



**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO; Y DE LA PLANTA DE
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, BARRIO LA JOYA 2, PARROQUIA
CUTUGLAGUA, CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA PICHINCHA, EN EL AÑO 2021**

Trabajo de titulación previo a la obtención del
Título de Ingeniero Civil

AUTOR: Francisco Guillermo Carrera Valdivieso
TUTORA: María Gabriela Soria Pugo

Quito - Ecuador
2022

**CERTIFICADO DE RESPONSABILIDAD Y AUTORÍA DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN**

Yo, Francisco Guillermo Carrera Valdivieso con documento de identificación N° 1727420851 manifiesto que:

Soy el autor y responsable del presente trabajo; y, autorizo a que sin fines de lucro la Universidad Politécnica Salesiana pueda usar, difundir, reproducir o publicar de manera total parcial el presente trabajo de titulación.

Quito, 21 de febrero del 2022

Atentamente,



Francisco Guillermo Carrera Valdivieso
1727420851

**CERTIFICADO DE CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR DEL TRABAJO DE
TITULACIÓN A LA UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA**

Yo, Francisco Guillermo Carrera Valdivieso con documento de identificación N° 1727420851, expreso mi voluntad y por medio del presente documento cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del Proyecto Técnico / Artículo Académico: “Diseño de las Red de Alcantarillado Combinado; y de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales, Barrio La Joya 2, Parroquia Cutuglagua, Cantón Mejía, Provincia Pichincha, en el Año 2021”, el cual ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En concordancia con lo manifestado, suscribo este documento en el momento que hago la entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad PolitécnicaSalesiana.

Quito, 21 de febrero del 2022

Atentamente,



Francisco Guillermo Carrera Valdivieso

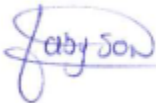
1727420851

CERTIFICADO DE DIRECCIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

Yo, María Gabriela Soria Pugo con documento de identificación N° 1803981214 docente de la Universidad Politécnica Salesiana, declaro que bajo mi tutoría fue desarrollado el trabajo de titulación: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO COMBINADO; Y DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, BARRIO LA JOYA 2, PARROQUIA CUTUGLAGUA, CANTÓN MEJÍA, PROVINCIA PICHINCHA, EN EL AÑO 2021, realizado por Francisco Guillermo Carrera Valdivieso con documento de identificación N° 1727420851, obteniendo como resultado final el trabajo de titulación bajo la opción de Proyecto Técnico que cumple con todos los requisitos determinados por la Universidad Politécnica Salesiana.

Quito, 21 de febrero del 2022

Atentamente,



Ing. María Gabriela Soria Pugo, MSc

1803981214

Dedicatoria

Esta tesis está dedicada a:

A Dios que con su constante guía me ha permitido llegar a culminar mi carrera técnica, formándome en valores y en ciencia.

A mis padres, Víctor y Pilar que me apoyaron en todo este periodo de mi vida, con sus consejos, enseñanzas y palabras de apoyo, que me han permitido llegar a esta instancia final.

A mis hermanos, Gabriel y Abigail que siempre estuvieron ahí para sacarme una sonrisa y ayudarme a despejar la mente en los momentos donde existía más estrés.

A mis tíos y abuelo, Sofía, Eduardo y Guillermo que fueron partícipes de mi formación en valores apoyándome siempre con consejos y palabras de aliento.

A mi enamorada, Sarahí que me acompañó en los momentos más difíciles de estudio, alentándome y motivándome a culminar una meta más.

A mi mejor amigo Toño HD por encontrarse siempre dispuesto a conversar y alentarnos mutuamente a conseguir nuestro título de tercer nivel.

Finalmente quiero dedicar este proyecto técnico a todos mis amigos, con los que conviví en nuestra alma mater, donde compartimos aula y más de una anécdota, Dilan, Carlos, Lady, Liz, Daya y Nataly, gracias por formar parte de este periodo de vida.

Agradecimiento

Quiero expresar mi más profundo sentimiento de agradecimiento a Dios, quien con su bendición llena siempre mi vida y a toda mi familia por estar siempre presentes, quien con su guía nos lleva a ser mejores personas en el día a día.

Mi profundo agradecimiento a todos los docentes de la carrera de Ingeniería Civil, pero especialmente a mi tutora la MSc. Gabriela Soria, por compartir conmigo sus conocimientos, tiempo, consejos y apoyo en todo el desarrollo de este proyecto técnico, y no solo en eso, sino en mi formación académica donde ella siempre ha estado comprometida a impartir de mejor manera sus conocimientos.

De igual manera mis agradecimientos a las autoridades que encabezan la Universidad Politécnica Salesiana, la Dra. María Sol Villagómez, Dra. Silvia Gómez, P. Jaime Chela y MsC. Mónica Ruiz con quienes tuve el agrado de realizar varios proyectos del ámbito social y académico por el bien de la universidad.

Tabla de Contenidos

1.	Antecedentes y Generalidades	1
1.1.	Generalidades.....	1
1.2.	Antecedentes	1
1.3.	Objetivos	2
1.3.1.	Objetivo General.....	2
1.3.2.	Objetivos Específicos.....	2
1.4.	Identificación del área del proyecto	2
1.5.	Alcance del proyecto.....	4
2.	Marco Teórico.....	4
2.1.	Estudios Preliminares.....	4
2.2.	Recopilación de Información Existente	4
2.2.1.	Poblacion.....	4
2.2.2.	PDOT de la Parroquia de Cutuglagua.....	5
2.2.3.	Información catastral.....	5
2.2.4.	INAMHI.....	6
2.2.5.	Toma de muestras químicas – bacteriológicas	6
2.3.	Estudios hidrológicos	6
2.4.	Estudios topográficos.....	7
2.5.	Análisis químico – bacteriológico del agua	7
3.	METODOLOGÍA	8

3.1.	Bases de Diseño	8
3.1.1.	Periodos de Diseño	8
3.1.2.	Población de diseño	8
3.1.3.	Población Actual	8
3.1.4.	Población futura	10
3.1.5.	Densidad Poblacional.....	12
3.1.6.	Dotación.....	12
3.2.	Áreas tributarias	13
3.3.	Caudales de diseño.....	20
3.3.1.	Caudal de aguas servidas	20
3.3.2.	Caudal de aguas lluvias.....	29
3.4.	Red de alcantarillado.....	38
3.4.1.	Condiciones generales de diseño de la red.....	38
3.4.2.	Trazado de la red.....	38
3.4.3.	Profundidades mínimas y máximas	39
3.4.4.	Localización de las tuberías	40
3.4.5.	Diámetro mínimo	40
3.4.6.	Materiales.....	40
3.4.7.	Pendiente máxima y mínima.....	40
3.4.8.	Relación de llenado.....	41
3.4.9.	Velocidades de diseño, máximas y mínimas.....	41

3.4.10.	Número de Froude	43
3.5.	Pozos de revisión	44
3.6.	Conexiones domiciliarias	44
3.7.	Calculo hidráulico de la red de alcantarillado.....	45
4.	SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS	51
4.1.	Separador de caudales.....	51
4.1.1.	Diseño hidraulico de separador de caudales	51
4.2.	Caudal de diseño	61
4.3.	Eficiencias de remoción	62
4.4.	Cribas	64
4.4.1.	Diseño hidráulico del Canal de la Criba	65
4.4.2.	Diseño de la Criba.....	68
4.5.	Desarenador	71
4.6.	Canal Parshall	76
4.7.	Tanque Imhoff.....	86
4.8.	Filtro Percolador	92
4.9.	Laguna anaerobia.....	100
4.10.	Laguna facultativa.....	104
4.11.	Sedimentador	107
4.12.	Mezclador.....	111
5.	MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS INSTALACIONES	114

5.1.	Importancias de mantener las instalaciones hidrosanitarias.....	114
5.2.	Consecuencia de no mantener adecuadamente las instalaciones sanitarias	114
5.3.	Formulación de actividades de mantenimiento.....	115
5.3.1.	Mantenimiento preventivo	116
5.3.2.	Mantenimiento correctivo	117
6.	Conclusiones	117
7.	Recomendaciones.....	118
8.	Bibliografía	119

Lista de Tablas

Tabla 1. Crecimiento Poblacional de la Parroquia de Cutuglagua periodo 2010 – 2020	5
Tabla 2. Ecuaciones IDF para la estación Izobamba	6
Tabla 3. Censo estimado de la Joya	9
Tabla 4. Cálculo del Método Aritmético	10
Tabla 5. Cálculo del Método Geométrico	11
Tabla 6. <i>Cálculo del Método Exponencial</i>	11
Tabla 7. Dotaciones recomendadas.....	13
Tabla 8. Áreas de cada tramo según el trazado de red.....	15
Tabla 9. Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.....	21
Tabla 10. Coeficiente de erradas.....	21
Tabla 11. Coeficiente de infiltración.....	21
Tabla 12. Factor de Mayoración	22
Tabla 13. Caudal Sanitario entre pozos	24
Tabla 14. Coeficientes de escorrentía	30
Tabla 15. Caudal Pluvial.....	32
Tabla 16. Profundidad mínima	39
Tabla 17. Velocidad Máxima.....	42
Tabla 18. Coeficientes de Mayoración y Minoración.....	62
Tabla 19. Eficiencia de remoción	63
Tabla 20. Canal de criba sin ajuste	67
Tabla 21. Canal de criba con ajuste	68
Tabla 22. Parámetros de rejilla	71
Tabla 23. Tabla resumen de los datos del desarenador.....	75
Tabla 24. Tabla de dimensiones.....	78
Tabla 25. Resumen de resultados del Canal Parshall.....	85

Tabla 26. Cálculos del diseño del Tanque Imhoff	90
Tabla 27. Cálculos de diseño de la Laguna Anaerobia	103
Tabla 28. Temperatura de diseño de Lagunas Facultativas	104
Tabla 29. Cálculos de diseño de Laguna Facultativa.....	107
Tabla 30. Cálculos de diseño del Sedimentador	110
Tabla 31. Cálculo de diseño del Tanque Mezclador	113

