = 86.7 \frac{L}{\text{Hab} * \text{día}}$$

4.4 Cálculo de los caudales de diseño

El cálculo de los caudales, se realiza para cada año. Los resultados que se presentan a continuación corresponden al periodo de diseño (Año 2043).

4.4.1 Caudal medio diario

Con la población proyectada para el año 2043, considerando la población flotante de 125 y la población residencial más la de otros usuarios como 1252 habitantes, así como la dotación bruta para cada caso, aplicando la ecuación 2.7, se obtiene:

$$Q_{md} (\text{Población flotante}) = \frac{125 \text{ hab} * 86.7 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}}{86400 \text{ s/día}} = 0.126 \frac{L}{s}$$

$$Q_{md} (\text{Residencial} + \text{Otros Usuarios}) = \frac{1252 \text{ hab} * 182 \frac{L}{\text{hab} * \text{día}}}{86400 \text{ s/día}} = 2.637 \frac{L}{s}$$

El caudal medio diario total se obtiene sumando los caudales hallados anteriormente

$$Q_{md} (\text{Total}) = 0.126 + 2.637 = 2.763 \frac{L}{s}$$

4.4.2 Caudal máximo diario

A partir del caudal medio diario calculado en el numeral anterior y con el coeficiente de consumo máximo diario 1.30. Se aplica la ecuación (2.8 para determinar el consumo máximo diario:

$$Q_{MD} = 2.763 \frac{L}{s} * 1.3 = 3.591 \frac{L}{s}$$

4.4.3 Caudal máximo horario

Con el caudal máximo diario calculado (3.591 L/s) y adoptando el valor medio del coeficiente máximo horario 1.50, se calcula el caudal máximo horario aplicando la ecuación 2.9, obteniendo así:

$$Q_{MH} = 3.591 \frac{L}{s} * 1.5 = 5.387 \frac{L}{s}$$

El cálculo de la dotación bruta (Residencial + otros usuarios), la población flotante y los cálculos de los caudales de diseño para los años 2019 a 2043 se calculan mediante la metodología precedente y se presentan en la Tabla 4.2

Tabla 4.2 Cálculo de la dotación bruta y los caudales de diseño

Año	Dotación Bruta (Residencial + Otros Usuarios)	Dotación Bruta (Población Flotante)	Qmd (Población Flotante)	Qmd (Residencial + Otros Usuarios)	Qmd (Total)	QMD	QMH
	[l/hab·dia]	[l/hab·dia]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
2019	182.0	86.7	0.062	1.303	1.365	1.775	2.663
2020	182.0	86.7	0.064	1.344	1.408	1.830	2.745
2021	182.0	86.7	0.066	1.385	1.451	1.887	2.830
2022	182.0	86.7	0.068	1.428	1.496	1.944	2.917
2023	182.0	86.7	0.070	1.471	1.541	2.004	3.006
2024	182.0	86.7	0.072	1.516	1.588	2.065	3.097
2025	182.0	86.7	0.074	1.562	1.636	2.127	3.191
2026	182.0	86.7	0.077	1.609	1.686	2.191	3.287
2027	182.0	86.7	0.079	1.657	1.736	2.257	3.385
2028	182.0	86.7	0.081	1.707	1.788	2.324	3.487
2029	182.0	86.7	0.084	1.758	1.841	2.394	3.591
2030	182.0	86.7	0.086	1.810	1.896	2.465	3.697
2031	182.0	86.7	0.089	1.864	1.952	2.538	3.807
2032	182.0	86.7	0.091	1.919	2.010	2.613	3.920
2033	182.0	86.7	0.094	1.975	2.069	2.690	4.035
2034	182.0	86.7	0.097	2.034	2.130	2.769	4.154
2035	182.0	86.7	0.100	2.093	2.193	2.851	4.276
2036	182.0	86.7	0.103	2.155	2.257	2.935	4.402
2037	182.0	86.7	0.106	2.218	2.324	3.021	4.531
2038	182.0	86.7	0.109	2.283	2.392	3.109	4.664
2039	182.0	86.7	0.112	2.350	2.462	3.200	4.801
2040	182.0	86.7	0.115	2.419	2.534	3.294	4.941
2041	182.0	86.7	0.119	2.489	2.608	3.390	5.086
2042	182.0	86.7	0.122	2.562	2.684	3.489	5.234
2043	182.0	86.7	0.126	2.637	2.763	3.591	5.387

Fuente: Autor

4.4.4 Caudal de diseño por componente

Partiendo del caudal medio diario, máximo diario y máximo horario calculados para el periodo de diseño (año 2043), es posible determinar el caudal de diseño propio de cada componente del sistema, acorde con los parámetros establecidos en el numeral 2.1.7. Los caudales de diseño para cada componente del sistema de acueducto se pueden consultar en la Tabla 4.3

Tabla 4.3 Caudales de diseño para cada componente del sistema de acueducto

Componente	Caudal (L/s)	Caudal (m³/s)
Captación fuente superficial	7.1829	0.00718
Captación fuente subterránea	3.5915	0.00359
Desarenador	3.5915	0.00359
Aducción	3.5915	0.00359
Conducción	3.5915	0.00359
Tanque	3.5915	0.00359
Red de distribución	5.3872	0.00539

Fuente: Autor

4.4.5 Diseño de la bocatoma

Para el diseño de la bocatoma de fondo, se emplea el procedimiento expuesto en el numeral 2.4.1.4, así como los datos hidrológicos recopilados en el numeral 3.6.1.1 (Ver Tabla 3.3). A continuación se desarrolla cada paso:

1. Caudal de entrada a la rejilla (Q1)

El caudal de entrada a la rejilla se determina a partir de diversos criterios, los cuales pueden ser consultados en la Tabla 4.4

Tabla 4.4 Criterios de diseño para el cálculo de caudal a la entrada de la rejilla

Parámetro	Valor seleccionado	Referencia
Caudal mínimo de la fuente de abastecimiento	0.0825 m ³ /s	Tabla 3.3
Ancho total de la garganta del vertedero	3 m	Autor
Ancho de la rejilla	1 m	Autor

Fuente: Autor

Para hallar este caudal de entrada a la rejilla se emplea la ecuación 2.10, de la siguiente manera:

$$Q_1 = \frac{0.0825 \frac{m^3}{s}}{\left(\frac{3m}{1m}\right)} = 0.0275 \frac{m^3}{s}$$

2. Caudal de captación o diseño (Q_{dis})

Para el cálculo del caudal de diseño se emplea la ecuación 2.11, como se muestra a continuación:

$$Q_{dis} = 2 * 0.0036 \frac{m^3}{s} = 0.0072 \frac{m^3}{s}$$

3. Caudal de salida (Q_2)

El cálculo del caudal de salida, se obtiene aplicando la ecuación 2.12, así:

$$Q_2 = 0.0275 \frac{m^3}{s} - 0.0072 \frac{m^3}{s} = 0.0203 \frac{m^3}{s}$$

4. Altura crítica (Y_c)

Considerando la geometría rectangular del canal se aplica la ecuación 2.14 y haciendo $q=Q/b$ y llamando a esta expresión caudal unitario, se obtiene:

$$q = \frac{0.0275 \frac{m^3}{s}}{1 m} = 0.0275 m^3/m.s$$

A partir del caudal unitario calculado es posible emplear la ecuación 2.15, como se muestra a continuación:

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(0.0275 \frac{m^3}{m.s}\right)^2}{9.806 \frac{m}{s^2}}}$$

$$Y_c = 0.0426 m$$

5. Velocidad crítica (V_c)

A partir de los valores obtenidos anteriormente y empleando la ecuación 2.16, se tiene:

$$V_c = \frac{0.0275 \frac{m^3}{s}}{1m * 0.042m} = 0.646 \frac{m}{s}$$

6. Energía crítica o mínima (Ec)

La energía crítica se obtiene empleando la ecuación 2.17 y a partir de la profundidad y velocidad crítica:

$$E_c = 0.0426 m + \frac{\left(0.646 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.806 \frac{m}{s^2}} = 0.0638 m$$

7. Energía específica al inicio de la rejilla (E)

Para calcular la energía específica al inicio de la rejilla se debe asumir una altura inicial cercana a la crítica, por lo cual se asume $Y_1 = 0.040 m$, además se emplea la ecuación 2.18, así:

$$E = 0.040 m + \left(\frac{\left(0.0275 \frac{m^3}{s}\right)^2}{2 * 9.806 \frac{m}{s^2} * 1^2 * 0.040m} \right) = 0.064 m$$

8. Altura del agua a la entrada de la rejilla (Y1)

El cálculo de la altura a la entrada de la rejilla depende de la relación obtenida entre la Altura asumida y la energía específica al inicio de la rejilla, este valor permite obtener la relación Y_1/Y_c expresada en la ecuación 2.19.

$$\frac{Y_1}{E} = \frac{0.040m}{0.064m} = 0.624$$

Al relacionar el valor anterior obtenido con la Tabla 2.6, se obtiene un valor Y_1/Y_c de 0.933. A partir de las relaciones anteriores, es posible aplicar la ecuación 2.19, para hallar la altura de la lámina de agua al inicio de la rejilla, de la siguiente manera:

$$Y_1 = 0.0426 m * 0.933 = 0.040 m$$

9. Altura del agua a la salida de la rejilla (Y2)

A partir de la ecuación 2.20, se emplea la herramienta Solver para encontrar el valor de la Altura del agua a la salida de la rejilla. Que para este caso es 0.005 m.

10. Coeficiente de descarga en la rejilla (C)

Para el cálculo de la longitud de la rejilla, es necesario calcular el coeficiente de descarga, el cual depende del tipo de rejilla, que para este proyecto, se plantea el uso de barras paralelas de inclinación horizontal, por lo tanto se revisa la Tabla 2.7, asignando un coeficiente de 0.497.

11. Número de barras (n)

El cálculo del número de barras que tendrá la rejilla depende de varios criterios que pueden ser consultados en la Tabla 4.5

Tabla 4.5 Criterios para el diseño de la rejilla

Parámetro	Valor seleccionado	Referencia
Diámetro de las barras	3/8" → 0.010 m	Autor
Espaciamiento de barras	0.020 m	Acueductos-Teoría y diseño

A partir de los valores estipulados en la Tabla 4.5, es posible calcular el número de barras mediante la ecuación 2.21.

$$n = \frac{(1m - 0.020m)}{(0.010m + 0.020)} = 33.192 \text{ barras}$$

12. Comprobación ancho (b)

La verificación de la idoneidad del diámetro y el espacio entre barras, se realiza mediante la ecuación 2.22, como se muestra a continuación:

$$b = (33.19 \text{ barras} * 0.010m) + (0.020 m * (33.192 \text{ barras} + 1)) = 0.960 m$$

Teniendo en cuenta que el ancho obtenido es inferior al propuesto al inicio del diseño, se asume que este el diámetro y espacio propuestos cumplen.