Lista de Figuras

Figura 1. Delimitación del proyecto	3
Figura 2. Representación área de aportación	14
Figura 3. Distribución en Planta de las Áreas de Aportación	14
Figura 4. Nomenclatura del vertedero.....	52
Figura 5. Datos para el diseño del vertedero.....	52
Figura 6. Partes del azud del vertedero	56
Figura 7. Valores de X_c/H_o , Y_c/H_o y R/H_o	58
Figura 8. Valores n y k del cimacio	59
Figura 9. Perfil del cimacio a Creager	60
Figura 10. Funcionamiento del separador de caudales	61
Figura 11. Curva de velocidad de sedimentación	73
Figura 12. Constante de Kalbskopf.....	74
Figura 13. Partes del Canal Parshall (corte).....	76
Figura 14. Partes del Canal Parshall (planta).....	77
Figura 15. Dimensiones del Medidor Parshall.....	77
Figura 16. Canal de Medidor Parshall	85
Figura 17. Vista en Corte Tanque Imhoff.....	91
Figura 18. Vista en Planta Tanque Imhoff.....	91
Figura 19. Ingreso de datos en HCanales.....	97
Figura 20. Vista en planta del Filtro Biológico.....	98
Figura 21. Vista en corte del Filtro Biológico	99
Figura 22. Tuberías de distribución del Filtro Biológico.....	99
Figura 23. Tuberías de recolección del Filtro Biológico	99
Figura 24. Partes del tanque mezclador o agitador	112

RESUMEN

En la actualidad el Barrio la Joya 2, no cuenta con un estudio de alcantarillado específico del sector. Solo cuenta con un plan maestro de un barrio cercano, Barrio de Santo Domingo donde se abarcó en parte algunos ramales de la Joya 2, pero no se consideró la ubicación de nuevas viviendas debido a la inexistencia de un PDOT en el año 2008, por lo cual no existen ramales de colectores que brinden servicio a los nuevos predios.

El objetivo planteado para este proyecto técnico será diseñar la red de alcantarillado y PTAR mediante el uso de un paquete computacional y de normativas para satisfacer el funcionamiento y puesta en operación del proyecto en un año horizonte de 30 años, mediante el levantamiento de información topográfico, hidrológico, químico y poblacional, mediante el uso de estación topográfica, información meteorológica y el PDOT de Cutuglagua para recolectar la información completa y necesaria para el posterior diseño de la red y PTAR.

ABSTRACT

Currently, the La Joya 2 neighborhood does not have a specific sewerage study for the sector. It only has a master plan for a nearby neighborhood, a Santo Domingo neighborhood where some branches of Joya 2 were partially covered, but no new homes were located due to the non-existence of a Land Use Plan in the year 2008, for which there are no collector branches that provide service to the new properties.

The objective set for this technical project will be to design the sewage network and WWTS through the use of a computational package and regulations to satisfy the operation and start-up of the project in a horizon year of 30 years, through the survey of topographic information, hydrological, chemical and population data, through the use of a topographic station, meteorological information and the Cutuglagua Land Use Plan to collect the complete and necessary information for the subsequent design of the network and WWTS.

1. Antecedentes y Generalidades

1.1. Generalidades

El diseño de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales siempre ha sido algo fundamental en la sociedad que muchas veces la población no lo tiene en cuenta, pero forma parte del día a día de las personas. En el barrio La Joya 2 ubicado en la parroquia de Cutuglagua en el cantón Mejía actualmente se cuenta con un sistema de alcantarillado que ha cumplido su vida útil, además hay tramos del barrio donde no se cuenta con este servicio

Otro dato importante de este sector es que el alcantarillado no descarga en una planta de tratamiento de aguas residuales, sino que se descarga en una quebrada, generando algunos problemas de salubridad hacia los habitantes y además impactos negativos en el medio ambiente. Los moradores del sector son personas dedicadas en el 40% al comercio, es decir cuentan con tiendas de abarrotes o víveres como actividad productiva. (Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Cutuglagua 2019 – 2024, 2020)

1.2. Antecedentes

En la actualidad el Barrio la Joya 2, no cuenta con un estudio de alcantarillado específico del sector. Solo cuenta con un plan maestro de un barrio cercano, Barrio de Santo Domingo donde se abarcó en parte algunos ramales de la Joya 2, pero no se consideró la ubicación de nuevas viviendas debido a la inexistencia de un PDOT en el año 2008, por lo cual no existen ramales de colectores que brinden servicio a los nuevos predios. Por lo que se tomará como referencia el estudio de viabilidad para la construcción de un alcantarillado combinado del Barrio Santo Domingo, Parroquia Cutuglagua, Cantón Mejía, realizado por el Ing. Patricio Duque. (Duque, 2008)

- El Gobierno Municipal del Cantón Mejía, a través del departamento de agua potable y alcantarillado, y dentro de la evaluación a los sistemas de alcantarillado, considera que en el barrio La Joya 2, el sistema existente de alcantarillado ha cumplido con su vida útil. No cuenta con una PTAR en donde el agua pueda ser tratada, por el momento se descarga en una quebrada del sector. Además, en el sector se presenta un crecimiento poblacional considerable de 1.330 habitantes en la parroquia considerando una tasa de crecimiento

poblacional del 28.75%, lo cual ha llevado a que el diámetro de la tubería no sea suficiente para satisfacer la capacidad hidráulica que se requiere en el barrio actualmente y sin considerar todavía la construcción de nuevas viviendas a cuyos usuarios se les debería dotar del servicio de alcantarillado.

- Al tratarse de colector combinado, presenta un problema, especialmente con las aguas lluvias; cuando el colector se satura por una lluvia intensa, se eleva su flujo en la tubería y en el peor de los casos, el agua residual y pluvial que circula por el colector, termina saliendo a la superficie generando problemas de salubridad en el barrio.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Diseñar la red de alcantarillado sanitario, pluvial y la planta de tratamiento de aguas residuales en el barrio la Joya 2, a través de los parámetros de diseño de disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural según la normativa de la Secretaría del Agua CO 10.7 – 602, para su posterior construcción y puesta en operación en el sector.

1.3.2. Objetivos Específicos

Realizar el levantamiento de información topográfico, hidrológico, químico y poblacional, mediante el uso de estación topográfica, información meteorológica y el PDOT de Cutuglagua para recolectar la información completa y necesaria para el posterior diseño de la red y PTAR.

Diseñar la red de alcantarillado y PTAR mediante el uso de un paquete computacional y de normativas para satisfacer el funcionamiento y puesta en operación del proyecto en un año horizonte de 30 años.

1.4. Identificación del área del proyecto

El proyecto a realizarse cuenta con 19.50ha, y su ubicación se encuentra en el barrio La Joya 2, parroquia Cutuglagua, Cantón Mejía. El terreno del proyecto es una superficie irregular, debido al relieve presentado en el levantamiento topográfico, y además según la información catastral del Cantón Mejía

existen 257 lotes con 266 viviendas, datos importantes que será de utilidad para determinar la población actual.

Figura 1.

Delimitación del proyecto



Nota: Delimitación del proyecto. Elaborado por: El autor, a través de Civil 3D.

Los límites del proyecto son los siguientes:

- Norte: Calle A y Calle Siete
- Sur: Varios predios
- Oeste: Varios predios
- Este: Calle Panamericana Antigua Oeste

1.5. Alcance del proyecto

El proyecto técnico comprende el diseño hidráulico de la red de alcantarillado combinado y PTAR, en la cual se contará con: separador de caudales, rejilla, desarenador, tanques Imhoff, laguna anaerobia, laguna facultativa, sedimentador y mezclador. Se realizará levantamiento topográfico, el cual permitirá conocer la superficie del terreno y el área específica de la Joya 2.

Como parte de las consideraciones previas al diseño hidráulico, se debe tomar en cuenta los siguientes datos como son: datos censales, demanda biológica de oxígeno, demanda química de oxígeno, información catastral, información hidrológica e información topográfica. Cada uno de estos datos provienen de una recopilación de información que es necesaria para la elaboración del proyecto.

Se requerirá de análisis hidrológico del sector donde se tomará en cuenta un coeficiente de escorrentía dependiendo de la superficie, la intensidad dependerá de la zona de intensidades donde se encuentre el proyecto, y el área será obtenida del levantamiento topográfico realizado previamente. Este análisis será de utilidad para la obtención de los caudales pluviales pico que aportarán con efluente a la red de alcantarillado. Además de los caudales pluviales, se obtendrá los caudales domésticos, caudal de erradas, caudal de infiltración, y si es el caso, caudal de industrias y comercio, obteniendo así el caudal de diseño.

2. Marco Teórico

2.1. Estudios Preliminares

Los estudios preliminares son aquellos que nos permiten obtener información dependiendo del proyecto, en este caso nos permitirá obtener datos de población, área de aportación, coeficiente de escorrentía, DBO, DQO, intensidad y caudales de diseño, entre otros. Todos estos son datos primordiales para un correcto diseño del sistema de alcantarillado y de la planta de tratamiento de aguas residuales.

2.2. Recopilación de Información Existente

2.2.1. Población

La población en el barrio La Joya fue obtenida según un estimado debido a la falta de información exacta como un censo en el barrio no pudo ser obtenida en base a información censal, es por esto que en la inspección técnica y en el trabajo de campo, tanto en el levantamiento topográfico y en la recolección de

muestras para el análisis de aguas residuales, se realizó un conteo de viviendas donde se constató una media poblacional por vivienda de 5 personas. Mediante la información catastral con fecha 2020 en el plano catastral de la Dirección de Avalúos y Catastro (2020), proporcionada por la municipalidad de Mejía se constató que existen 259 viviendas en toda la extensión del barrio. Con esta información se determina población actual del barrio La Joya es de 1285 habitantes.

2.2.2.PDOT de la Parroquia de Cutuglagua

Según el GAD Parroquial Cutuglagua 2019 – 2024 (2020), “El ordenamiento territorial es un proceso que permite organizar las actividades y recursos en el territorio de acuerdo a las estrategias de desarrollo socioeconómico, en armonía con las particularidades geográficas y culturales” (p. 12). Además, en el PDOT de la parroquia se encuentran datos que serán útiles para el proyecto técnico como el incremento poblacional que se dio entre el 2010 al 2020, el cual en todo este tiempo fue de 2.56%.

Tabla 1.

Crecimiento Poblacional de la Parroquia de Cutuglagua periodo 2010 – 2020

	AÑOS	NÚMERO DE HABITANTES	%	PROMEDIO	TCAC
0	Año 2010	17.297			
1	Año 2011	17.768	2.72%		
2	Año 2012	18.247	2.69%		
3	Año 2013	18.731	2.65%		
4	Año 2014	19.22	2.62%		
5	Año 2015	19.716	2.58%	2.56%	2.559%
6	Año 2016	20.217	2.54%		
7	Año 2017	20.723	2.50%		
8	Año 2018	21.234	2.47%		
9	Año 2019	21.75	2.43%		
10	Año 2020	22.27	2.39%		

Nota. Datos de población de Cutuglagua. Fuente: GAD Parroquial Cutuglagua (2020)

2.2.3.Información catastral

La información catastral del cantón Mejía, cuenta con la información de viviendas y distribución de lotes de toda la zona. Es decir, se tiene el inventario o registro público del barrio, lo cual será de utilidad para determinar las zonas permeables y semi permeable del barrio la Joya, para de esta forma considerarlo posteriormente considerarlo en el caudal pluvial.

2.2.4. INAMHI

El estudio de lluvias intensas desarrollado por el INAMHI se utilizará para el cálculo de intensidades máximas de precipitación. Para lo cual se usarán las ecuaciones del método nuevo del estudio y la estación meteorológica más cercana que es la estación de Izobamba que cuenta con las siguientes ecuaciones que dependen del tiempo de concentración.

Tabla 2.

Ecuaciones IDF para la estación Izobamba

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO	ECUACIONES
CÓDIGO	NOMBRE	(MINUTOS)	
		5<30	$i = 164.212 * T^{0.165} * t^{-0.4326} (1)$
M003	IZOBAMBA	30<120	$i = 371.072 * T^{0.1575} * t^{-0.6771} (2)$
		120<1400	$i = 929.503 * T^{0.1614} * t^{-0.8773} (3)$

Nota. Ecuaciones tomadas del estudio de intensidades. Fuente: INAMHI (2019)

2.2.5. Toma de muestras químicas – bacteriológicas

El muestreo de agua residual de la zona es necesario para determinar los DBO y DQO, los cuales serán necesarios en el diseño hidráulico de la planta de tratamiento. La toma de muestra se encuentra normado por el INEN (2013) el cual indica el objeto de esto es establecer técnicas de muestreo para determinar la calidad del agua. Además, habla de los tipos de muestreos existentes, pero en este caso solo usaremos un muestreo puntual que consistirá en tomar un espécimen en la descarga actual del proyecto que es una quebrada. La muestra será tomada en un recipiente de polietileno de 1L para llevarlo en 24 horas al laboratorio donde se realizará el análisis del agua.

2.3. Estudios hidrológicos

El análisis hidrológico permite obtener los caudales pico para periodos de retorno de 10, 25, 30, 50 y 100 años. Para el diseño de un alcantarillado según normativa EMAAP-Q (2009) debe proyectarse como mínimo 30 años y mediante el método racional determinar los caudales pico del sector, cabe recalcar que

el método racional será de utilidad hasta cuencas de 200ha. A continuación, se detalla la ecuación que prima en el método racional:

$$Q = c * i * A / 360 \quad (4)$$

Q=Caudal Pico (m³/s)

i= Intensidad de precipitación (mm/h)

A= Área de la cuenca de aporte (ha)

2.4. Estudios topográficos.

Es el primer estudio que se debe realizar, el cual permite tener una visión más amplia y detallada de la superficie del proyecto. En este caso el estudio empezó con el levantamiento topográfico de la zona con estación total, donde se obtuvo toda la información necesaria para su posterior procesamiento de datos mediante un paquete computacional.

Una vez procesados los datos o puntos del levantamiento topográfico se obtuvo la superficie del proyecto, el cual es de 19.49ha. Otros datos importantes de la superficie son las elevaciones del terreno. Como cota máxima se obtuvo 3050msnm y como cota mínima 2960msnm, que esta elevación será el lugar donde se colocará la PTAR.

2.5. Análisis químico – bacteriológico del agua

Los ensayos de DBO, Demanda Biológica de Oxígeno y DQO, Demanda Química de Oxígeno permiten conocer el grado de contaminación en aguas residuales.

Según Induanalisis, (2019):

La DBO es la demanda bioquímica de oxígeno que tiene un agua. Es la cantidad de oxígeno que los microorganismos, especialmente bacterias (aeróbicas o anaeróbicas), hongos y plancton, consumen durante la degradación de las sustancias orgánicas contenidas en la muestra.

Con carácter general, cuanta más contaminación, más DBO.

Por otra parte, la DQO es la demanda química de oxígeno del agua. Es la cantidad de oxígeno necesaria para oxidar la materia orgánica por medios químicos y convertirla en CO₂ y H₂O. Cuanto mayor es la DQO, más contaminada está el agua

3. METODOLOGÍA

3.1. Bases de Diseño

El sistema de alcantarillado según Pérez (2015) “se define como el conjunto de conductos y estructuras destinados a recibir, evacuar, conducir y disponer las aguas servidas; fruto de las actividades humanas, o las que provienen como fruto de la precipitación pluvial” (p. 3) y los parámetros de diseño son la base que manda en el diseño de un alcantarillado.

3.1.1.Periodos de Diseño

Es uno de los parámetros importantes para el diseño de una red de alcantarillado, según el Servicio Ecuatoriano de Normalización INEN (2010) “período al final del cual una obra trabajará a la saturación” (p. 183). En ese sentido los alcantarillados son enfocados en proveer un buen servicio en un tiempo considerable para la población de la zona la cual será la beneficiaria del servicio básico.

De acuerdo a la EMAP-Q (2009) “como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales deben proyectarse para un período de 30 años” (p. 27), dado a que el periodo de diseño es de 30 años se tendrá como año horizonte al 2051, donde hasta esta fecha se tendrá un correcto funcionamiento del alcantarillado

3.1.2.Población de diseño

La población de diseño es el número de habitantes que se tendrá a futuro los cuales van de acuerdo al año horizonte, existen varios métodos para obtener la población futura.

3.1.3.Población Actual

El dato de la población actual se obtuvo de un análisis estimado con información de la tasa de crecimiento acumulado en 10 años de la parroquia Cutuglagua, además de la información de viviendas según el catastro de Mejía. El análisis se presenta en los siguientes cálculos:

- Datos

$$i_{anual} = 28.75\%$$

$$N_v = 257viviendas$$

$$P_v = 5hab$$

I_{anual} = tasa de crecimiento anual

N_v = número de viviendas

P_v = promedio de personas en viviendas

- Desarrollo

Tabla 3.

Censo estimado de la Joya

Censo estimado la Joya 2	
Año	Población
2001	652.34
2011	915.56
2021	1285.00

Nota: Datos obtenidos del análisis de población. Elaborado por: El autor

$$P_{2021} = N_v * P_v \quad (5)$$

$$P_{2021} = 257viviendas * 5hab$$

$$P_{2021} = 1285hab$$

$$P_{2011} = P_{2021} * (1 - i_{anual}) \quad (6)$$

$$P_{2011} = 1285hab * (1 - 0.2875)$$

$$P_{2011} = 915.56hab$$

$$P_{2001} = P_{2011} * (1 - i_{anual}) \quad (7)$$

$$P_{2001} = 915.56hab * (1 - 0.2875)$$

$$P_{2001} = 652.34hab$$

P_{2021} = Población en el 2021

P_{2011} = Población en el 2011

P_{2001} = Poblacion en el 2001

3.1.4. Población futura

La estimación de la población futura se la puede desarrollar mediante el método aritmético y geométrico, dicha población futura será utilizada para calcular el caudal de, además permitirá determinar la dotación para el sistema de alcantarillado para el año horizonte 2051.

- Método Aritmético

Tabla 4

Cálculo del Método Aritmético

Método Aritmético	
Δ_t	10 años
$\Delta_{tproyecto}$	30 años
I	36.94
P_{fut}	2393 Hab

Nota: Obtención de la población futura mediante el método aritmético. Elaborado por: El autor

$$\Delta_t = A_f - A_m \quad (8)$$

$$\Delta_t = 2021 - 2011$$

$$\Delta_t = 10 \text{ años}$$

$$I = \frac{P_f - P_m}{\Delta_t} \quad (9)$$

$$I = \frac{2021 - 2011}{10}$$

$$I = 36.94$$

$$P_{fut} = P_f + I * \Delta_{tproyecto} \quad (10)$$

$$P_{fut} = 1285 + 10 * 30$$

$$P_{fut} = 2393 \text{ hab}$$

Δ_t = Diferencia entre años

$\Delta_{tproyecto}$ = Diferencia entre año horizonte y actual

I= relación población tiempo

P= población futura

- Método Geométrico

Tabla 5.

Cálculo del Método Geométrico

Método Geométrico		
Δt	10	años
Δt proyecto	30	años
I	0.03	
P.fut	3553	hab

Nota: Obtención de la población futura mediante el método geométrico. Elaborado por: El autor

$$I = \frac{LN(P_f) - LN(P_m)}{\Delta_t} \quad (11)$$

$$I = \frac{LN(2021) - LN(2011)}{10}$$

$$I = 0.03$$

$$P_{fut} = e^{LN(P_f) + I * \Delta t_{proyecto}} \quad (12)$$

$$P_{fut} = e^{LN(1285) + 10 * 0.03}$$

$$P_{fut} = 3553hab$$

Δ_t = Diferencia entre años

$\Delta_{tproyecto}$ = Diferencia entre año horizonte y actual

I= relación poblacion tiempo

P= población futura

- Método Exponencial

Tabla 6.