13. Relación entre el área de abertura y el área total (e)

Para obtener la relación entre el área ocupada por la abertura y el área total de la rejilla se aplica la ecuación 2.23, así:

$$e = \frac{((33.19 \text{ barras} + 1) * 0.020)}{1} = 0.684 \text{ m}$$

14. Longitud de la rejilla (X)

La longitud de la rejilla depende de múltiples variables calculadas anteriormente, partiendo de estos valores es posible emplear la ecuación 2.24, como se muestra a continuación:

$$X = \frac{0.064}{0.684 * 0.50} * \left(\frac{0.040}{0.064} \sqrt{1 - \frac{0.040}{0.064}} - \frac{0.005}{0.064} \sqrt{1 - \frac{0.005}{0.064}} \right) = 0.059 \text{ m}$$

15. Diseño del canal recolector

El diseño del canal recolector de agua depende de múltiples criterios, que en su mayoría deben ser asumidos por el diseñador y que son esenciales para la continuación del diseño, estos pueden ser consultados en la Tabla 4.6

Tabla 4.6 Parámetros para el diseño del canal recolector

Parámetro	Valor seleccionado	Referencia
Caudal de diseño del canal	0.0072 m ³ /s	Q _{dis} - Ecuación 2.11
Geometría del canal	Rectangular	Autor
Talud	0	Acueductos-Teoría y diseño
Ancho del canal	0.60 m	Autor
Pendiente variable	0.010 m/m	Autor
Longitud del canal	2.15 m	Según geometría de la sección

16. Profundidad, energía y velocidad crítica del canal recolector

El diseño del canal depende de la velocidad y profundidad crítica, por lo cual se aplican las ecuaciones 2.15, 2.16 y 2.17, como se muestra a continuación:

$$q = \frac{0.0072 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.60 \text{ m}} = 0.012 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{\left(0.012 \frac{\text{m}^3}{\text{m} \cdot \text{s}}\right)^2}{9.806 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}}$$

$$Y_c = 0.024 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{0.0072 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0.60 \text{ m} * 0.024 \text{ m}} = 0.490 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

17. Altura del agua al final del canal recolector

Partiendo de la altura crítica calculada para el canal recolector, es posible calcular la lámina de agua mediante la ecuación 2.25, de la siguiente manera:

$$H_2 = 1.1 * 0.024 \text{ m} = 0.027 \text{ m}$$

18. Altura del agua al inicio del canal recolector

El cálculo de la altura de la lámina de agua al inicio del canal depende de múltiples variables como la pendiente, longitud y altura crítica del canal, las cuales pueden ser consultadas en la Tabla 4.6 a partir de estas se puede emplear la ecuación 2.26:

$$H_1 = \sqrt{\frac{2(0.024 \text{ m})^3}{0.027 \text{ m}} + \left(0.027 \text{ m} - \frac{2.15 \text{ m} * 0.010 \frac{\text{m}}{\text{m}}}{3}\right)^2} - \frac{2}{3} \left(2.15 \text{ m} * 0.010 \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) = 0.153 \text{ m}$$

Al probar otras pendientes varía la altura al inicio del canal recolector, los resultados obtenidos para la altura inicial del canal, se pueden representar según el ejemplo planteado en la Tabla 2.8 Los resultados de altura al inicio del canal de acuerdo a la pendiente adoptada pueden ser consultados en la Tabla 4.7

Tabla 4.7 Altura al inicio del canal recolector según pendiente adoptada

S (m/m)	H1	S*L	H=H1+S*L-H2
0.01	0.15294	0.0215	0.1475
0.02	0.13860	0.0430	0.1547
0.03	0.12425	0.0645	0.1619
0.04	0.10987	0.0860	0.1690
0.05	0.09547	0.1075	0.1761
0.06	0.08104	0.1290	0.1831
0.07	0.06656	0.1505	0.1902
0.08	0.05204	0.1720	0.1972

Fuente: Autor

19. Velocidad al final del canal recolector

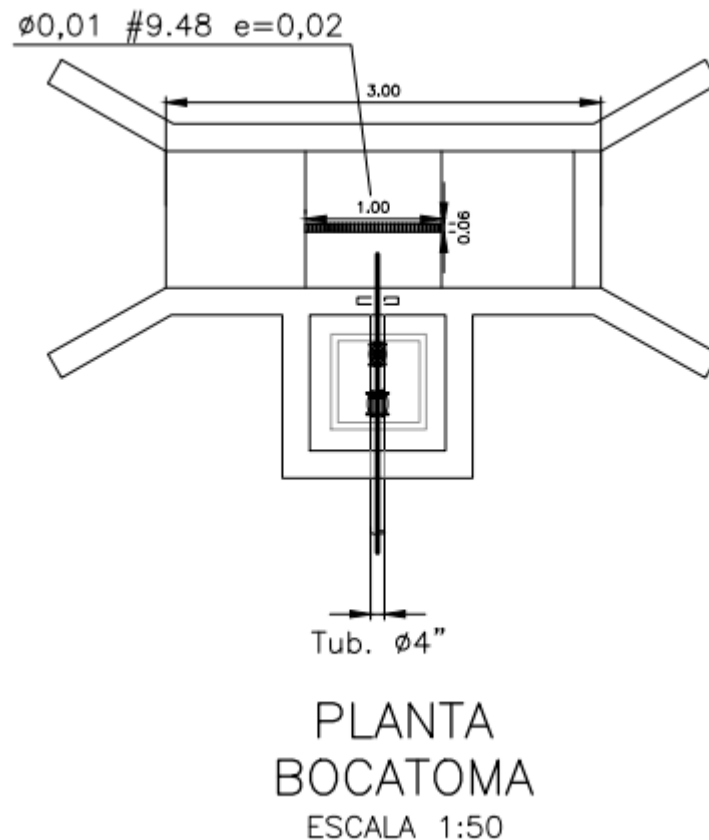
La velocidad al final del canal se puede calcular mediante la ecuación 2.27:

$$V2 = \frac{0.072}{0.60 * 0.027} = 0.45 \text{ m/s}$$

Al comparar el valor obtenido con la velocidad crítica calculada en el paso 16 (0.49 m/s), es posible comprobar que la velocidad al final del canal es menor, por tanto el flujo es subcrítico.

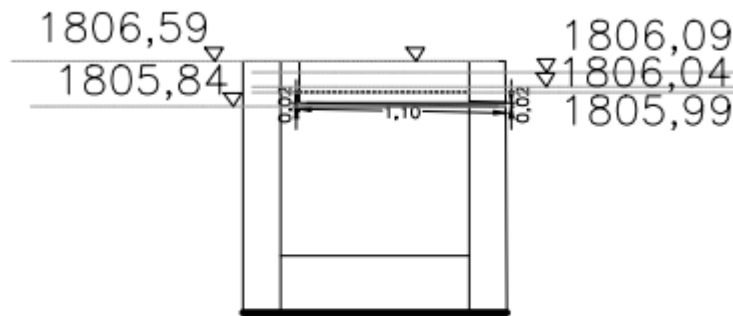
La Figura 4.1 y Figura 4.2 muestra los esquemas en planta y corte de la bocatoma de fondo diseñada en el proceso anterior.

Figura 4.1 Esquema en planta de la bocatoma de fondo diseñada



Fuente: Autor

Figura 4.2 Esquema en corte de la bocatoma de fondo diseñada



CORTE
ESCALA 1:50

Fuente: Autor

Los cálculos de diseño de la bocatoma pueden ser consultados en el Anexo No. 1, los planos estructurales se pueden consultar en el Anexo No. 2.

4.4.6 Diseño del desarenador

Considerando que el desarenador está compuesto de 4 zonas que permiten su adecuado funcionamiento, a continuación se presenta el diseño de cada una de ellas.

Zona de sedimentación

1. Caudal de diseño

El desarenador se diseña a partir de los caudales de diseño expuestos en la Tabla 4.3, por lo cual el caudal de diseño adoptado es $0.0036 \text{ m}^3/\text{s}$.

2. Velocidad de sedimentación

La velocidad de sedimentación es el criterio más importante para el diseño del desarenador, para hallar este es necesario definir múltiples parámetros, los cuales pueden ser consultados en la Tabla 4.8

Tabla 4.8 Parámetros de diseño para determinar la velocidad de sedimentación

Parámetro	Valor seleccionado	Referencia
Temperatura del agua	10°C	Hidrocon Ingeniería S.A.S
Viscosidad del agua	0.0131 cm ² /s	Acueductos-Teoría y diseño
Peso específico de la arena	2.65 g/cm ³	Resolución 0330 de 2017
Diámetro de la partícula a remover (arena muy fina)	0.002 cm	Tabla 2.9 - Acueductos Teoría y diseño

A partir de los criterios expuestos en la Tabla 4.8 es posible aplicar la ecuación 2.28, así:

$$V_s = \frac{\left(2.65 \frac{g}{cm^3} - 1 \frac{g}{cm^3}\right) * (0.002 \text{ cm})^2 * 980 \frac{cm}{s^2}}{18 * 0.0131 \frac{cm^2}{s}} = 0.027 \frac{cm}{s}$$

3. Velocidad de sedimentación teórico

El valor de sedimentación calculado debe ser comparado con los valores teóricos establecidos para diferentes diámetros de partículas, para este caso se considera un régimen laminar y el diámetro propuesto a remover es 0.002 cm (Ver Tabla 4.8 a partir de estos criterios se revisa la Tabla 2.9 obteniendo una velocidad teórica de sedimentación de 0.06 cm/s

4. Velocidad de sedimentación para el diseño

Para obtener la velocidad de sedimentación promedio, se emplea la ecuación 2.29 como se muestra a continuación:

$$V_{sd} = \frac{0.027 \frac{cm}{s} + 0.06 \frac{cm}{s}}{2} = 0.04 \frac{cm}{s} = 0.0004 \frac{m}{s}$$

5. Tiempo que demora la partícula en tocar el fondo

A partir del despeje de la ecuación 2.30, es posible hallar el tiempo que tarda la partícula a remover en tocar el fondo, para este cálculo se emplea la ecuación 2.31 y se asume una altura de la estructura de 1.65 m, como se muestra a continuación:

$$t = \frac{1.65 \text{ m}}{0.0004 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 3774.45 \text{ s} = 62.91 \text{ minutos}$$

Debido a que el tiempo calculado es mayor a 20 minutos, se asume que la altura propuesta permite el cumplimiento de los parámetros de diseño establecidos por la Resolución 0330 de 2017.

6. Relación a/t

Considerando un estado que el estado de la estructura tendrá muy buenos deflectores y que se espera una remoción de más del 80% de las partículas, es posible conocer la relación a/t de la Tabla 2.10 obteniendo así un valor de 2.370.

7. Tiempo de sedimentación acorde con el estado de las pantallas deflectoras

El tiempo que tardan las partículas en sedimentar, se calcula empleando la ecuación 2.33, como se muestra a continuación:

$$a = 2.370 * 3774.45 \text{ s} = 8945.44 \text{ s}$$

8. Volumen o capacidad del desarenador

Empleando la ecuación 2.34, es posible determinar el volumen o capacidad del desarenador, de la siguiente manera:

$$V = 0.0036 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 8945.44 \text{ s} = 32.127 \text{ m}^3$$

9. Área del desarenador

A partir del volumen calculado en el paso anterior y por medio de la altura propuesta, es posible determinar el área del desarenador, empleando la ecuación 2.35, como se evidencia a continuación:

$$A = \frac{32.127 \text{ m}^3}{1.65 \text{ m}} = 19.471 \text{ m}^2$$

10. Área requerida

El área mínima requerida para llevar a cabo el proceso de sedimentación, depende del caudal de diseño de la estructura, así como la velocidad de diseño de la misma, esta se puede calcular utilizando la ecuación 2.36, como se muestra a continuación:

$$Ar = \frac{0.0036 \frac{m^3}{s}}{0.0004 \frac{m}{s}} = 8.216 m^2$$

11. Ancho de la zona de sedimentación

Usando la ecuación 2.38, es posible calcular el ancho de la zona de sedimentación como se muestra enseguida:

$$b = \sqrt{\frac{19.471 m^2}{4}} = 2.21 m$$

12. Longitud zona de sedimentación

Conociendo el ancho de la zona de sedimentación es posible calcular la longitud de la misma, empleando la ecuación 2.39, como se evidencia enseguida:

$$L = 4 * 2.21m = 8.83 m$$

13. Velocidad horizontal

A partir del ancho y la longitud de la zona de sedimentación, es posible calcular la velocidad horizontal de la unidad, utilizando la ecuación 2.40 como se exhibe a continuación:

$$Vh = \frac{0.0036 \frac{m^3}{s}}{(2.21 m * 1.65 m)} = 0.001 \frac{m}{s}$$

14. Relación Vh/Vs

Para obtener la relación Vh/Vs, solo hace falta dividir los valores obtenidos para la velocidad horizontal y la de sedimentación

$$\frac{Vh}{Vs} = \frac{0.001 \frac{m}{s}}{0.0004 \frac{m}{s}} = 2.26$$

Al comparar el valor calculado con los parámetros de diseño exigidos en la Resolución 0330 de 2017, es posible evidenciar que la relación es menor a 20, por lo tanto se evidencia el cumplimiento en el diseño de la zona de sedimentación.