Cálculo del Método Exponencial

Método Exponencial		
Δt proyecto	30	años
Tasa	2.56	%
P.fut	2770	hab

Nota: Calculo para la obtención de la población futura mediante el método exponencial. Elaborado

por: El autor.

$$P_{fut} = P_{act} * e^{r * \Delta t_{proyecto}} \quad (13)$$

$$P_{fut} = 1285hab * e^{30años*2.56\%}$$

$$P_{fut} = 2770hab$$

La población futura a ser utilizada es 3553 habitantes debido a que considera un crecimiento exponencial de la población y además es el valor más crítico comparado con otros métodos, lo cual permitirá diseñar un alcantarillado óptimo que satisfaga un crecimiento exponencial.

3.1.5.Densidad Poblacional

La densidad poblacional es el dato que permite conocer el número de habitantes en una zona determinada y se la calcula para el año horizonte de la siguiente manera:

$$DP = \frac{P_{fut}}{A} \quad (14)$$

$$DP = \frac{3553hab}{19.50ha}$$

$$DP = 182hab/ha$$

DP= Densidad poblacional

P_{fut}= Población futura

A= Área del proyecto

3.1.6.Dotación

Uno de los parámetros importantes para satisfacer las necesidades de la población del sector la Joya es la dotación asignada a esta zona para así realizar un correcto diseño de la red de alcantarillado. Según INEN (2010)

- Las condiciones climáticas del sitio;
- Las dotaciones fijadas para los distintos sectores de la ciudad, considerando las necesidades de los distintos servicios públicos;
- Las necesidades de agua potable para la industria;
- Los volúmenes para la protección contra incendios;

- Las dotaciones para lavado de mercados, camales, plazas, calles, piletas, etc.;
- Las dotaciones para riego de jardines;
- Otras necesidades, incluyendo aquellas destinadas a la limpieza de sistemas de alcantarillado, etc. (p. 42)

Tabla 7.

Dotaciones recomendadas

Población	Clima	Dotación Media Futura
Habitantes		l/hab/día
Hasta 5000	Frío	120 - 150
	Templado	130 - 160
	Cálido	170 - 200
5000 a 50000	Frío	180 - 200
	Templado	190 - 220
	Cálido	200 - 230
Más de 50000	Frío	>200
	Templado	>220
	Cálido	>230

Nota: Datos de dotación según población y clima. Fuente: INEN (2010).

La dotación para el proyecto será de 150l/hab/día según la población de 3553hab y el clima del sector es frío.

3.2. Áreas tributarias

Se comprende como el área tributaria entre pozos, que aportan caudal sanitario a la red de alcantarillado. Según INEN (2010):

Se ha zonificado el proyecto en áreas tributarias fundamentalmente en base a la topografía, teniendo en cuenta los aspectos urbanísticos definidos en el plan regulador. Se considerará los diversos usos de suelo (residencial, comercial, industrial, institucional y público). Se incluirán las zonas de futuro desarrollo.

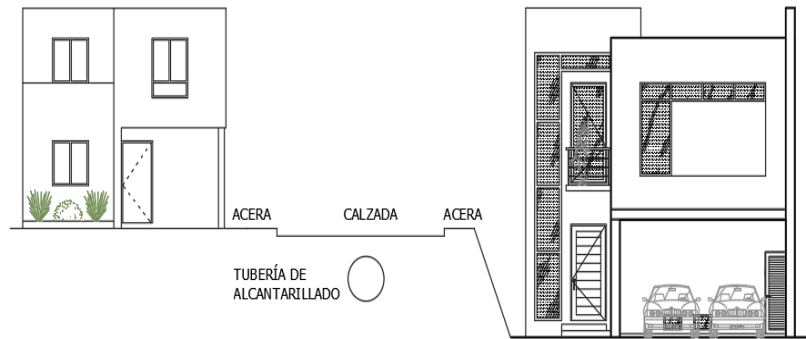
Para determinar estas áreas tributarias se debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Distribución de lotes
- Topografía del proyecto

- Ubicación de pozos
- Diámetros de tuberías

Figura 2.

Representación área de aportación



Nota: Representación gráfica de áreas de aportación de acuerdo a la topografía. Elaborado por: El autor.

Figura 3.

Distribución en Planta de las Áreas de Aportación



Nota: Esquema de distribución de áreas. Elaborado por: El autor.

A continuación, se presentan las áreas de aportación por pozo:

Tabla 8.

Áreas de cada tramo según el trazado de red

DESCRIPCION DEL TRAMO			CAUDAL PLUVIAL		CAUDAL SANITARIO	
POZO	ABS	L	AREA PARCIAL IMPERMEABLE	AREA SEMIPERMEABLE	Area Parcial	Area Dom
			Ha	Ha		
P22	0+000	75.930	0.072	0.131	0.202	0.20
P25	0+75.93					
P10	0+000	53.100	0.052	0.194	0.246	0.25
P49	0+53.1					
P49	0+53.1	53.10	0.05	0.148	0.20	0.45
P21	0+106.2					
P14	0+000	53.090	0.052	0.168	0.220	0.22
P59	0+53.09					
P59	0+53.09	53.20	0.05	0.176	0.22	0.44
P17	0+106.29					
P39	0+000	57.970	0.05	0.251	0.30	0.30
P53	0+57.97					
P53	0+57.97	53.350	0.05	0.232	0.28	0.58
P38	0+111.32					
P1	0+000	72.780	0.040	0.083	0.124	0.12
P2	0+72.78					
P2	0+72.78	86.24	0.06	0.154	0.22	0.34
P3	0+159.02					
P3	0+159.02	75.17	0.05	0.307	0.36	0.70
P4	0+234.19					
P4	0+234.19	45.59	0.04	0.257	0.30	0.99
P40	0+279.78					

P40	0+279.78					
		57.86	0.05	0.309	0.36	1.35
P5	0+337.64					
P5	0+337.64					
		58.88	0.05	0.020	0.07	1.42
P6	0+396.52					
P23	0+000					
		89.780	0.095	0.483	0.578	0.58
P22	0+89.78					
P22	0+89.78					
		19.02	0.02	0.049	0.07	0.65
P21	0+108.8					
P21	0+108.8					
		55.38	0.06	0.410	0.47	1.57
P46	0+164.18					
P46	0+164.18					
		55.35	0.06	0.270	0.33	1.90
P20	0+219.53					
P19	0+000					
		54.900	0.058	0.278	0.336	0.34
P45	0+54.9					
P45	0+54.9					
		55.79	0.06	0.270	0.33	0.67
P20	0+110.69					
P24	0+000					
		84.120	0.10	0.311	0.407	0.41
P25	0+84.12					
P25	0+84.12					
		17.13	0.02	0.023	0.04	0.65
P26	0+101.25					
P26	0+101.25					
		58.34	0.07	0.324	0.39	1.04
P47	0+159.59					
P47	0+159.59					
		51.52	0.06	0.191	0.25	1.29
P27	0+211.11					
P8	0+000					
		52.930	0.048	0.127	0.176	0.18
P48	0+52.93					
P48	0+52.93					
		52.76	0.05	0.127	0.18	0.35
P20	0+105.69					
P20	0+105.69					

		46.20	0.04	0.186	0.23	3.14
P50	0+151.89					
P50	0+151.89					
		52.94	0.05	0.353	0.41	3.55
P27	0+204.83					
P27	0+204.83					
		50.58	0.04	0.360	0.40	5.24
P51	0+255.41					
P51	0+255.41					
		58.16	0.05	0.256	0.31	5.55
P30	0+313.57					
P6	0+000					
		57.300	0.053	0.116	0.169	0.17
P57	0+57.3					
P57	0+57.3					
		58.75	0.05	0.122	0.17	0.34
P19	0+116.05					
P19	0+116.05					
		51.60	0.05	0.235	0.29	0.63
P56	0+167.65					
P56	0+167.65					
		51.59	0.05	0.379	0.43	1.06
P39	0+219.24					
P39	0+219.24					
		52.88	0.06	0.372	0.43	1.49
P52	0+272.12					
P52	0+272.12					
		51.79	0.05	0.237	0.29	1.78
P32	0+323.91					
P17	0+000					
		46.340	0.048	0.141	0.189	0.19
P55	0+46.34					
P55	0+46.34					
		53.07	0.05	0.425	0.48	0.67
P38	0+99.41					
P38	0+99.41					
		51.77	0.05	0.446	0.49	1.74
P54	0+151.18					
P54	0+151.18					
		51.67	0.05	0.152	0.20	1.94
P34	0+202.85					
P26	0+000					
		64.510	0.064	0.418	0.481	0.48

P58	0+64.51					
P58	0+64.51	64.82	0.06	0.452	0.52	1.00
P28	0+129.33					
P28	0+129.33	43.31	0.02	0.122	0.14	1.14
P29	0+172.64					
P29	0+172.64	49.92	0.02	0.145	0.16	1.30
P30	0+222.56					
P30	0+222.56	58.14	0.02	0.160	0.18	7.03
P31	0+280.7					
P31	0+280.7	23.50	0.01	0.122	0.13	7.16
P62	0+304.2					
P62	0+304.2	32.70	0.01	0.187	0.20	7.36
P32	0+336.9					
P32	0+336.9	54.18	0.03	0.115	0.14	9.08
P33	0+391.08					
P33	0+391.08	58.50	0.02	0.219	0.24	9.33
P34	0+416.88					
P34	0+416.88	44.49	0.01	0.084	0.10	11.37
P35	0+461.37					
P35	0+461.37	29.00	0.02	0.099	0.11	11.48
P63	0+490.37					
P63	0+490.37	30.40	0.01	0.070	0.08	11.56
P36	0+499.29					
P36	0+490.37	13.30	0.01	0.077	0.08	11.56
P64	0+508.27					
P64	0+499.29	11.20	0.00	0.015	0.02	11.58
P61	0+468.97					
P19	0+000	55.220	0.062	0.404	0.467	0.47
P18	0+55.22					