Zona de entrada

Para el diseño de la zona de entrada y la pantalla deflectora el diseñador debe asumir diversos parámetros, los cuales pueden ser consultados en la Tabla 4.9

Tabla 4.9 Parámetros de diseño para la zona de entrada del desarenador

Parámetro	Valor seleccionado	Referencia
Caudal de diseño	0.0036 m ³ /s	Igual en todas las zonas del desarenador- Tabla 4.3
Velocidad de paso a través de los orificios	0.20 m/s	Acueductos- Teoría y diseño
Diámetro de orificios	2" → 0.051m	Autor
Ancho de la pantalla deflectora	1 m	Autor
Alto de la pantalla deflectora	0.7 m	Autor
Borde libre de la pantalla deflectora	0.50 m	Autor
Longitud de la pantalla deflectora	2.21 m	Igual al ancho de la zona de sedimentación

1. Altura total de la canaleta (HT)

Para calcular la altura total de la canaleta se parte del valor asumido tanto de altura como borde libre para la canaleta, a partir de estos se emplea la ecuación 2.41, como se muestra a continuación:

$$HT = 0.7 \text{ m} + 0.5 \text{ m} = 1.2 \text{ m}$$

2. Área efectiva de la pantalla (Ae)

El área de la pantalla deflectora depende de la geometría que plantee el diseñador para la misma, para este caso se plantea una pantalla rectangular, por lo cual aplica la ecuación 2.42, como se muestra enseguida:

$$Ae = \frac{0.0036 \frac{m^3}{s}}{0.2 \frac{m}{s}} = 0.018 \text{ m}^2$$

3. Área de cada orificio (Ao)

A partir del diámetro propuesto por el diseñador (Tabla 4.9) y aplicando la ecuación 2.43 es posible calcular el área de cada orificio, de la siguiente manera:

$$A_o = \left(\frac{3.1416 * (0.051)^2}{4} \right) = 0.002 \text{ m}^2$$

4. Número de orificios (N)

El número de orificios se calcula mediante la ecuación 2.44, como sigue:

$$N = \frac{0.018 \text{ m}^2}{0.002 \text{ m}^2} = 8.860 \text{ Orificios}$$

5. Espaciamiento de orificios (e)

Para el cálculo del espacio existente entre los orificios se emplea la ecuación 2.45, como se muestra enseguida:

$$e = \frac{(2.21 \text{ m} - 0.40)}{\left(\frac{8.860}{3}\right)} = 0.612 \text{ m}$$

Zona de lodos:

De la misma forma que para las zonas de sedimentación y entrada al desarenador, en esta es necesario que el diseñador asuma diversos criterios, estos pueden ser consultados en la Tabla 4.10

Tabla 4.10 Criterios para el diseño de la zona de lodos

Parámetro	Valor seleccionado	Referencia
Altura de los lodos	0.30 m	Autor
Pendientes de entrada	10%	Resolución 0330 de 2017
Pendientes de salida	10%	Resolución 0330 de 2017

1. Distancia entre el canal recolector de lodos y la entrada al desarenador (x)

Aplicando la ecuación 2.46 es posible hallar la distancia que debe existir entre la entrada al desarenador y el canal recolector de lodos, de la siguiente manera:

$$x = \frac{8.83 \text{ m}}{3} = 2.95 \text{ m}$$

2. Volumen de la tolva (Vt)

El volumen de la tolva de lodos se calcula mediante la ecuación 2.47, como se indica a continuación:

$$Vt = 32.13 \text{ m}^3 * 20\% = 6.42 \text{ m}^3$$

3. Distancia de entrada (De)

Teniendo en cuenta la distancia calculada en el paso 1, así como la pendiente de entrada asumida como el 10% (Ver Tabla 4.10), es posible calcular la distancia de entrada empleando la ecuación 2.48, como se muestra a continuación:

$$De = 2.95 \text{ m} * 10\% = 0.295 \text{ m}$$

4. Distancia de salida (Ds)

Para el cálculo de la distancia de salida es necesario partir de la longitud de la zona de sedimentación y de la distancia entre entrada al desarenador y el canal recolector de lodos, así como la pendiente de 10% asumida (Tabla 4.10), a partir de lo anterior es posible emplear la ecuación 2.49 que se muestra a continuación:

$$Ds = (8.83 \text{ m} - 2.95 \text{ m}) * 10\% = 0.59 \text{ m}$$

5. Carga superficial (CS)

Se obtiene de la relación entre el caudal de diseño y el área del sedimentador, para esto se utiliza la ecuación 2.50, como se indica a continuación:

$$CS = \frac{(0.0036 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} * 86.400 \text{ s})}{19.471 \text{ m}^2} = 15.94 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

Zona de salida

En esta zona del desarenador no es necesario asumir ningún valor, ya que el proceso de cálculo depende de las anteriores zonas diseñadas, enseguida se muestra el procedimiento a seguir para el diseño de esta estructura:

1. Longitud de la canaleta de salida (L)

Como se mencionó en el marco teórico la longitud de la canaleta de salida es igual al ancho del desarenador y al largo de la pantalla deflectora de la zona de entrada, por lo tanto la longitud de la canaleta de salida es de 2.21 m

2. Velocidad máxima del agua en la canaleta de salida (V)

Asumiendo la misma velocidad de paso a través de los orificios, se estima que este valor es 0.2 m/s (Ver Tabla 4.9)

3. Altura de la lámina de agua sobre la cresta (h)

Empleando la ecuación de Francis, propia de los vertederos y descrita en la ecuación 2.51, se tiene:

$$h = \left(\frac{0.0036 \frac{m^3}{s}}{1.84 * 2.21 m} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.009 m$$

4. Área de la canaleta de salida (Ac)

Para hallar esta área se emplea la ecuación 2.52, como se muestra a continuación:

$$Ac = \frac{0.0036 \frac{m^3}{s}}{0.2 \frac{m}{s}} = 0.018 m^2$$

5. Ancho de la canaleta de salida (bc)

Partiendo de la altura calculada de la lámina de agua sobre el vertedero de salida, así como el área de la canaleta, es posible conocer el ancho de la canaleta, empleando la ecuación 2.53, como se exhibe a continuación:

$$bc = 1.5 * 0.009 m = 0.014 m$$

Considerando que el valor calculado para el ancho de la canaleta es muy pequeño, se procede a aumentar el mismo a 0.150 m, con el fin de facilitar la limpieza y mantenimiento de la canaleta.

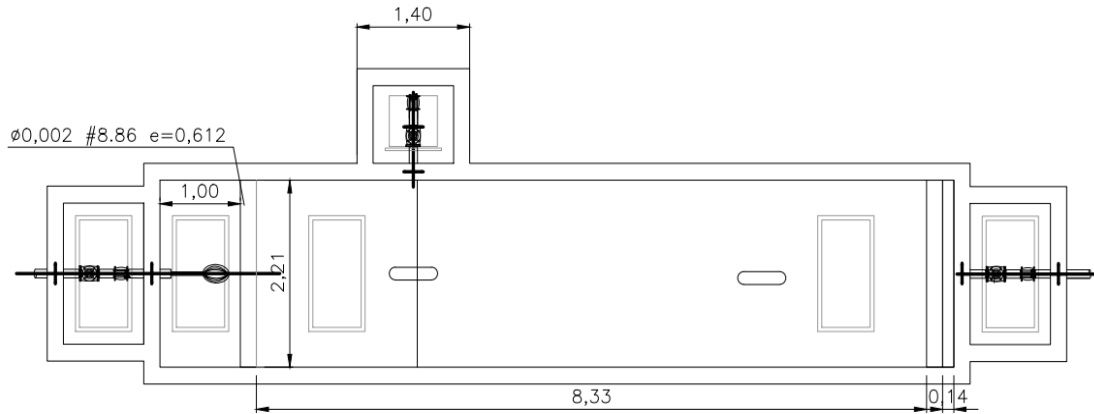
6. Altura del vertedero de salida (hv)

Para el cálculo de la altura del vertedero de salida se utiliza la ecuación 2.54, como sigue:

$$hv = \frac{0.018 m^2}{0.150 m} = 0.120 m$$

Las dimensiones finales del desarenador se pueden observar en los esquemas en planta y corte presentados en la Figura 4.3 y Figura 4.4

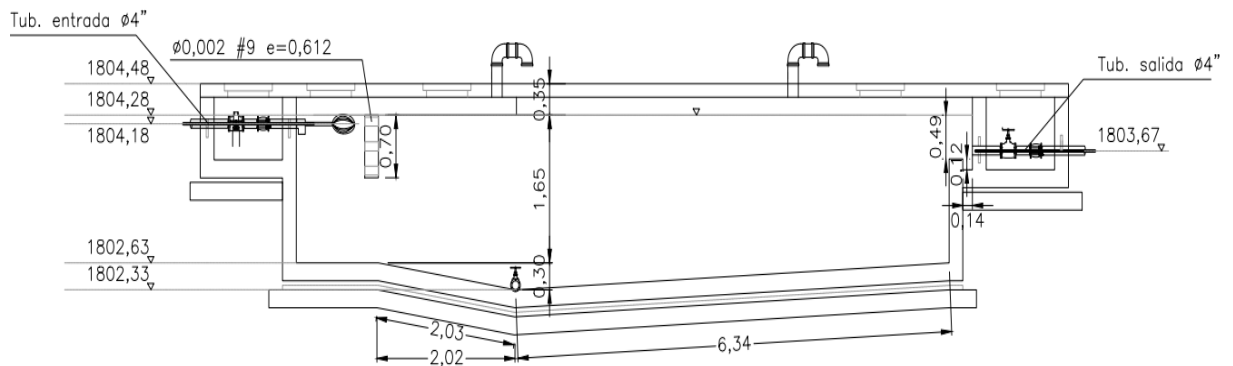
Figura 4.3 Esquema en planta del desarenador diseñado



PLANTA DESARENADOR
ESCALA 1:50

Fuente: Autor

Figura 4.4 Esquema en perfil del desarenador diseñado



CORTE A-A DESARENADOR
ESCALA 1:50

Fuente: Autor

Los cálculos de diseño del desarenador pueden ser consultados en el Anexo No. 1, los planos estructurales se pueden consultar en el Anexo No. 2.

4.4.7 Diseño del tanque de almacenamiento

Para el diseño del tanque de almacenamiento, se emplea el procedimiento expuesto en el numeral 2.4.4.3, así como el patrón de consumo descrito en el numeral 3.7. A continuación se desarrolla cada paso:

1. Caudal de diseño (Qd)

Considerando los caudales de diseño establecidos por la Resolución 0330 de 2017, se asume como caudal de diseño $0.00359 \text{ m}^3/\text{s}$ (Ver Tabla 4.3), correspondiente a $310.301 \text{ m}^3/\text{día}$.

2. Tiempo de abastecimiento (t)

El diseño del tanque de almacenamiento se realiza considerando un día de abastecimiento.

3. Volumen máximo diario (VMD)

Teniendo en cuenta el tiempo de abastecimiento planteado en el paso número dos y empleando la ecuación 2.55, se tiene:

$$VMD = 310.301 \frac{\text{m}^3}{\text{día}} * 1 \text{ día} = 310.301 \text{ m}^3$$

4. Volumen de almacenamiento (V)

Siguiendo los parámetros de diseño estipulados en la Resolución 0330 de 2017, descritos en el numeral 2.4.4.3, se procede a usar la ecuación 2.56, como se muestra enseguida:

$$V = 310.301 \text{ m}^3 * \frac{1}{3} = 103.433 \text{ m}^3$$

5. Volumen sistema contra incendios (VSCI)

De acuerdo a lo expuesto en el numeral 2.1.7.4, se debe asignar un porcentaje adicional acorde con el riesgo que presenta el municipio ante un posible incendio, considerando que la vereda Limoncitos reporta un riesgo bajo según los planes de gestión de riesgo del municipio, se asigna un 15% adicional, para determinar el volumen se utiliza la ecuación 2.57, como se muestra enseguida:

$$VSCI = 103.433 \text{ m}^3 * 15\% = 15.51 \text{ m}^3$$

6. Volumen de almacenamiento total (VT)

Para el cálculo de este volumen se aplica la ecuación 2.58, así:

$$VT = 103.433 \text{ m}^3 + 15.51 \text{ m}^3 = 118.95 \text{ m}^3$$

7. Volumen de regulación (VR)

Para estimar el volumen de regulación del tanque de almacenamiento es necesario conocer el patrón de consumo horario que tiene la población de estudio, por lo cual se tiene en cuenta la información presentada en el numeral 3.7.

El cálculo del factor de consumo en la hora de máximo demanda (FHM), se emplea la ecuación 2.59, como se muestra a continuación:

$$FHM = \frac{5.387 \text{ L/s}}{3.591 \text{ L/s}} = 1.50$$

Para la hora 1 y las restantes se aplican reglas de tres, considerando el porcentaje de consumo designado a cada hora del día, como se muestra a continuación:

$$\begin{array}{l} 10\% \quad ==> \quad 1.50 \\ 1 \text{ \%} \quad ==> \quad X \end{array}$$

Por lo anterior el factor de consumo para la hora 1 es 0.15. Para hallar el Caudal Máximo Horario (QMH) de la hora 1 se usa la ecuación 2.60, así:

$$QMH = 3.591 \frac{\text{L}}{\text{s}} * 0.15 = 0.54 \frac{\text{L}}{\text{s}}$$

Para obtener el volumen del tanque en metros cúbicos, solo hace falta realizar una conversión del QMH hallado anteriormente, de la siguiente manera:

$$0.54 \frac{\text{L}}{\text{s}} * \left(\frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hora}} \right) * \left(\frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} \right) = 1.94 \text{ m}^3$$

En la hora 2 se realiza el mismo procedimiento, obteniendo un valor de 1.94 m³ lo que indica que la sumatoria de las dos primeras horas permite obtener un volumen acumulado de 3.88 m³ para esta hora. Los resultados obtenidos para cada hora del día pueden ser consultados en la Tabla 4.11

Tabla 4.11 Volumen Acumulado para cada hora

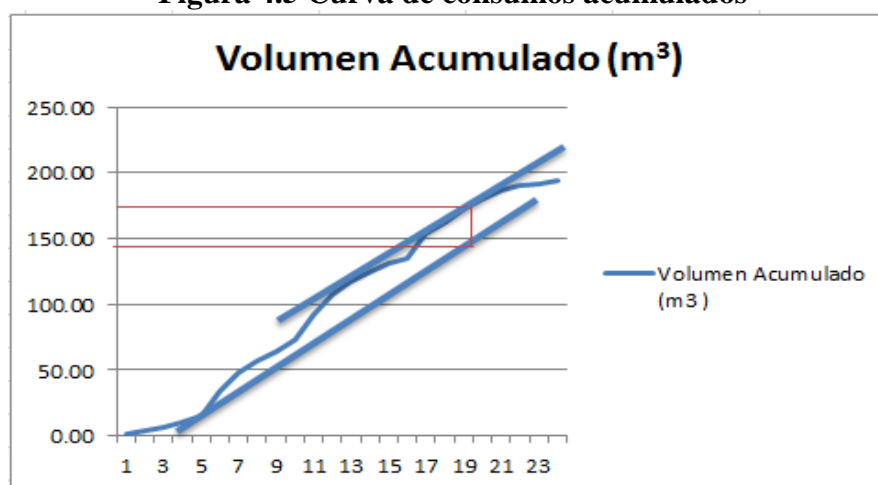
Hora	% Consumo horario	Factor	QMH (L/s)	Volumen (m³)	Volumen Acumulado (m³)
1	1	0.15	0.54	1.94	1.94
2	1	0.15	0.54	1.94	3.88
3	1	0.15	0.54	1.94	5.82
4	2	0.30	1.08	3.88	9.70
5	3	0.45	1.62	5.82	15.52
6	9.5	1.43	5.12	18.42	33.94
7	7	1.05	3.77	13.58	47.51
8	5	0.75	2.69	9.70	57.21
9	4	0.60	2.15	7.76	64.97
10	4	0.60	2.15	7.76	72.73
11	10	1.50	5.39	19.39	92.12
12	8	1.20	4.31	15.52	107.64
13	5	0.75	2.69	9.70	117.33
14	4	0.60	2.15	7.76	125.09
15	3	0.45	1.62	5.82	130.91
16	2	0.30	1.08	3.88	134.79
17	9.5	1.43	5.12	18.42	153.21
18	5	0.75	2.69	9.70	162.91
19	5	0.75	2.69	9.70	172.61
20	4	0.60	2.15	7.76	180.36
21	3	0.45	1.62	5.82	186.18
22	2	0.30	1.08	3.88	190.06
23	1	0.15	0.54	1.94	192.00
24	1	0.15	0.54	1.94	193.94

Fuente: Autor

A partir de los resultados obtenidos en la Tabla 4.11, se gráfica el volumen acumulado para cada hora y se traza una recta tangente al volumen máximo y mínimo; la diferencia entre las dos tangentes indica la capacidad de regulación con la que debe contar el

tanque. La gráfica de volumen acumulado para Limoncitos puede ser consultada en la Figura 4.5

Figura 4.5 Curva de consumos acumulados



Fuente: Autor

De la figura anterior es posible evidenciar que el volumen máximo se encuentra en 175 m³, mientras que el mínimo se presenta a 145 m³, la diferencia entre estos volúmenes es de 30 m³, razón por la cual se considera este valor como volumen de regulación.

8. Volumen de diseño (VD)

Siguiendo los parámetros de diseño exigidos por la Resolución 0330 de 2017, se compara el volumen de almacenamiento y de regulación, eligiendo el mayor como volumen de diseño, por lo anterior se asume un volumen de 118.95 m³, correspondiente al volumen de almacenamiento total.

9. Longitud y Ancho del tanque

Las dimensiones del tanque se hicieron considerando el área disponible, por lo cual se asume un ancho (b) de 6 m y un largo (L) de 10 m.

10. Área del tanque de almacenamiento

El área del tanque se puede hallar empleando la ecuación 2.61, de acuerdo a los valores asumidos en el paso anterior.

$$AT = 6 \text{ m} * 10 \text{ m} = 60 \text{ m}^2$$

11. Altura del tanque de almacenamiento

La ecuación 2.62 se utiliza para calcular la altura del tanque de almacenamiento, como se muestra a continuación:

$$H = \frac{118.95 \text{ m}^3}{60 \text{ m}^2} = 1.98 \text{ m}$$

12. Altura total del tanque de almacenamiento

De acuerdo a lo estipulado en el paso 12 del numeral 2.4.4.3, para el tanque de almacenamiento se considera un borde libre de 0.30 m, a partir de este valor se calcula la altura total por medio de la ecuación 2.63, así:

$$HT = 1.98 \text{ m} + 0.30 \text{ m} = 2.28 \text{ m}$$

13. Área del desagüe

A partir del despeje de la ecuación del tiempo de vaciado es posible conocer el área de la tubería de desagüe, para esto se utiliza la ecuación 2.65, como se muestra enseguida, según el RAS 2000 el coeficiente de contracción del desagüe debe estar entre 0.50 y 0.60, razón por la cual se asume el valor medio.

$$a = \frac{2 * 60 \text{ m}^2 * \sqrt{1.98 \text{ m}}}{0.55 * \left(4 \text{ horas} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hora}}\right) * \sqrt{2 * 9.806 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}} = 0.0048 \text{ m}^2$$

14. Radio de la tubería de desagüe

Para conocer el radio de la tubería de desagüe se utiliza la ecuación 2.67, como se muestra enseguida:

$$r = \sqrt{\frac{0.0048 \text{ m}^2}{\pi}} = 0.0392 \text{ m}$$

15. Diámetro de la tubería de desagüe

A partir del radio de la tubería calculado en el paso anterior es posible calcular el diámetro de la tubería de desagüe mediante la ecuación 2.68:

$$\phi = 2 * 0.0392 \text{ m} = 0.078 \text{ m} = 4''$$

16. Velocidad de vaciado

La velocidad de vaciado del tanque se calcula mediante la ecuación 2.69, de la siguiente manera:

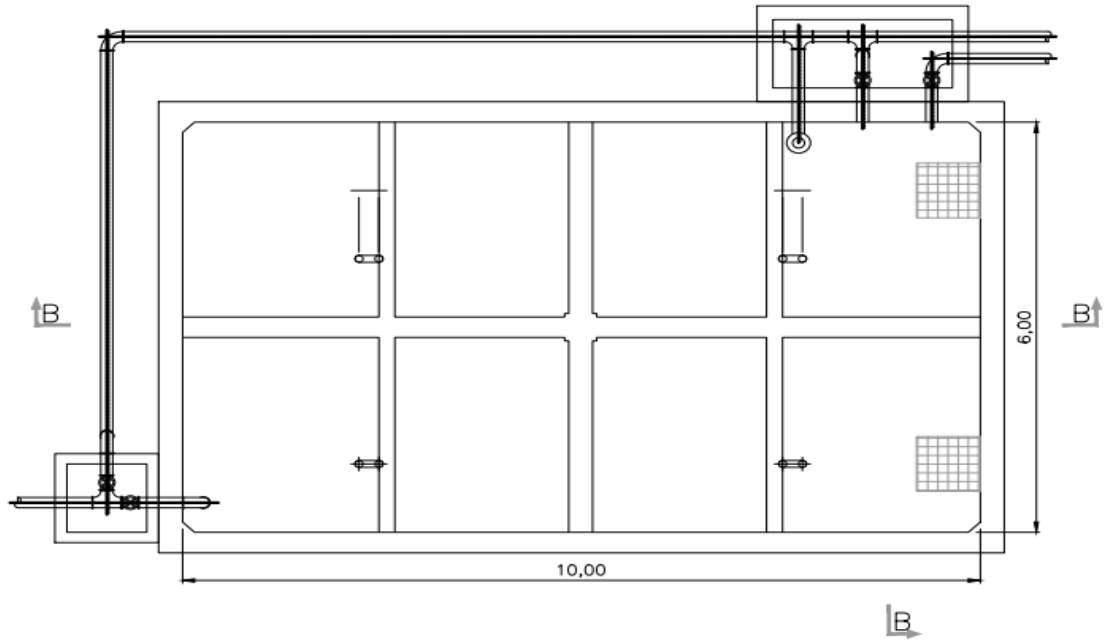
$$V = \frac{1.98 \text{ m}}{\left(4 \text{ horas} * \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ hora}}\right)} = 0.00014 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

17. Diámetro de entrada y salida del tanque

Teniendo en cuenta que el diámetro de las tuberías de entrada y salida al tanque depende del diseño de la red de distribución, se implementa un diámetro de 4'' entrada y 4'' de salida.

Los esquemas en planta y corte del tanque de almacenamiento diseñados para este sistema de acueducto, se pueden observar en la Figura 4.6 y Figura 4.7

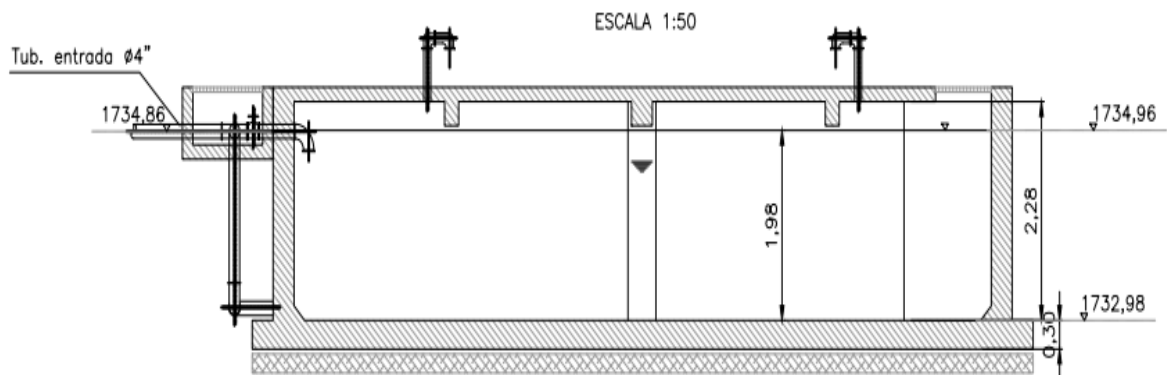
Figura 4.6 Esquema en planta del tanque de almacenamiento diseñado



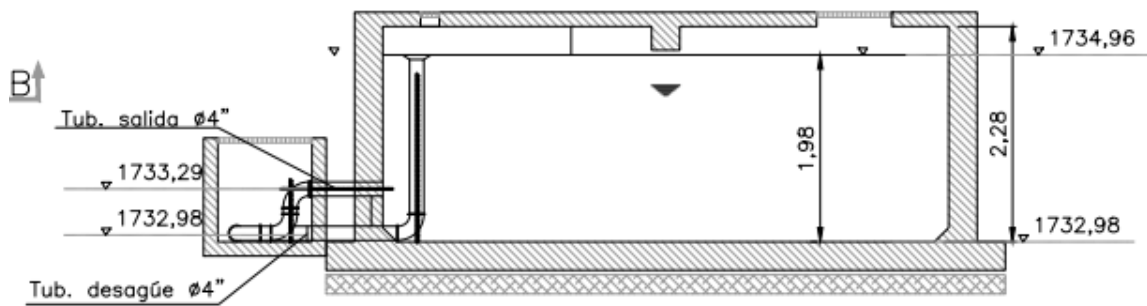
TANQUE DE ALMACENAMIENTO
PLANTA
ESCALA 1:50

Fuente: Autor

Figura 4.7 Esquema en corte del tanque de almacenamiento diseñado



TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CORTE A-A



TANQUE DE ALMACENAMIENTO
CORTE B-B

ESCALA 1:50

Fuente: Autor

Los cálculos de diseño del tanque de almacenamiento pueden ser consultados en el Anexo No. 1, los planos estructurales se pueden consultar en el Anexo No. 2.