P18	0+55.22					
		65.90	0.07	0.445	0.52	0.99
P17	0+121.12					
P17	0+121.12					
		64.82	0.05	0.146	0.20	1.63
P44	0+130.72					
P44	0+130.72					
		64.82	0.05	0.134	0.18	1.81
P16	0+129.64					
P12	0+000					
		66.69	0.08	0.375	0.45	0.45
P11	0+66.69					
P11	0+66.69					
		44.37	0.05	0.240	0.29	0.74
P10	0+111.06					
P10	0+111.06					
		44.61	0.05	0.179	0.23	0.97
P9	0+155.67					
P9	0+155.67					
		67.77	0.09	0.483	0.57	1.55
P8	0+223.44					
P8	0+223.44					
		51.71	0.06	0.273	0.34	1.88
P7	0+275.15					
P7	0+275.15					
		60.30	0.08	0.318	0.40	2.28
P6	0+335.45					
P6	0+335.45					
		48.46	0.06	0.311	0.37	4.07
P13	0+383.91					
P13	0+383.91					
		43.90	0.05	0.177	0.23	4.30
P41	0+427.81					
P41	0+427.81					
		61.43	0.08	0.301	0.38	4.68
P14	0+489.24					
P14	0+489.24					
		52.54	0.04	0.094	0.14	4.81
P42	0+541.78					
P42	0+541.78					
		56.95	0.03	0.114	0.15	4.96
P15	0+598.73					
P15	0+598.73					

P43	0+648.32	49.59	0.05	0.159	0.21	5.17
P43	0+648.32					
P16	0+700.72	52.40	0.05	0.236	0.29	5.46
P16	0+700.72					
P60	0+730.42	29.70	0.03	0.140	0.17	7.44
P60	0+730.42					
P65	0+743.62	13.20	0.01	0.112	0.13	7.56
P65	0+743.62					
P37	0+761.12	17.50	0.02	0.161	0.18	7.74
P37	0+743.62					
P66	0+757.82	14.20	0.01	0.107	0.12	7.68
P66	0+761.12					
P67	0+707.43	13.00	0.01	0.109	0.12	7.86
P67	0+761.12					
P61	0+772.32	11.20	0.02	0.131	0.15	7.89

DES

Nota: Áreas determinadas debido al trazado de red. Elaborado por: El autor.

3.3. Caudales de diseño

El caudal de diseño para las redes de alcantarillado combinado es la suma de los caudales pluviales y de aguas servidas, el total entre estos dos caudales servirá para diseñar la red del proyecto.

3.3.1. Caudal de aguas servidas

La determinación del caudal de aguas servidas o sanitario será necesario para obtener el caudal de diseño de la red de alcantarillado combinado. Según la norma INEN (2010):

El caudal a utilizarse para el diseño de los colectores de aguas residuales será el que resulte de la suma de los caudales de aguas residuales domésticas e industriales afectados de sus respectivos coeficientes de retorno y mayoración, más los caudales de infiltración y conexiones ilícitas. Las poblaciones y dotaciones serán las correspondientes al final del período de diseño. (p.194).

Para calcular el caudal sanitario se lo debe realizar de la siguiente manera:

- Datos

$P_{fut}=3553hab$

Área=19.50ha

Dotación=150 l/hab/día

Densidad Poblacional=182hab/ha

- Determinación de coeficiente de retorno

Tabla 9.

Coefficientes de retorno de aguas servidas domésticas

COEFICIENTE DE RETORNO DE AGUAS	
Nivel de complejidad del sistema	Coefficiente de retorno
Bajo y medio	0.7-0.8
Medio alto y alto	0.8-0.85

Nota: El coeficiente de retorno será 0.85. Fuente: EMAAP-Q. (2009)

- Obtención de coeficiente de conexiones erradas e infiltración

Tabla 10.

Coefficiente de erradas

COEFICIENTE DE ERRADAS	
Nivel de complejidad del sistema	Coefficiente de retorno
Bajo y medio	0.2-2
Medio alto y alto	0.1-1

Nota: El coeficiente de erradas será 2. Fuente: EMAAP-Q (2009)

Tabla 11.

Coefficiente de infiltración

COEFICIENTE DE INFILTRACIÓN			
Nivel de complejidad del sistema	Infiltración alta (l/s-ha)	Infiltración media (l/s-ha)	Infiltración baja (l/s-ha)
Bajo y medio	0.1-0.3	0.1-0.3	0.05-0.2
Medio alto y alto	0.15-0.4	0.1-0.3	0.05-0.2

Nota: El coeficiente de infiltración será 0.4. Fuente: EMAAP-Q (2009)

- Factor M o de mayoración

Los caudales de los sistemas de alcantarillado varían según la hora del día, y al año varían según el día, es por esto que existen varios métodos para mayorar los caudales según las condiciones que lo afecten. A continuación, se detalla una tabla con expresiones para determinar el factor de mayoración.

Tabla 12.

Factor de Mayoración

Factor de Mayoración		
Método	Fórmula	Condiciones
Babbitt y Bauman	$\frac{5}{P^{0.2}}$	$1 \leq P \leq 1000, P \text{ en miles}$
Harmon	$1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \approx \frac{4.2}{P^{0.16}}$	$P \text{ en miles}$
	$\frac{2.97}{Q^{0.0907}}$	$Q_m, \text{ en m}^3/\text{s}$
Muksgaard and Young	$\frac{2.9}{Q^{0.0902}}$	$Q_m, \text{ en m}^3/\text{s}$
	$\frac{1.75}{Q^{0.0306}}$	$Q_m, \text{ en m}^3/\text{s}$

Nota: Métodos para determinar el factor de mayoración. Fuente: H.Imam y Y.Elnakar (2014,

1 de septiembre)

Donde:

P: Población futura

Q: Caudal (m³/s)

En este caso se usará la fórmula de Babbitt y Bauman, el cálculo se muestra a continuación:

$$M = \frac{5}{P^{0.2}} \quad (15)$$

$$M = \frac{5}{3553^{0.2}}$$

$$M = 4$$

Donde:

M: factor de mayoración

P: población futura (hab)

- Determinación del caudal sanitario

El cálculo del caudal sanitario se lo realiza con todos los datos obtenidos anteriormente, dicho cálculo se detalla a continuación:

$$Q_{dom} = \frac{P_{fut} * Dotacion * R * M}{86400} \quad (16)$$

$$Q_{dom} = \frac{3553hab * 150 l/hab/dia * 4 * 0.85}{86400}$$

$$Q_{dom} = 20.98l/s$$

$$Q_{inf} = A * C_i \quad (17)$$

$$Q_{inf} = 19.50ha * 0.4l/ha$$

$$Q_{inf} = 7.8l/s$$

$$Q_{err} = A * C_{err} \quad (18)$$

$$Q_{err} = 19.50ha * 2l/ha$$

$$Q_{err} = 39l/s$$

$$Q_s = Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{err} \quad (19)$$

$$Q_s = 20.98l/s + 7.8l/s + 39l/s$$

$$Q_s = 67.78l/s$$

Q_{dom} = Caudal doméstico (l/s)

Q_{inf} = Caudal de infiltración (l/s)

Q_{err} = Caudal de erradas (l/s)

Q_s = Caudal sanitario (l/s)

R: coeficiente de retorno

Tabla 13.*Caudal Sanitario entre pozos*

POZO	CAUDAL SANITARIO							
	Área Parcial	Área Dom	Área Acum	Población	Q dom	Qinf	Qerr	Qs (q2)
	Ha	Ha	Ha	Hab	l/s	l/s	l/S	l/s
P22	0.202	0.20	0.20	36.83	0.22	0.08	0.40	0.70
P25								
P10	0.246	0.25	0.25	44.82	0.26	0.10	0.49	0.86
P49								
P49	0.20	0.45	0.45	81.19	0.48	0.18	0.89	1.55
P21								
P14	0.220	0.22	0.22	40.05	0.24	0.09	0.44	0.76
P59								
P59	0.22	0.44	0.44	80.74	0.48	0.18	0.89	1.54
P17								
P39	0.30	0.30	0.30	55.22	0.33	0.12	0.61	1.05
P53								
P53	0.28	0.58	0.58	106.24	0.63	0.23	1.17	2.03
P38								
P1	0.124	0.12	0.12	22.51	0.13	0.05	0.25	0.43
P2								
P2	0.22	0.34	0.34	62.27	0.37	0.14	0.68	1.19
P3								
P3	0.36	0.70	0.70	126.91	0.75	0.28	1.39	2.42
P4								
P4	0.30	0.99	0.99	180.76	1.07	0.40	1.99	3.45
P40								
P40	0.36	1.35	1.35	246.13	1.45	0.54	2.70	4.70

P5								
P5	0.07	1.42	1.42	258.39	1.53	0.57	2.84	4.93
P6								
P23	0.578	0.58	0.58	105.18	0.62	0.23	1.16	2.01
P22								
P22	0.07	0.65	0.65	117.91	0.70	0.26	1.30	2.25
P21								
P21	0.47	1.57	1.57	285.15	1.68	0.63	3.13	5.44
P46								
P46	0.33	1.90	2.34	344.97	2.04	0.94	4.68	7.65
P20								
P19	0.336	0.34	0.34	61.09	0.36	0.13	0.67	1.17
P45								
P45	0.33	0.67	1.00	121.36	0.72	0.40	2.00	3.12
P20								
P24	0.407	0.41	0.41	73.99	0.44	0.16	0.81	1.41
P25								
P25	0.04	0.65	0.65	118.16	0.70	0.26	1.30	2.26
P26								
P26	0.39	1.04	1.04	189.08	1.12	0.42	2.08	3.61
P47								
P47	0.25	1.29	1.29	234.60	1.38	0.52	2.58	4.48
P27								
P8	0.176	0.18	0.18	31.94	0.19	0.07	0.35	0.61
P48								
P48	0.18	0.35	0.35	63.79	0.38	0.14	0.70	1.22
P20								
P20	0.23	3.14	3.14	571.93	3.38	1.26	6.28	10.92
P50								