4.4.8 Diseño de la red de distribución

Para iniciar el diseño es necesario partir de la numeración en nodos, embalses y tuberías de la red, por cuestiones de espacio solo se explica el diseño del tramo entre la bocatoma y la primera derivación. Al conocer las tuberías se procede a seguir el diagrama de flujo para el diseño de tuberías simples, el cual se encuentra descrito en la Figura 2.12 lo primero es calcular la carga hidráulica en el nodo i , para lo cual empleamos lo descrito en el numeral 3.7, la

Figura 3.1 Figura 3.2 y la ecuación 2.76, obteniendo así los siguientes cargas hidráulicas:

$$Z1 = 1805.99 \text{ m} - 1500 \text{ m} = 305.99 \text{ m}$$

$$Zn1 = 1804.28 \text{ m} - 1500 \text{ m} = 304.28 \text{ m}$$

$$Zn2 = 1757.41 \text{ m} - 1500 \text{ m} = 257.41 \text{ m}$$

$$Zn2' = 1734.07 \text{ m} - 1500 \text{ m} = 234.07 \text{ m}$$

$$Z8 = 1729.334 \text{ m} - 1500 \text{ m} = 229.334 \text{ m}$$

El resultado de la carga hidráulica en todos los nodos del sistema se pueden consultar en la Tabla 3.4 Para iniciar el proceso de diseño se debe iniciar con un hf calculado mediante la ecuación 2.70, como se muestra a continuación:

Tubería 1

$$hf = Z1 - Zn1$$

$$hf = 305.99 \text{ m} - 304.28 \text{ m} = 1.71 \text{ m}$$

Suponiendo un diámetro inicial de ½” o 0.0127 m, es posible calcular el área de la tubería empleando la ecuación 2.71, como se muestra enseguida:

$$A = \frac{\pi(0.0127 \text{ m})^2}{4} = 0.00012 \text{ m}^2$$

Para hallar la velocidad se emplea la ecuación 2.72 y los parámetros descritos en la Tabla 3.5 como se muestra a continuación:

$$V = \frac{-2 \sqrt{2 * 9.806 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.0127 \text{ m} * 1.71 \text{ m}}}{\sqrt{9.816 \text{ m}}} \text{Log}_{10} \left(\frac{0.0025 \text{ mm}}{3.7 * 0.0127 \text{ m}} + \frac{2.51 * 1.011 * 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}} \sqrt{9.816 \text{ m}}}{0.0127 \text{ m} \sqrt{2 * 9.806 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.0127 \text{ m} * 1.71 \text{ m}}} \right) = 0.61784 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Como ya se conoce la velocidad y el área en la tubería es posible calcular el caudal que transporta la misma por la ecuación de continuidad, utilizando así la ecuación 2.73, como se muestra enseguida:

$$Q = 0.61784 \frac{m}{s} * 0.00012 m^2 = 7.826 * 10^{-5}$$

Como el caudal calculado no es mayor al caudal de diseño de la tubería 1, se debe proceder a aumentar al siguiente diámetro comercial hasta lograr que dicha condición se cumpla, para este caso se cumple con un diámetro de 4", por tanto el nuevo hf se obtiene aplicando la ecuación 2.74:

$$hf1 = 1.71 m - 1.38 \frac{\left(0.61784 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.806 \frac{m}{s^2}} = 1.15 m$$

Como la diferencia entre el hf y el hf1 es mayor al criterio establecido por el diseñador en la ecuación 2.75, se procede a iterar hasta obtener un hf de 1.29 m y un diámetro de 0.1016 m o 4". A continuación, se presenta la Tabla 4.12 en la que se resume el diseño de la primera tubería en su primera iteración.

Tabla 4.12 Primera iteración para el diseño de la tubería 1

Tubería 1		1- n1				
Primera iteración						
Hf1= Z1-Zn1						
Z1		305.99				
Zn1		304.28				
Hf1		1.71				
hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
1.71	0.0127	0.617847248	0.00012668	7.8267E-05	NO	0.0268
1.71	0.0254	1.053320689	0.00050671	0.000533725	NO	0.0778
1.71	0.0508	1.742653006	0.00202683	0.003532061	NO	0.2129
1.71	0.0762	2.315206211	0.00456037	0.010558191	SI	0.3758
1.71	0.1016	2.821421045	0.00810732	0.022874162	SI	0.5581
1.15	0.1016	2.314703847	0.00810732	0.018766044	SI	0.3756
1.33	0.1016	2.491707714	0.00810732	0.020201071	SI	0.4353
1.27	0.1016	2.43525946	0.00810732	0.019743427	SI	0.4158
1.29	0.1016	2.453855437	0.00810732	0.01989419	SI	0.4222
1.29	0.1016	2.447791862	0.00810732	0.019845031	SI	0.4201
1.29	0.1016	2.449775723	0.00810732	0.019861115	SI	0.4208
1.29	0.1016	2.449127367	0.00810732	0.019855858	SI	0.4205

El procedimiento de diseño es igual para todas las tuberías del sistema, razón por la cual a partir de este momento con propósitos de ahorro de espacio para cada tubería solo se

muestra la tabla de resultados obtenidos en el diseño. La Tabla 4.13 contiene el diseño de la tubería 2, la Tabla 4.14 el de la tubería 3 y la Tabla 4.15 el de la tubería 9, todos en su primera iteración, a partir de estas se puede hacer la corrección en el nodo 2.

Tabla 4.13 Primera iteración para el diseño de la tubería 2

Tubería 2 n1-n2

Primera iteración	
Hf1= Zn1-Zn2	
Zn1	304.28
Zn2	257.41
Hf1	46.87

hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
46.87	0.0254	0.57752	0.00051	0.000292635	NO	1.741
46.87	0.0508	0.95701	0.00203	0.001939693	NO	4.781
46.87	0.0762	1.27221	0.00456	0.005801759	SI	8.449
46.87	0.1016	2.82579	0.00811	0.022909598	SI	41.682
5.188	0.1016	2.82372	0.00811	0.022892778	SI	41.621
5.249	0.1016	2.82374	0.00811	0.022892925	SI	41.622
5.248	0.1016	2.82374	0.00811	0.022892924	SI	41.622

Fuente: Autor

Tabla 4.14 Primera iteración para el diseño de la tubería 3

Tubería 3 n2-n2'

Primera iteración	
Hf1= Zn2-Zn2'	
Zn2	257.41
Zn2'	234.07
Hf1	23.34

hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
23.34	0.0127	0.67405	0.00013	8.53869E-05	NO	0.1500
23.34	0.0254	1.14881	0.00051	0.00058211	SI	0.4357
22.904	0.0254	1.13799	0.00051	0.000576626	SI	0.4276
22.912	0.0254	1.13819	0.00051	0.000576729	SI	0.4277
22.912	0.0254	1.13819	0.00051	0.000576727	SI	0.4277
22.912	0.0254	1.13819	0.00051	0.000576727	SI	0.4277

Fuente: Autor

Tabla 4.15 Primera iteración para el diseño de la tubería 9

Tubería 9 n2-n8

Primera iteración	
Hf1= Zn2-Zn8	
Zn2	257.41
Zn8	229.334
Hf1	28.076

hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
28.076	0.0254	0.85277	0.00051	0.000432107	NO	1.3850
28.076	0.0508	1.41151	0.00203	0.002860896	NO	3.7944
28.076	0.0762	1.87560	0.00456	0.008553418	SI	6.6996
28.076	0.1016	2.28591	0.00811	0.018532639	SI	9.9515
18.124	0.1016	1.83559	0.00811	0.014881735	SI	6.4168
21.659	0.1016	2.00711	0.00811	0.016272314	SI	7.6721
20.404	0.1016	1.94793	0.00811	0.015792477	SI	7.2263
20.850	0.1016	1.96915	0.00811	0.015964538	SI	7.3846
20.691	0.1016	1.96164	0.00811	0.015903645	SI	7.3284
20.748	0.1016	1.96431	0.00811	0.015925297	SI	7.3483
20.728	0.1016	1.96336	0.00811	0.015917611	SI	7.3412
20.735	0.1016	1.96370	0.00811	0.015920341	SI	7.3438
20.732	0.1016	1.96358	0.00811	0.015919372	SI	7.3429
20.733	0.1016	1.96362	0.00811	0.015919716	SI	7.3432
20.733	0.1016	1.96361	0.00811	0.015919594	SI	7.3431
20.733	0.1016	1.96361	0.00811	0.015919637	SI	7.3431

Fuente: Autor

Corrección en el nodo n2

Como ya conocemos el diseño de las tres tuberías adyacentes al nodo n2, es decir la tubería 2, 3 y 9, es posible realizar la corrección de la carga hidráulica en este nodo, para esto utilizamos la ecuación 2.77, como se muestra a continuación:

$$\sum_{i=1}^n Q_{ij} = 0.0229 \frac{m^3}{s} + 0.0006 \frac{m^3}{s} + 0.0159 \frac{m^3}{s} = 0.0064 \frac{m^3}{s}$$

A partir de la corrección de caudales hallada anteriormente, es posible calcular el delta o diferencial de carga hidráulica para ese nodo, empleando la ecuación 2.78, como se muestra enseguida:

$$\Delta Z_{ui} = \frac{2 * \left(0.0064 \frac{m^3}{s}\right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{0.0229 \frac{m^3}{s}}{46.870 m} + \frac{0.0006 \frac{m^3}{s}}{23.340 m} * \frac{0.0159 \frac{m^3}{s}}{28.076 m}\right)} = 11.843 m$$

Como el ΔZ_{ui} es mayor al error establecido por el diseñador, por lo tanto es necesario iterar el número de veces hasta que se cumpla el criterio establecido en la ecuación 2.80. Para este caso se debe iterar 8 veces hasta obtener un ΔZ_{ui} aceptable. A continuación se muestran los resultados finales para la tuberías 2 en la Tabla 4.16 para la tubería 3 en la Tabla 4.17 y de la tubería 9 en la Tabla 4.18.

Tabla 4.16 Octava iteración para el diseño de la tubería 2

hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
72.588	0.0254	0.71999	0.00051	0.00036483	NO	2.7060
72.588	0.0508	1.19226	0.00203	0.00241652	NO	7.4202
72.588	0.0762	1.58453	0.00456	0.00722605	SI	13.1061
59.482	0.1016	2.82591	0.00811	0.02291054	SI	41.6858
30.902	0.1016	2.82555	0.00811	0.02290765	SI	41.6753
30.912	0.1016	2.82555	0.00811	0.02290765	SI	41.6753
30.912	0.1016	2.82555	0.00811	0.02290765	SI	41.6753

Fuente: Autor

Tabla 4.17 Octava iteración para el diseño de la tubería 3

hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
49.058	0.0127	0.97962	0.00013	0.0001241	NO	0.3168
49.058	0.0254	1.66793	0.00051	0.00084515	SI	0.9185
48.139	0.0254	1.65219	0.00051	0.00083718	SI	0.9012
48.157	0.0254	1.65249	0.00051	0.00083733	SI	0.9016
48.156	0.0254	1.65248	0.00051	0.00083733	SI	0.9016
48.156	0.0254	1.65249	0.00051	0.00083733	SI	0.9016

Fuente: Autor

Tabla 4.18 Octava iteración para el diseño de la tubería 9

hf	d	V	A	Q	Q>=Qd	hm
53.794	0.0254	1.18245	0.00051	0.00059916	NO	2.6628
53.794	0.0508	1.95587	0.00203	0.00396421	SI	7.2853

53.794	0.0762	2.59826	0.00456	0.01184903	SI	12.8569
53.794	0.1016	3.16622	0.00811	0.02566959	SI	19.0920
34.702	0.1016	2.54197	0.00811	0.02060856	SI	12.3058
41.488	0.1016	2.77993	0.00811	0.02253781	SI	14.7176
39.076	0.1016	2.69776	0.00811	0.02187162	SI	13.8604
39.933	0.1016	2.72725	0.00811	0.02211069	SI	14.1651
39.629	0.1016	2.71681	0.00811	0.02202602	SI	14.0568
39.737	0.1016	2.72052	0.00811	0.02205615	SI	14.0953
39.698	0.1016	2.71920	0.00811	0.02204544	SI	14.0816
39.712	0.1016	2.71967	0.00811	0.02204925	SI	14.0865
39.707	0.1016	2.71951	0.00811	0.0220479	SI	14.0847
39.709	0.1016	2.71956	0.00811	0.02204838	SI	14.0853
39.708	0.1016	2.71954	0.00811	0.02204821	SI	14.0851
39.709	0.1016	2.71955	0.00811	0.02204827	SI	14.0852

Fuente: Autor

Tras realizar la octava iteración obtenemos una corrección de caudales y de la carga hidráulica con un error aceptable, a continuación, se presenta la corrección de caudal a partir del uso de la ecuación 2.77:

$$\sum_{i=1}^n Q_{ij} = 0.0229 \frac{m^3}{s} + 0.0008 \frac{m^3}{s} + 0.0220 \frac{m^3}{s} = 0.0000 \frac{m^3}{s}$$

A partir de la corrección hallada anteriormente, es posible calcular la corrección de la carga hidráulica a partir es la ecuación 2.78:

$$\Delta Z_{ui} = \frac{2 * \left(0.0000 \frac{m^3}{s}\right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{0.0229 \frac{m^3}{s}}{72.588 m} + \frac{0.0008 \frac{m^3}{s}}{49.058 m} * \frac{0.0220 \frac{m^3}{s}}{53.794 m}\right)} = 0.0594 m$$

Dado que el ΔZ_{ui} es pequeño, el proceso de iteración finaliza obteniendo como resultados finales los presentes en la

Tabla 4.19 Resultados finales para las tuberías 1, 2, 3 y 9 de la red de distribución

Tabla 4.19 Resultados finales para las tuberías 1, 2, 3 y 9 de la red de distribución

Tubería	hf	d	V	Q	hm
---------	----	---	---	---	----

1	1.29	0.1016	2.4491	0.0198	0.4205
2	30.91	0.1016	2.8225	0.0229	41.675
3	48.12	0.0254	1.6524	0.0008	0.9016
9	39.70	0.1016	2.7195	0.0220	14.085

Fuente: Autor

La corrección de los nodos se realiza cuando existen tres tuberías adyacentes al nodo, y se realiza para toda la red, los resultados finales de la red de distribución se presentan en la Tabla 4.20 Resultados **finales de la red de distribución**

Tabla 4.20 Resultados finales de la red de distribución

Tubería	hf	d	V	Q	hm
1	1.289	0.1016	2.4491	0.0199	0.4205
2	30.912	0.1016	2.8256	0.0229	41.6753
3	48.156	0.0254	1.6525	0.0008	0.9016
4	1.113	0.0254	0.8152	0.0004	0.0474
5	2.221	0.0254	0.7940	0.0004	0.0386
6	1.027	0.0254	0.4870	0.0002	0.0218
7	5.613	0.0254	0.8791	0.0004	0.1064
8	46.007	0.0127	1.4852	0.0002	0.3037
9	39.709	0.1016	2.7196	0.0220	14.0852
10	14.959	0.1016	1.2131	0.0098	3.1591
11	0.411	0.0254	0.7392	0.0004	0.0306
12	17.865	0.1016	1.6458	0.0133	4.0813
13	10.838	0.1016	6.0474	0.0490	1.8647
14	0.050	0.0508	0.3838	0.0008	0.0158
15	0.012	0.0508	0.1872	0.0004	0.0038
16	0.057	0.0508	0.5243	0.0011	0.0084
17	1.180	0.0254	0.6012	0.0003	0.0313
18	14.111	0.0254	5.0676	0.0026	1.0475
19	26.914	0.0254	3.1453	0.0016	1.2485
20	0.133	0.0254	0.2421	0.0001	0.0072
21	4.029	0.0254	0.9025	0.0005	0.1069
22	0.597	0.0254	0.5127	0.0003	0.0188
23	13.304	0.0254	0.3812	0.0002	0.3522
24	28.518	0.0254	1.9158	0.0010	0.5053
25	0.453	0.0254	0.7982	0.0004	0.0601
26	3.269	0.0254	0.5326	0.0003	0.0676
27	51.085	0.0254	2.1209	0.0011	1.0723
28	5.505	0.0254	1.9366	0.0010	0.2677
29	29.339	0.0127	0.7305	0.0001	0.3354
30	80.148	0.0127	1.2109	0.0002	0.9215

Tubería	hf	d	V	Q	hm
31	3.670	0.1016	1.0880	0.0088	0.9702
32	84.273	0.0254	2.1134	0.0011	2.8069
33	46.468	0.0254	1.1047	0.0006	0.9520
34	4.079	0.1016	0.7205	0.0058	0.7947
35	6.551	0.0254	1.8787	0.0010	0.4319
36	18.228	0.1016	1.4871	0.0121	4.1353
37	0.152	0.0762	0.2357	0.0011	0.0207
38	5.462	0.0254	1.1332	0.0006	0.1506
39	0.973	0.0508	0.2849	0.0006	0.0640
40	1.279	0.0254	0.9672	0.0005	0.0525
41	0.492	0.0254	0.4411	0.0002	0.0169
42	0.772	0.0254	0.5540	0.0003	0.0266
43	99.841	0.0254	1.2872	0.0007	3.5802
44	1.994	0.0254	0.8130	0.0004	0.0573
45	0.156	0.0254	0.4671	0.0002	0.0153
46	28.476	0.0254	1.0198	0.0005	0.5038
47	64.036	0.0254	2.1410	0.0011	1.1219
48	12.511	0.0127	1.6587	0.0002	0.1964
49	21.377	0.0254	1.7307	0.0009	0.5308
50	1.860	0.1016	1.8094	0.0147	0.2504
51	0.864	0.0254	0.5452	0.0003	0.0258
52	47.494	0.1016	1.8639	0.0151	8.6361
53	11.730	0.1016	1.6630	0.0135	2.6404
54	70.096	0.0127	0.9695	0.0001	0.4745
55	9.486	0.1016	3.0576	0.0248	1.6565
56	18.213	0.0127	0.8330	0.0001	0.1344
57	3.772	0.1016	1.5719	0.0127	0.4914
58	1.602	0.0127	1.0866	0.0001	0.0482
59	8.046	0.1016	1.4118	0.0114	1.8041
60	13.951	0.0254	1.1760	0.0006	0.2891
61	38.348	0.0127	1.4060	0.0002	0.2923
62	24.616	0.0254	1.5484	0.0008	0.4401
63	16.206	0.0127	1.9102	0.0002	0.2605
64	3.726	0.0254	1.0606	0.0005	0.1305
65	1.683	0.0254	0.8930	0.0005	0.0569
66	12.758	0.0127	0.8203	0.0001	0.0823
67	16.267	0.1016	2.4851	0.0201	3.9363
68	2.357	0.0254	0.3816	0.0002	0.0401
69	3.029	0.1016	2.4422	0.0198	0.8439
70	3.835	0.0127	0.7904	0.0001	0.0446

Tubería	hf	d	V	Q	hm
71	5.825	0.1016	1.9114	0.0155	1.0153
72	5.774	0.0254	1.0758	0.0005	0.1357
73	11.006	0.1016	1.4285	0.0116	1.9561
74	3.076	0.0127	0.9058	0.0001	0.0460
75	1.507	0.1016	1.4092	0.0114	0.2911
76	13.053	0.0127	1.5756	0.0002	0.1772
77	27.230	0.1016	1.8160	0.0147	8.9379
78	5.966	0.0127	3.3280	0.0004	0.4518
79	7.734	0.1016	1.4736	0.0119	1.2734
80	0.147	0.0254	0.2666	0.0001	0.0033
81	0.386	0.1016	1.3856	0.0112	0.1566
82	0.365	0.0254	0.3380	0.0002	0.0070
83	6.671	0.1016	2.7380	0.0222	1.9972
84	16.518	0.0254	0.6501	0.0003	0.3324
85	45.433	0.1016	2.1309	0.0173	10.3318
86	28.534	0.0127	1.9233	0.0002	0.3206
87	22.588	0.1016	2.0911	0.0170	3.9967
88	3.876	0.0127	0.7153	0.0001	0.0443
89	0.433	0.1016	0.7188	0.0058	0.1475
90	0.058	0.0254	0.1418	0.0001	0.0017
91	0.071	0.1016	0.7794	0.0063	0.0186
92	0.312	0.0127	0.8275	0.0001	0.0279
93	1.470	0.1016	1.1033	0.0089	0.4391
94	0.706	0.0254	0.2357	0.0001	0.0133
95	1.340	0.1016	1.2262	0.0099	0.2588
96	6.891	0.0254	0.8326	0.0004	0.1449
97	0.196	0.0127	0.8389	0.0001	0.0287
98	25.619	0.0254	0.8680	0.0004	0.4562
99	61.841	0.0127	1.0682	0.0001	0.4392
100	1.749	0.1016	0.8235	0.0067	0.3414
101	0.774	0.0254	0.6080	0.0003	0.0264
102	0.037	0.1016	0.6378	0.0052	0.0124
103	117.891	0.0254	0.9937	0.0005	1.9586
104	15.049	0.1016	3.7234	0.0302	3.5521
105	29.561	0.0254	0.7003	0.0004	0.5002
106	1.585	0.1016	3.6092	0.0293	0.9133
107	113.933	0.0254	3.3274	0.0017	2.8791
108	71.966	0.0127	7.3532	0.0009	2.2056
109	133.278	0.0254	1.4723	0.0007	2.2436
110	1.466	0.0762	0.3133	0.0014	0.1845

Tubería	hf	d	V	Q	hm
111	17.615	0.0254	1.0968	0.0006	0.4049
112	2.134	0.0762	0.6244	0.0028	0.3271
113	1.906	0.0127	0.5942	0.0001	0.0432
114	16.489	0.0762	1.1384	0.0052	2.4616
115	0.818	0.0254	0.9663	0.0005	0.0524
116	7.523	0.0762	0.8305	0.0038	1.0268
117	65.792	0.0127	0.8667	0.0001	0.3984
118	8.907	0.0762	0.9075	0.0041	1.8625
119	2.461	0.0254	0.7620	0.0004	0.0888
120	8.478	0.0762	0.9190	0.0042	0.9721
121	12.722	0.0127	1.0774	0.0001	0.1184
122	4.469	0.0762	0.8720	0.0040	0.5408
123	0.163	0.0254	0.3209	0.0002	0.0073
124	8.210	0.0762	1.0782	0.0049	0.9795

Fuente: Autor

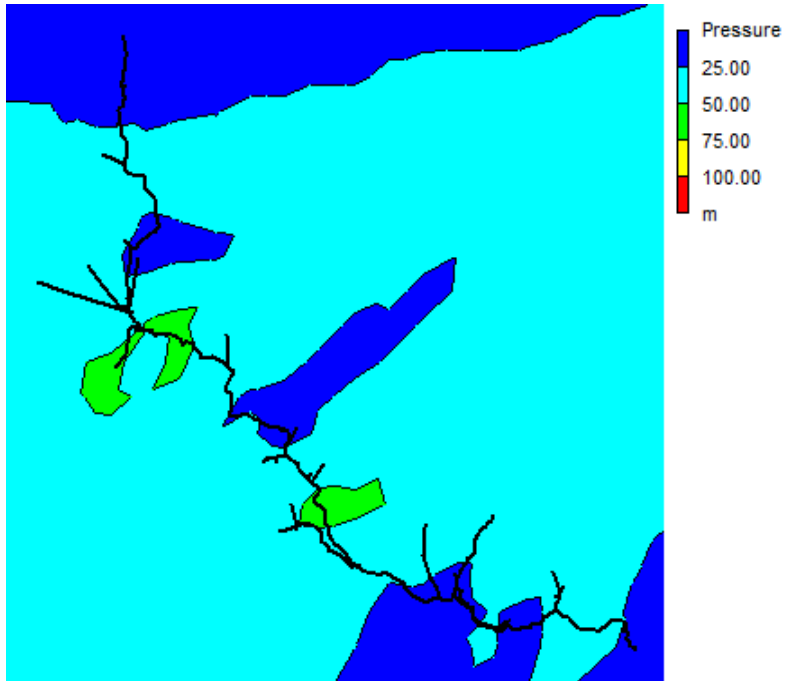
Los cálculos realizados para el diseño de la red de distribución pueden ser consultados en el Anexo No. 1.