P50	0.41	3.55	3.55	645.91	3.81	1.42	7.10	12.33
P27								
P27	0.40	5.24	5.24	953.86	5.63	2.10	10.48	18.21
P51								
P51	0.31	5.55	5.55	1009.48	5.96	2.22	11.09	19.27
P30								
P6	0.169	0.17	0.17	30.77	0.18	0.07	0.34	0.59
P57								
P57	0.17	0.34	0.34	62.33	0.37	0.14	0.68	1.19
P19								
P19	0.29	0.63	0.63	114.51	0.68	0.25	1.26	2.19
P56								
P56	0.43	1.06	1.06	192.20	1.13	0.42	2.11	3.67
P39								
P39	0.43	1.49	1.49	270.73	1.60	0.60	2.98	5.17
P52								
P52	0.29	1.78	1.78	323.70	1.91	0.71	3.56	6.18
P32								
P17	0.189	0.19	0.19	34.33	0.20	0.08	0.38	0.66
P55								
P55	0.48	0.67	0.67	121.38	0.72	0.27	1.33	2.32
P38								
P38	0.49	1.74	1.74	317.22	1.87	0.70	3.49	6.06
P54								
P54	0.20	1.94	1.94	353.52	2.09	0.78	3.88	6.75
P34								
P26	0.481	0.48	0.48	87.63	0.52	0.19	0.96	1.67
P58								
P58								

P28	0.52	1.00	1.00	181.52	1.07	0.40	1.99	3.47
P28								
P29	0.14	1.14	1.14	207.48	1.22	0.46	2.28	3.96
P29								
P30	0.16	1.30	1.30	237.37	1.40	0.52	2.61	4.53
P30								
P31	0.18	7.03	7.03	1279.77	7.55	2.81	14.06	24.43
P31								
P62	0.13	7.16	7.16	1303.49	7.69	2.86	14.32	24.88
P62								
P32	0.20	7.36	7.36	1339.70	7.91	2.94	14.72	25.57
P32								
P33	0.14	9.08	9.08	1653.10	9.76	3.63	18.17	31.56
P33								
P34	0.24	9.33	9.33	1697.43	10.02	3.73	18.65	32.40
P34								
P35	0.10	11.37	11.37	2068.64	12.21	4.55	22.73	39.49
P35								
P63	0.11	11.48	11.48	2089.43	12.33	4.59	22.96	39.89
P63								
P36	0.08	11.56	11.56	2104.06	12.42	4.62	23.12	40.17
P36								
P64	0.08	11.56	11.56	2104.66	12.42	4.63	23.13	40.18
P64								
P61	0.02	11.58	11.58	2107.77	12.44	4.63	23.16	40.24
P19								
P18	0.467	0.47	0.47	84.91	0.50	0.19	0.93	1.62
P18								
	0.52	0.99	0.99	179.45	1.06	0.39	1.97	3.43

P17									
P17	0.20	1.63	1.63	295.84	1.75	0.65	3.25	5.65	
P44									
P44	0.18	1.81	1.81	329.05	1.94	0.72	3.62	6.28	
P16									
P12	0.45	0.45	0.45	82.40	0.49	0.18	0.91	1.57	
P11									
P11	0.29	0.74	0.74	135.54	0.80	0.30	1.49	2.59	
P10									
P10	0.23	0.97	0.97	177.12	1.05	0.39	1.95	3.38	
P9									
P9	0.57	1.55	1.55	281.21	1.66	0.62	3.09	5.37	
P8									
P8	0.34	1.88	1.88	342.31	2.02	0.75	3.76	6.53	
P7									
P7	0.40	2.28	2.28	415.33	2.45	0.91	4.56	7.93	
P6									
P6	0.37	4.07	4.07	741.12	4.37	1.63	8.14	14.15	
P13									
P13	0.23	4.30	4.30	782.30	4.62	1.72	8.60	14.93	
P41									
P41	0.38	4.68	4.68	851.19	5.02	1.87	9.35	16.25	
P14									
P14	0.14	4.81	4.81	876.09	5.17	1.93	9.63	16.72	
P42									
P42	0.15	4.96	4.96	903.11	5.33	1.98	9.92	17.24	
P15									
P15	0.21	5.17	5.17	940.77	5.55	2.07	10.34	17.96	
P43									

P43	0.29	5.46	5.46	993.74	5.87	2.18	10.92	18.97
P16								
P16	0.17	7.44	7.44	1353.83	7.99	2.98	14.88	25.84
P60								
P60	0.13	7.56	7.56	1376.65	8.13	3.03	15.13	26.28
P65								
P65	0.18	7.74	7.74	1408.95	8.32	3.10	15.48	26.90
P37								
P37	0.12	7.68	7.68	1398.54	8.26	3.07	15.37	26.70
P66								
P66	0.12	7.86	7.86	1430.98	8.45	3.15	15.73	27.32
P67								
P67	0.15	7.89	7.89	1435.75	8.47	3.16	15.78	27.41
P61								
DES								67.64

Nota: Cálculo de caudal sanitario entre pozos. Elaborado por: El autor.

3.3.2. Caudal de aguas lluvias

En colectores combinados como es el caso del proyecto, se debe considerar además del caudal sanitario, el caudal pluvial de aguas lluvias. Según INEN (2010):

Para el cálculo de los caudales del escurrimiento superficial directo, se podrán utilizar tres enfoques básicos: el método racional; el método del hidrograma unitario sintético y el análisis estadístico, basado en datos observados de escurrimiento superficial.

El método racional se utilizará para la estimación del escurrimiento superficial en cuencas tributarias con una superficie inferior a 100 ha. (p.187).

3.3.2.1. Método Racional

El método racional que determina el caudal pluvial se calcula de acuerdo a la siguiente expresión.

Según la EMAAP-Q (2009):

$$Q_p = \frac{C * i * A}{0.36} \quad (20)$$

Donde:

C= Coeficiente de escorrentía

i= Intensidad (mm/h)

A= Área (ha)

Q_p= Caudal pluvial (l/s)

3.3.2.2. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía considera algunas variables hidrometeorológicas, de infiltración del suelo y las condiciones de uso del suelo, cobertura y ocupación del suelo. Existen varios investigadores que han determinado el coeficiente de escorrentía, para este proyecto se usara la tabla de Ven Te Chow (1988):

3.3.2.3. Tiempo de concentración

Consiste en calcular entre pozos de revisión considerando la longitud máxima de escurrimiento entre el sitio más lejano del área de aportación hasta el sumidero cercano al pozo analizando.

$$.T_c = 0.87 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (21)$$

Donde:

T_c= Tiempo de concentración

L= Longitud (m)

H= Altura o diferencia de cotas (m)

Tabla 14.

Coeficientes de escorrentía

Tipo de Superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas Urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.9	0.95	1
Cemento, tejados	0.75	0.8	0.83	0.88	0.92	0.97	1
Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de las superficies)							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.4	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61

Pendiente alta (>7%)	0.4	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (cobertura vegetal entre el 50% al 75%)							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.34	0.37	0.4	0.44	0.47	0.51	0.58
Zonas Rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.57
Pendiente media (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.6
Pendiente alta (>7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.3	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.4	0.42	0.46	0.49	0.53	0.6
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.4	0.43	0.47	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Nota: Tabla de coeficientes de escorrentía. Fuente: Chow (1988).

A continuación, se muestra un ejemplo de cálculo del tramo entre P22 y P25:

- Datos de cálculo:

$$C_{\text{impermeable}}=0.88$$

$$C_{\text{semimpermeable}}=0.45$$

- Tiempos de concentración

En el tiempo de concentración se debe tomar en cuenta que al ser el primer tramo de inicio será 10min, y si se sigue acumulando el caudal lo mismo sucederá con tiempo de concentración.

- Intensidad

Para la intensidad se debe usar las ecuaciones 1, 2 y 3 de la estación de Izobamba, de las tres ecuaciones se debe tomar en cuenta los tiempos de concentración para escoger satisfactoriamente la expresión correcta.

$$i = 164.212 * T^{0.165} * t^{-0.4326} \quad (1)$$

$$i = 164.212 * 30^{0.165} * 10^{-0.4326}$$

$$i = 92.583 \text{ mm/h}$$

- Determinación del caudal pluvial

$$Q_p = \frac{C * i * A}{0.36} \quad (4)$$

$$Q_p = \frac{((0.072 * 0.85) + (0.131 * 0.45)) * 92.5832}{0.36}$$

$$Q_p = 31.338 \text{ l/s}$$

Tabla 15.

Caudal Pluvial

CAUDAL PLUVIAL										
POZO	AREA IMPERMEABLE			AREA SEMIPERMEABLE			AREAS TOTALES A+B	TIEMPO CON. min	INTESIDAD mm/H	Qp (q1) Qp(l/s)
	Parc (ha)	Acum.	A*C	Parc (ha)	Acum	A*C				
P22	0.072	0.07	0.06	0.131	0.13	0.06	0.12	10.00	92.583	31.338
P25 P10	0.052	0.05	0.05	0.194	0.19	0.09	0.13	10.00	92.583	34.260
P49 P49	0.05	0.10	0.09	0.148	0.34	0.15	0.25	10.01	92.533	63.088
P21 P14	0.052	0.05	0.05	0.168	0.17	0.08	0.12	10.00	92.583	31.131
P59 P59	0.05	0.10	0.09	0.176	0.34	0.15	0.24	10.014	92.520	62.242
P17 P39	0.05	0.05	0.05	0.251	0.25	0.11	0.16	10.000	92.583	40.814
P53 P53										

P38	0.05	0.10	0.09	0.232	0.48	0.22	0.31	10.017	92.504	78.405
P1										
P2	0.040	0.04	0.04	0.083	0.08	0.04	0.07	10.00	92.583	18.774
P2										
P3	0.06	0.10	0.09	0.154	0.24	0.11	0.20	10.040	92.401	51.030
P3										
P4	0.05	0.15	0.13	0.307	0.55	0.24	0.38	10.065	92.288	97.091
P4										
P40	0.04	0.19	0.17	0.257	0.80	0.36	0.53	10.080	92.219	135.280
P40										
P5	0.05	0.24	0.21	0.309	1.11	0.50	0.71	10.097	92.146	181.932
P5										
P6	0.05	0.29	0.25	0.020	1.13	0.51	0.76	10.111	92.079	194.756
P23										
P22	0.095	0.09	0.08	0.483	0.48	0.22	0.30	10.00	92.583	77.211
P22										
P21	0.02	0.12	0.10	0.049	0.53	0.24	0.34	10.007	92.550	87.562
P21										
P46	0.06	0.28	0.25	0.410	1.28	0.58	0.83	10.030	92.447	211.919
P46										
P20	0.06	0.34	0.30	0.270	1.55	0.70	1.00	10.050	92.355	256.010
P19										
P45	0.058	0.06	0.05	0.278	0.28	0.12	0.18	10.00	92.583	45.161
P45										
P20	0.06	0.12	0.11	0.270	0.55	0.25	0.35	10.023	92.477	90.121
P24										
P25	0.10	0.10	0.08	0.311	0.31	0.14	0.22	10.00	92.583	57.570
P25										
	0.02	0.18	0.16	0.023	0.46	0.21	0.37	10.006	92.555	95.445