4.4.9 Modelación hidráulica

Para realizar la modelación hidráulica se empleó lo descrito en el numeral 2.4.5.4 y la curva de demanda expuesta en la Figura 3.5 la demanda base de caudal se asignó considerando el QMH del periodo de diseño, es decir 5.387 L/s, que divididos entre los 60 suscriptores del sistema, permiten asignar una demanda de 0.089 L/s. La red se evaluó en la hora de máximo y mínimo consumo. La Figura 4.8 muestra las presiones obtenidas con el diseño para la hora de mínimo consumo, es decir a las 00:00 am, por otro lado la Figura 4.9 arroja las presiones resultantes en los nodos en la hora de consumo crítico, es decir las 11:00 am.

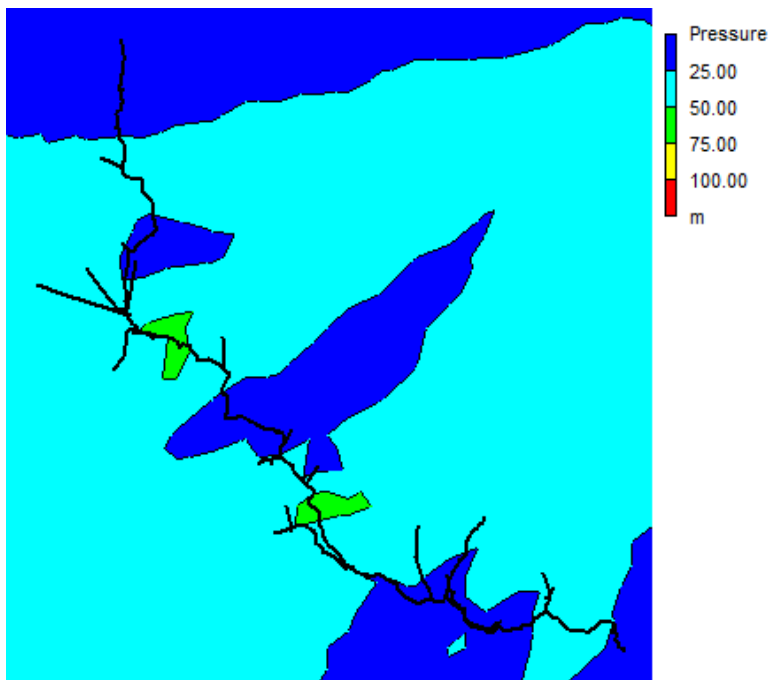
La modelación hidráulica realizada en el software EPANET, se puede consultar en el Anexo No. 4.

Figura 4.8 Gráfico contorno de presiones año 2043- Hora mínimo consumo



Fuente: Autor

Figura 4.9 Gráfico contorno de presiones año 2043- Hora máximo consumo



Fuente: Autor

De acuerdo a los contornos de presión suministrados por el software EPANET, las presiones de la red se encuentran en los rangos óptimos señalados por la Resolución

0330 de 2017; sin embargo, los resultados resumidos y precisos de la modelación para la hora de máximo y mínimo consumo se pueden observar en la Tabla 4.21, en la que el porcentaje de incumplimiento se toma con referencia a los parámetros dados en la Resolución 0330 de 2017.

Tabla 4.21 Resultados de la modelación para la hora de máximo y mínimo consumo

Hora de consumo	Presión			Velocidad		
	% Incumplimiento	Máxima (mca)	Mínima (mca)	% Incumplimiento	Máxima (m/s)	Mínima (m/s)
Máximo	5.32	65.67	0	41.36	1.77	0.03
Mínimo	5.85	66.62	0	88.64	1.23	0.02

Fuente: Autor

Con base en los resultados obtenidos en la modelación hidráulica, los cuales pueden ser consultados en los Anexos No. 1 y 4, además del análisis de la gráficas de contorno presión, se concluye que el diseño del sistema de acueducto es adecuado y suficiente para satisfacer las necesidades futuras de la vereda, ya que en la red se evidencia la ausencia total de presiones negativas, adicionalmente el bajo porcentaje de incumplimiento de los rangos óptimos indica el apropiado funcionamiento de la misma.

Los resultados obtenidos en la hora de mínimo consumo, indican que la presión máxima que reporta el sistema es de 66.62 mca, mientras que la presión mínima que recibe un suscriptor a esta hora es de 7.11 mca, la presión de 0 mca reportada en la Tabla 4.21, incluye todos los componentes de la red; es decir, embalse y tanque; sin embargo, la norma exige la presión mínima en la ubicación de los suscriptores, por lo cual se cumple con lo mínima exigida y se sobrepasa levemente el máximo sugerido. Durante esta hora no se reportan presiones negativas en el sistema lo que indica que le llega el servicio a la totalidad de los habitantes de la vereda; sin embargo, un 5.85% de las presiones incumplen el rango óptimo (5-60 mca), mínimo exigido por la Resolución 0330 de 2017 para proyectos rurales y máximo recomendado en el RAS 2000. En la hora de máximo consumo, que para el caso de la vereda Limoncitos, es a las 11:00 am, se reporta una presión máxima de 65.67 mca y la mínima que recibe un suscriptor es de 5.17 mca, lo que indica que el diseño es adecuado, cumpliendo con el mínimo exigido incluso en la hora más crítica, por otro lado disminuyendo levemente la presión máxima registrada, para esta hora disminuye el porcentaje de incumplimiento a 5.32%, ya que al existir mayor consumo, la presión tiende a disminuir, logrando así que algunas entren en el rango óptimo.

En cuanto a la evaluación de la velocidad en las tuberías, en la hora de mínimo consumo se presenta un porcentaje de incumplimiento muy elevado debido a que esta hora no existe paso significativo de caudal por las tuberías, lo que hace que la mayoría de las tuberías no cumplan con la velocidad mínima exigida por la Resolución 0330 de 2017.

Los resultados obtenidos en la modelación indican una velocidad máxima de 1.23 m/s, mientras que la mínima presenta valores tan bajos que se redondean a 0 m/s, presentando así un porcentaje de incumplimiento de 88.6% del rango óptimo (0.5-6 m/s), mínimo exigido por la Resolución 0330 de 2017 para proyectos rurales y máximo recomendado en el RAS 2000.

El porcentaje de incumplimiento en la hora de máximo consumo (11:00 am), se reduce considerablemente, obteniendo un 41.36%, para esta hora se presenta una velocidad máxima de 1.77 m/s y una mínima de 0.03 m/s, la mejoría que se presenta en el porcentaje de cumplimiento, se debe a la proporcionalidad del parámetro caudal con la velocidad y en esta hora es cuando transcurre la mayor cantidad de caudal por las tuberías. Adicionalmente se observa que el porcentaje de incumplimiento continua siendo alto, esto se debe a que en algunas tuberías con un diámetro menor se puede transportar el mismo caudal; sin embargo, en este diseño se hace imposible disminuir diámetros para aumentar velocidades, ya que esto afecta directamente las presiones de servicio que suministra el sistema, lo que impide optimizar más las velocidades en el mismo.

Las tablas completas de resultados para nodos y tuberías pueden ser consultadas en el Anexo No.1. Teniendo en cuenta el análisis de resultados de la modelación es posible determinar que el diseño es adecuado para el año 2043, garantizará el suministro de agua a la población de la vereda Limoncitos, de forma eficiente, continua y en los rangos establecidos por la Resolución 0330 de 2017.

4.4.10 Análisis y discusión del capítulo

La proyección de población se realizó considerando los tres métodos de proyección: aritmético, geométrico y exponencial, sugeridos por el RAS 2000 para el nivel bajo de complejidad de la vereda Limoncitos, teniendo en cuenta que la Resolución 0330 de 2017 no especifica ningún método de proyección a usar, posteriormente se tomó la media de los resultados obtenidos por cada método, con el fin de obtener un valor de población representativo.

El diseño de las estructuras del sistema de acueducto considera el caudal de diseño establecido por la Resolución 0330 de 2017, de esta manera la captación capta dos veces el QMD del periodo de diseño, es decir 7.18 L/s, el desarenador está diseñado con el QMD es decir 3.59 L/s y la red de distribución con el QMH, es decir 5.38 L/s.

La selección del tipo de captación a diseñar en el sistema de acueducto veredal Limoncitos, se realizó considerando criterios como el ancho de la fuente, profundidad promedio, caudal de diseño y zona de ubicación de la estructura, por tanto considerando que la fuente no es navegable, ni cuenta con ancho o caudal considerable y que la zona

de estudio es una región montañosa, se decide diseñar una bocatoma de fondo, la cual se adapta mejor a las condiciones de la vereda de estudio.

Las ecuaciones empleadas en el diseño de la bocatoma de fondo, son aplicables para una rejilla de poca inclinación (0°), por lo cual el flujo es de tipo vertical.

La velocidad al final del canal recolector garantiza un régimen subcrítico, sugerido para estas obras hidráulicas, lo que indica que el diseño de la misma es apropiado.

El diseño del desarenador cumple con los chequeos exigidos por la Resolución 0330 de 2017 en cada una de las zonas que componen la estructura, lo cual indica que los parámetros de diseño son óptimos y la unidad de desarenado cumplirá de forma adecuada su función.

El tanque de almacenamiento se diseñó considerando el volumen de almacenamiento, regulación y sistema contra incendios, con el fin de determinar la capacidad óptima con la que debe contar el mismo, adicionalmente el diseño cumple con la totalidad de parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017.

El volumen de regulación considera un factor de consumo horario, el cual se calculó con base en la curva de demanda construida a partir de información suministrada por la población, dicha curva es a usar en la modelación de la red de distribución.

El diseño de la red de distribución abierta se calculó empleando el método de corrección de caudales y carga hidráulica, en este se emplea el diseño convencional de tuberías simples, adicionando procesos iterativos para corregir los caudales y carga hidráulica en las uniones de la red.

El método de corrección de uniones funciona de forma más precisa si existen tres o más tuberías adyacentes a la misma, en caso de existir dos tuberías el proceso iterativo es más extenso o no converge.

El sistema de acueducto está diseñado para conducir el agua por gravedad; sin embargo, en los nodos en los que la cota topográfica no permite esto, se debe calcular un mayor número de iteraciones que logren corregir el caudal y presión a suministrar a los suscriptores interconectados a esa unión.

El programa EPANET es una herramienta útil para realizar simulaciones hidráulicas permitiendo predecir, analizar y mejorar el comportamiento hidráulico de un sistema de flujo a presión, empleando el método del gradiente que incluye matrices para la conservación de masa y energía, de esta forma posibilita calcular los caudales en la tuberías y las alturas piezométricas en los nodos.

La ausencia de presiones negativas en la red de distribución indica que la totalidad de los suscriptores del sistema de acueducto contarán con suministro de agua en forma continua y eficiente, garantizando así presiones de servicio en los rangos adecuados.