P26										
P26	0.07	0.25	0.22	0.324	0.79	0.35	0.57	10.022	92.482	147.607
P47										
P47	0.06	0.31	0.27	0.191	0.98	0.44	0.71	10.043	92.387	182.782
P27										
P8	0.048	0.05	0.04	0.127	0.13	0.06	0.10	10.00	92.583	25.614
P48										
P48	0.05	0.10	0.09	0.127	0.25	0.11	0.20	10.011	92.531	51.148
P20										
P20	0.04	0.60	0.53	0.186	2.54	1.14	1.67	10.026	92.464	428.861
P50										
P50	0.05	0.65	0.58	0.353	2.89	1.30	1.88	10.092	92.165	480.093
P27										
P27	0.04	1.01	0.89	0.360	4.23	1.90	2.79	10.115	92.064	712.693
P51										
P51	0.05	1.06	0.93	0.256	4.49	2.01	2.95	10.141	91.945	752.319
P30										
P6	0.053	0.05	0.05	0.116	0.12	0.05	0.10	10.00	92.583	25.449
P57										
P57	0.05	0.11	0.09	0.122	0.24	0.11	0.20	10.012	92.527	51.205
P19										
P19	0.05	0.16	0.14	0.235	0.47	0.21	0.35	10.023	92.477	89.955
P56										
P56	0.05	0.20	0.18	0.379	0.85	0.38	0.56	10.049	92.361	144.223
P39										
P39	0.06	0.26	0.23	0.372	1.22	0.55	0.78	10.068	92.275	200.343
P52										
P52	0.05	0.32	0.28	0.237	1.46	0.65	0.94	10.081	92.214	239.669
P32										

P17	0.048	0.05	0.04	0.141	0.14	0.06	0.11	10.00	92.583	27.097
P55										
P55	0.05	0.10	0.09	0.425	0.57	0.25	0.34	10.015	92.516	88.107
P38										
P38	0.05	0.25	0.22	0.446	1.50	0.67	0.89	10.048	92.366	228.057
P54										
P54	0.05	0.30	0.26	0.152	1.65	0.74	1.00	10.076	92.238	255.973
P34										
P26	0.064	0.06	0.06	0.418	0.42	0.19	0.24	10.00	92.583	62.592
P58										
P58	0.06	0.13	0.11	0.452	0.87	0.39	0.50	10.027	92.459	128.993
P28										
P28	0.02	0.15	0.13	0.122	0.99	0.44	0.58	10.047	92.368	147.574
P29										
P29	0.02	0.17	0.15	0.145	1.14	0.51	0.66	10.063	92.297	168.525
P30										
P30	0.02	1.24	1.10	0.160	5.79	2.59	3.69	10.078	92.230	946.096
P31										
P31	0.01	1.25	1.11	0.122	5.91	2.65	3.76	10.085	92.198	961.681
P62										
P62	0.01	1.26	1.12	0.187	6.10	2.73	3.85	10.094	92.158	985.367
P32										
P32	0.03	1.60	1.41	0.115	7.48	3.35	4.77	10.000	92.583	1225.829
P33										
P33	0.02	1.62	1.44	0.219	7.70	3.45	4.89	10.033	92.431	1254.567
P34										
P34	0.01	1.93	1.71	0.084	9.43	4.23	5.93	10.052	92.346	1522.363
P35										
P35										

P63 P63	0.02	1.95	1.72	0.099	9.53	4.27	5.99	10.060	92.309	1536.582
P36 P36	0.01	1.96	1.73	0.070	9.60	4.30	6.03	10.069	92.270	1546.296
P64 P64	0.01	1.95	1.73	0.077	9.61	4.30	6.03	10.000	92.583	1551.549
P61 P19	0.00	1.96	1.74	0.015	9.62	4.31	6.04	10.000	92.583	1554.439
P18 P18	0.062	0.06	0.05	0.404	0.40	0.18	0.24	10.00	92.583	60.711
P17 P17	0.07	0.14	0.12	0.445	0.85	0.38	0.50	10.016	92.512	128.810
P44 P44	0.05	0.29	0.25	0.146	1.34	0.60	0.85	10.038	92.409	218.932
P16 P12	0.05	0.33	0.30	0.134	1.47	0.66	0.96	10.141	91.947	244.048
P11 P11	0.08	0.08	0.07	0.375	0.38	0.17	0.24	10.000	92.583	60.873
P10 P10	0.05	0.13	0.11	0.240	0.61	0.28	0.39	10.027	92.461	100.224
P9 P9	0.05	0.18	0.16	0.179	0.79	0.36	0.51	10.047	92.370	131.975
P8 P8	0.09	0.27	0.24	0.483	1.28	0.57	0.81	10.074	92.245	207.412
P7 P7	0.06	0.33	0.29	0.273	1.55	0.69	0.99	10.093	92.163	252.736
P6 P6	0.08	0.41	0.37	0.318	1.87	0.84	1.20	10.112	92.076	307.724
	0.06	0.76	0.67	0.311	3.31	1.48	2.16	10.128	92.003	551.085

P13										
P13	0.05	0.81	0.72	0.177	3.49	1.56	2.28	10.144	91.931	582.054
P41										
P41	0.08	0.89	0.79	0.301	3.79	1.70	2.48	10.163	91.850	633.478
P14										
P14	0.04	0.93	0.82	0.094	3.88	1.74	2.56	10.176	91.791	653.417
P42										
P42	0.03	0.97	0.85	0.114	4.00	1.79	2.64	10.190	91.728	673.704
P15										
P15	0.05	1.01	0.90	0.159	4.15	1.86	2.76	10.213	91.628	701.940
P43										
P43	0.05	1.07	0.94	0.236	4.39	1.97	2.91	10.234	91.534	740.453
P16										
P16	0.03	1.43	1.27	0.140	6.01	2.69	3.96	10.243	91.496	1005.818
P60										
P60	0.01	1.45	1.28	0.112	6.12	2.74	4.02	10.247	91.479	1021.366
P65										
P65	0.02	1.46	1.29	0.161	6.28	2.81	4.11	10.251	91.457	1043.183
P37										
P37	0.01	1.46	1.29	0.107	6.22	2.79	4.08	10.000	92.583	1049.098
P66										
P66	0.01	1.48	1.30	0.109	6.39	2.86	4.17	10.000	92.583	1071.343
P67										
P67	0.02	1.48	1.31	0.131	6.41	2.87	4.18	10.000	92.583	1074.871
P61										
DES										2629.31

Nota: Calculo del caudal pluvial donde se pueden observar los distintos pozos de la red de alcantarillado. Elaborado por: El autor.

3.4. Red de alcantarillado

3.4.1. Condiciones generales de diseño de la red

Al momento de diseñar una red de alcantarillado se debe tomar en cuenta varios aspectos o parámetros de diseño, los cuales llevarán al correcto funcionamiento de la red de colectores. Según EMAAP-Q (2009):

- Áreas de drenaje
- Curvas de intensidad-duración-frecuencia
- Precipitación de diseño.
- Intensidad de precipitación.
- Variabilidad real
- Coeficiente de escorrentía.
- Áreas permeables - Áreas impermeables
- Tiempo de concentración
- Distancia mínima a quebradas
- Cálculo de caudales
- Diámetro interno mínimo
- Aporte de sedimentos
- Velocidad mínima
- Velocidad máxima
- Pendiente mínima
- Pendiente máxima
- Profundidad hidráulica máxima
- Profundidad mínima a la cota clave
- Profundidad máxima a la cota clave

3.4.2. Trazado de la red

Al momento de realizar un trazado de red se debe tener en consideración los siguientes puntos de vista, para que sea considerado como óptimo:

- Un trazado es económico cuando la tubería va paralela a la rasante
- La pendiente mínima y máxima será determinada según los criterios de diseño referentes a la velocidad mínima y máxima
- El control de remanso será aguas abajo para no afectar la velocidad
- No debe producirse caídas excesivas

- No debe diseñarse sobre velocidades máximas erosivas

En este proyecto técnico se tomó en cuenta las recomendaciones anteriores y se realizó el siguiente proceso para la ubicación de pozo y el trazado de la red:

1. Ubicación de pozos entre 80m a 100m de separación, entre sí.
2. Ubicación de pozos en donde se requiera un cambio de dirección o un cambio de pendiente.
3. Direccionando el flujo de acuerdo a la gravedad según lo permita la topografía.

3.4.3. Profundidades mínimas y máximas

3.4.3.1. Profundidad mínima

Otro de las bases de diseño a considerar es la profundidad mínima que según la EMAAP-Q (2009): “Las redes de recolección y evacuación de aguas residuales deben estar a una profundidad adecuada para permitir el drenaje por gravedad de las descargas domiciliarias” (p.41).

A continuación, se detalla la profundidad mínima dependiendo de la servidumbre:

Tabla 16.

Profundidad mínima

PROFUNDIDAD MÍNIMA DE TUBERÍAS	
Servidumbre	Profundidad mínima a la clave del colector (m)
Vías peatonales o zonas verdes	1.5
Vías vehiculares	1.5

Nota: La profundidad mínima usada en este proyecto es de 1.80m. Fuente: EMAAP-Q (2009)

3.4.3.2. Profundidad máxima

La EMAAP-Q (2009) plantea que la profundidad máxima debe ser de 5m, caso contrario se deberá asegurar las cimentaciones mediante estudios geotécnicos y estructurales de las tuberías durante y después de la construcción, en este proyecto técnico por necesidades hidráulicas se tuvo que colocar pozos de hasta 9m de profundidad, pero no se realizara ningún estudio estructural o geotécnico.