La ausencia de micromedición imposibilita conocer de forma exacta el patrón de consumo de los habitantes de la vereda Limoncitos; sin embargo, la información reportada por la propia comunidad indica que el comportamiento de la demanda es similar al de otros municipios o zonas rurales del país, por lo tanto los picos se presentan principalmente en las horas de la comida, por lo cual se asume una curva de demanda que refleja las tendencias de consumo de la vereda, en esta se presentan tres picos a las 6:00 am, 11:00 am y 5:00 pm, dicha curva también permite simular el comportamiento de la red en una frecuencia horaria, tal como lo exige la Resolución 0330 de 2017.

Los resultados obtenidos en la modelación hidráulica de la hora de mayor consumo, es decir a las 11:00 am, indican que el sistema responde en forma adecuada ante la hora más crítica, de acuerdo al diseño calculado ningún suscriptor recibe menos de 5 mca, mínimo exigido por la Resolución 0330 de 2017, adicionalmente el porcentaje de incumplimiento de los rangos óptimos de presión (5.32%) es bajo, lo que demuestra que el sistema diseñado es óptimo.

La demanda base de caudal otorgada a los suscriptores se realiza de forma equitativa, teniendo en cuenta que no existe micromedición para determinar el verdadero patrón de consumo de cada suscriptor, por tanto la simulación se aleja de la precisión esperada; sin embargo, es necesario asumir una curva de demanda esperada, ya que no existe otra forma de evaluar el comportamiento del sistema en diferentes horas del día.

5. CONCLUSIONES

La información demográfica actual de la vereda Limoncitos no reporta datos por parte de ninguna entidad oficial del Estado, por lo cual la población se calculó a partir del número de familias suscritas y proyectadas para el sistema de acueducto, considerando el promedio de personas por familia y las necesidades hídricas propias del sector.

El nivel de complejidad asignado a la vereda Limoncitos es bajo, este parámetro no es considerado por la Resolución 0330 de 2017; sin embargo, se estima el mismo para determinar los métodos de proyección de población más adecuados a emplear.

La dotación neta residencial asignada a la vereda Limoncitos es de 130 L/s, para seleccionar la misma se tiene en cuenta la elevación de la zona (1646 msnm), adicionalmente se considera un 5% para suplir las necesidades de otros usuarios.

El 10% de la población asumido como flotante, se obtiene a partir de la información suministrada por la Asociación de usuarios del sistema de acueducto, teniendo en cuenta la naturaleza oscilante de la población, se asigna una dotación neta actual del 50% de la dotación neta residencial.

De acuerdo al estudio hidrológico elaborado para la Quebrada el Mortiño, la cual abastece en la actualidad el sistema de acueducto de Limoncitos, la fuente de suministro es óptima para realizar la captación del periodo de diseño, permitiendo así suplir las necesidades hídricas futuras de los habitantes de la vereda, incluso en época de estiaje, sin comprometer el caudal ecológico de la misma.

La selección del tipo de captación a diseñar en el sistema de acueducto veredal Limoncitos, se realizó considerando criterios como el ancho de la fuente, profundidad promedio, caudal de diseño y zona de ubicación de la estructura, por tanto considerando que la fuente no es navegable, ni cuenta con ancho o caudal considerable y que la zona de estudio es una región montañosa, se decide diseñar una bocatoma de fondo, la cual se adapta mejor a las condiciones de la vereda de estudio.

El levantamiento topográfico es el insumo principal para el diseño de la red de acueducto, ya que a partir de este se puede conocer los parámetros básicos de diseño como coordenadas y elevaciones de los nodos del sistema, longitudes de tubería y número de suscriptores (60 suscriptores) con los que cuenta el acueducto.

El diseño de una red de distribución implica conocer múltiples variables entre las que se destaca la viscosidad cinemática del agua a la temperatura propia del proyecto, rugosidad del material a implementar en las tuberías, caudales de diseño, coeficiente de pérdidas menores y longitud propia de cada tubería, por lo tanto se requiere un adecuado y minucioso trabajo en campo que permita recolectar esta información de forma precisa.

La estimación precisa de accesorios requeridos en una red de acueducto depende del análisis exhaustivo del comportamiento del terreno y la tubería, a través de una evaluación en planta y perfil es posible determinar el número y tipo de accesorios que garantizan un correcto diseño y presiones en el sistema.

El correcto diseño de una red de distribución debe considerar los patrones de consumo de la población de estudio; no obstante, teniendo en cuenta que la vereda no cuenta con micromedición, es imposible conocer estos parámetros de forma precisa, por lo cual se asume un comportamiento de demanda basado en información recolectada a través del trabajo comunitario, estableciendo tres horas de alto consumo a las 6:00 am, 11:00 am y 5:00pm.

La proyección de población se realizó considerando los tres métodos de proyección: aritmético, geométrico y exponencial, sugeridos por el RAS 2000 para el nivel bajo de complejidad de la vereda Limoncitos, teniendo en cuenta que la Resolución 0330 de 2017 no especifica ningún método de proyección a usar, posteriormente se tomó la media de los resultados obtenidos por cada método, con el fin de obtener un valor de población representativo.

El diseño de las estructuras del sistema de acueducto considera el caudal de diseño establecido por la Resolución 0330 de 2017, de esta manera la captación capta dos veces el QMD del periodo de diseño, es decir 7.18 L/s, el desarenador está diseñado con el QMD es decir 3.59 L/s y la red de distribución con el QMH, es decir 5.38 L/s.

Las ecuaciones empleadas en el diseño de la bocatoma de fondo, son aplicables para una rejilla de poca inclinación (0°), por lo cual el flujo es de tipo vertical.

La velocidad al final del canal recolector garantiza un régimen subcrítico, sugerido para estas obras hidráulicas, lo que indica que el diseño de la misma es apropiado.

El diseño del desarenador cumple con los chequeos exigidos por la Resolución 0330 de 2017 en cada una de las zonas que componen la estructura, lo cual indica que los parámetros de diseño son óptimos y la unidad de desarenado cumplirá de forma adecuada su función.

El tanque de almacenamiento se diseñó considerando el volumen de almacenamiento, regulación y sistema contra incendios, con el fin de determinar la capacidad óptima con la que debe contar el mismo, adicionalmente el diseño cumple con la totalidad de parámetros exigidos por la Resolución 0330 de 2017.

El volumen de regulación considera un factor de consumo horario, el cual se calculó con base en la curva de demanda construida a partir de información suministrada por la población, dicha curva es a usar en la modelación de la red de distribución.

El diseño de la red de distribución abierta se calculó empleando el método de corrección de caudales y carga hidráulica, en este se emplea el diseño convencional de tuberías simples, adicionando procesos iterativos para corregir los caudales y carga hidráulica en las uniones de la red.

El método de corrección de uniones funciona de forma más precisa si existen tres o más tuberías adyacentes a la misma, en caso de existir dos tuberías el proceso iterativo es más extenso o no converge.

El sistema de acueducto está diseñado para conducir el agua por gravedad; sin embargo, en los nodos en los que la cota topográfica no permite esto, se debe calcular un mayor número de iteraciones que logren corregir el caudal y presión a suministrar a los suscriptores interconectados a esa unión.

El programa EPANET es una herramienta útil para realizar simulaciones hidráulicas permitiendo predecir, analizar y mejorar el comportamiento hidráulico de un sistema de flujo a presión, empleando el método del gradiente que incluye matrices para la conservación de masa y energía, de esta forma posibilita calcular los caudales en la tuberías y las alturas piezométricas en los nodos.

La ausencia de presiones negativas en la red de distribución indica que la totalidad de los suscriptores del sistema de acueducto contarán con suministro de agua en forma continua y eficiente, garantizando así presiones de servicio en los rangos adecuados.

Los resultados obtenidos en la modelación hidráulica de la hora de mayor consumo, es decir a las 11:00 am, indican que el sistema responde en forma adecuada ante la hora más crítica, de acuerdo al diseño calculado ningún suscriptor recibe menos de 5 mca, mínimo exigido por la Resolución 0330 de 2017, adicionalmente el porcentaje de incumplimiento de los rangos óptimos de presión (5.32%) es bajo, lo que demuestra que el sistema diseñado es óptimo.

La demanda base de caudal otorgada a los suscriptores se realiza de forma equitativa, teniendo en cuenta que no existe micromedición para determinar el verdadero patrón de consumo de cada suscriptor, por tanto la simulación se aleja de la precisión esperada; sin embargo, es necesario asumir una curva de demanda esperada, ya que no existe otra forma de evaluar el comportamiento del sistema en diferentes horas del día.

6. RECOMENDACIONES

El análisis de calidad de agua de la fuente de suministro señala el incumplimiento en los límites máximos permisibles para turbiedad y coliformes totales, lo que representa un IRCA (Índice de Riesgo de Calidad de Agua) alto, por lo cual se requiere una PTAP encargada de potabilizar el agua que será destinada a consumo humano; no obstante, el diseño de la Planta de Tratamiento no está incluido en el alcance de este proyecto y se recomienda su planteamiento en estudios posteriores sobre esta zona.

Las obras ingenieriles requieren de la elaboración de un presupuesto que señale los recursos económicos a invertir para la ejecución del diseño; sin embargo, este ámbito no está incluido entre los alcances del proyecto, se recomienda la futura elaboración del mismo a partir del diseño presentado en este documento.

Los planos de diseño deben considerar las cotas topográficas, la escala y el tamaño adecuado para facilitar la labor de construcción futura.

7. BIBLIOGRAFÍA

- Corcho, F. H. (1993). *ACUEDUCTOS Teoría y Diseño*. Medellín: Universidad de Medellín.
- Económico, M. d. (17 de Noviembre de 2000). *RAS 2000 Reglamento Técnico para el Sector Agua Potable y Saneamiento Básico*. Recuperado el 11 de Agosto de 2018, de <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/1096%20-%202000.pdf>
- Económico, M. d. (Noviembre de 2000). *RAS, Título A: "Aspectos generales de los sistemas de agua"*. Recuperado el 12 de Agosto de 2018, de http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/010710_ras_titulo_a_.pdf
- Garavito, L. F. (1968). *Diseño de acueductos y alcantarillados*.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2000). *RAS, Título B "Sistemas de Acueducto"*. Recuperado el 13 de Agosto de 2018, de <http://www.minvivienda.gov.co/Documents/ViceministerioAgua/TITULO B%20030714.pdf>
- Ministerio de Vivienda, C. y. (08 de Junio de 2017). *Resolución 0330 de 2017*. Recuperado el 09 de Agosto de 2018, de <http://www.minvivienda.gov.co/ResolucionesAgua/0330%20-%202017.pdf>
- OPS/CEPIS. (2004). *ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE CAPTACIONES POR GRAVEDAD DE AGUAS SUPERFICIALES*. Recuperado el 11 de Agosto de 2018, de <http://www.bvsde.paho.org/tecapro/documentos/agua/e115-04disenocapta.pdf>
- OPS/CEPIS. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Recuperado el 20 de Agosto de 2018, de <http://www.bvsde.ops-oms.org/tecapro/documentos/agua/158esp-diseno-desare.pdf>
- OPS/CEPIS. (2005). *Gúía para el diseño de redes de distribución en sistemas rurales de abastecimiento de agua*. Recuperado el 30 de Agosto de 2018, de http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d23/043_dise%C3%B1o_de_redes_de_distribuci%C3%B3n/dise%C3%B1o_de_redes_de_distribuci%C3%B3n.pdf
- OPS/CEPIS. (2005). *Guía para el diseño de reservorios elevados de agua potable*. Recuperado el 19 de Agosto de 2018, de

<http://www.bvsde.paho.org/tecapro/documentos/agua/160esp-disenoreservorioselevados.pdf>

Organización Panamericana de la Salud y Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales. (2004). *GUÍA PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CAPTACIÓN DE MANANTIALES*. Recuperado el 07 de Agosto de 2018, de http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/2sas/d23/017_roger_dise%C3%B1ocaptacionmanantiales/captacion_manantiales.pdf

Saldarriaga, J. G. (2001). *Hidráulica de Tuberías*. Bogotá: Mc Graw Hill.

Solórzano, J. S. (2017). *Ejercicios prácticos en Epanet*. Bogotá: Universidad Piloto de Colombia.

8. ANEXOS

1. Memorias de cálculo Limoncitos
2. Planos estructurales
3. Planos planta perfil red de distribución
4. Modelación EPANET