3.4.4.Localización de las tuberías

La red de alcantarillado deberá ser ubicada al lado opuesto del agua potable, y en el caso de que esto no sea posible la tubería de agua potable siempre se encontrará por encima de todas las demás instalaciones por lo menos unos 60cm, y se deberá respetar la distancia horizontal mínimo 0.60m.

3.4.5.Diámetro mínimo

El diámetro interno mínimo que se usa para redes de recolección y evacuación de aguas residuales es de 250mm y esto se debe a que según la EMAAP-Q (2009) se lo hace con la finalidad de evitar obstrucciones de los conductos por objetos relativamente grandes introducidos al sistema, pero en el proyecto además de aguas residuales se recolectará aguas lluvias, y al igual por normativa se debe usar un diámetro mínimo de 300mm.

3.4.6.Materiales

Los materiales que se pueden utilizar para redes de colectores de recolección de aguas servidas se detallan en la siguiente lista:

- Hormigón Simple
- Hormigón Armado
- PVC
- Hierro Fundido
- PRFV
- PEAD

Para el proyecto técnico se dará uso al material de PVC, debido a la economía que esta le aporta al diseño de la red de alcantarillado.

3.4.7.Pendiente máxima y mínima

Ambas pendientes, tanto máxima como mínima se considerarán cumplidas siempre y cuando la velocidad máxima y mínima cumpla con los rangos aceptables los cuales dependen del material que será utilizado.

3.4.8. Relación de llenado

La relación de llenado es un parámetro que según la EMAAP-Q (2009) permite la aireación adecuada del flujo de aguas pluviales en conductos cerrados y el rango admisible de esta se encuentra entre 70% a 85% de tubería llena.

- Para determinar la relación de llenado, se debe determinar la velocidad y flujo a tubería llena, ambos parámetros se determinan de la siguiente manera:

$$V_{ll} = \frac{1}{n} * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{0.5} \quad (22)$$

$$Q_{ll} = V_{ll} * \frac{\pi D^2}{4} \quad (23)$$

Donde:

V_{ll} : Velocidad a flujo lleno

Q_{ll} : Caudal a flujo lleno

n : Coeficiente de Manning

R_h : Radio hidráulico

S : Pendiente

D : Diametro

π : Constante del número pi

- Para el cálculo de este parámetro se usa la siguiente expresión:

$$\frac{Q_{dis}}{Q_{ll}} \leq 80\% \quad (24)$$

3.4.9. Velocidades de diseño, máximas y mínimas

La velocidad es un parámetro de suma importancia el cual permitirá el correcto desempeño del flujo dentro del colector, para todo esto se debe tener en cuenta el tipo de material que se va usar en las tuberías de la red de alcantarillado, algo muy importante a resaltar de la velocidad es que de está dependerá la pendiente.

3.4.9.1. Velocidad de diseño

La velocidad de diseño es la velocidad que se encontrará entre los rangos establecidos de velocidad y dicho parámetro se expresa de la siguiente forma:

$$V_{dis} = (0.281239420117555 + 5.2453579902649 * \left(\frac{Q_{dis}}{Q_{ll}}\right) - 18.884444519043 * \left(\left(\frac{Q_{dis}}{Q_{ll}}\right)^2\right) + 35.221614837646 * \left(\left(\frac{Q_{dis}}{Q_{ll}}\right)^3\right) - 30.540842056574 * \left(\left(\frac{Q_{dis}}{Q_{ll}}\right)^4\right) + 9.8056392669678 * \left(\left(\frac{Q_{dis}}{Q_{ll}}\right)^5\right)) * V_{ll} \quad (25)$$

Donde:

V_{dis} : Velocidad de diseño

Q_{dis} : Caudal de diseño

Q_{ll} : Caudal a flujo lleno

3.4.9.2. Velocidad máxima

La velocidad máxima se encuentra en distintos rangos que se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 17.

Velocidad Máxima

MATERIAL DE LA TUBERIA	Velocidad máxima (m/s)
Tubería de Hormigón Simple hasta 60cm, de diámetro	4.5
Tubería de Hormigón armado de 60cm, de diámetro o mayores	6
Hormigón armado en obra para grandes conducciones 210/240 kg/cm ²	6.0-6.5
Hormigón armado en obra de 280/350 kg/cm ² . Grandes conducciones	7.0-7.5
PEAD, PVC, PRFV	7.5
Acero	9.0 o mayor
Hierro dúctil o fundido	9.0 o mayor

Nota: Velocidad máxima de tubería según el material, para este caso será de 7.5m/s. Fuente:

EMAAP-Q (2010)

3.4.9.3. Velocidad mínima

La norma INEN (2010) plantea que la velocidad mínima debe encontrarse entre 0.45m/s o preferiblemente 0.6m/s para evitar la creación de ácidos sulfhídrico en el líquido. La velocidad mínima en la hoja de cálculo se la expresa de la siguiente forma:

$$V_{min} = (0.281239420117555 + 5.2453579902649 * \left(\frac{Q_s}{Q_{ll}}\right) - 18.8844444519043 * \left(\left(\frac{Q_s}{Q_{ll}}\right)^2\right) + 35.221614837646 * \left(\left(\frac{Q_s}{Q_{ll}}\right)^3\right) - 30.540842056574 * \left(\left(\frac{Q_s}{Q_{ll}}\right)^4\right) + 9.8056392669678 * \left(\left(\frac{Q_s}{Q_{ll}}\right)^5\right)) * V_{ll} \quad (26)$$

Donde:

V_{min} : Velocidad mínima

Q_s : Caudal sanitario

Q_{ll} : Caudal a flujo lleno

3.4.10. Número de Froude

El número de Froude en las redes de alcantarillado nos permite distinguir el tipo de flujo que se tiene ya sea crítico, subcrítico y supercrítico. Según el INEN (2010):

“Se debe verificar el régimen de funcionamiento de cada tramo característico del canal, mediante el cálculo del número de Froude. Se debe tratar de diseñar las conducciones en régimen subcrítico, y controlar los cambios de régimen mediante un diseño adecuado que evite los resaltos o los controles, utilizando disipadores de energía adecuados a cada caso. Se podrá diseñar conducciones en régimen supercrítico, siempre y cuando se tomen medidas que limiten las ondulaciones, el deterioro del revestimiento, y el eventual derrame del agua en las curvas.” (p.102).

Es por todo esto que se debe realizar los siguientes cálculos para conocer este número:

$$Y = \frac{Q_{dis}}{Q_{ll}} * D \quad (27)$$

$$Y_c = \frac{V_{dis}^{2^{1/3}}}{9.81} \quad (28)$$

$$V_c = \sqrt{Y_c * 9.81} \quad (29)$$

$$F = \frac{V_{dis}}{V_c} \quad (30)$$

Donde:

Y: calado (m)

Y_c: calado crítico (m)

V_c: velocidad crítica (m)

F: número de Froude

3.5. Pozos de revisión

Los pozos de revisión son estructuras especiales que por lo general permiten cambios de dirección, pendiente, entre otros. Según INEN (2010):

En sistemas de alcantarillado, los pozos de revisión se colocarán en todos los cambios de pendientes, cambios de dirección, exceptuando el caso de alcantarillas curvas, y en las confluencias de los colectores. La máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 m para diámetros menores de 350 mm; 150 m para diámetros comprendidos entre 400 mm y 800 mm; y, 200 m para diámetros mayores que 800 mm. Para todos los diámetros de colectores, los pozos podrán colocarse a distancias mayores, dependiendo de las características topográficas y urbanísticas del proyecto, considerando siempre que la longitud máxima de separación entre los pozos no deberá exceder a la permitida por los equipos de limpieza. (p.191).

3.6. Conexiones domiciliarias

Las conexiones domiciliarias es lo que permite el acceso de las aguas residuales de las viviendas a los colectores de la red de alcantarillado. Según la EMAAP-Q (2009):

- Las conexiones domiciliarias externas serán de diámetro 0,15 m y se instalarán con una pendiente mínima del 2% hacia la tubería de alcantarillado.

- En casos especiales se podrán efectuar conexiones de mayor diámetro, justificándose adecuadamente.
- Los materiales a emplear serán en general los indicados para las tuberías.
- La profundidad de la conexión en la línea de fábrica será de 0,60 m o mayor.
- Los empalmes de las conexiones domiciliarias con las tuberías se harán mediante ramales a 45° que desemboquen en la parte superior de la colectora en el mismo sentido que el flujo.
- En todos los casos las conexiones domiciliarias pasarán por debajo de las tuberías de distribución de agua potable por lo menos a 0,15 m. Cuando no se pueda satisfacer este requisito, se deberá realizar una envoltura de hormigón al tramo de la conexión domiciliaria. (p.48)

3.7. Calculo hidráulico de la red de alcantarillado

Para determinar todo el diseño hidraulico se dio uso de una hoja de cálculo y de los programas AutoCAD y SewerCAD, (Ver anexo de hoja de cálculo). El procedimiento detallado se muestra a continuación:

Columna A:

Pozo inicial y pozo final

P22-P25

Columna B:

Abscisas, distancia desde el pozo inicial al final de la tubería.

0+000km-0+75.93km

Columna C:

Longitud de la tubería entre pozo inicial y final

75.93m

Columna D:

Área impermeable parcial para caudal pluvial

0.072ha

Columna E:

Área impermeable acumulada para caudal pluvial

0.072ha

Columna F:

Área acumulada multiplicada por coeficiente de escorrentía impermeable

0.06ha

Columna G:

Área semipermeable parcial para caudal pluvial

0.131ha

Columna H:

Área semipermeable acumulada para caudal pluvial

0.131ha

Columna I:

Área acumulada multiplicada por coeficiente de escorrentía semipermeable

0.06ha

Columna J:

Área total entre áreas impermeable y semipermeables

0.12ha

Columna K:

Tiempo de concentración, determinado mediante la ecuación 4. Cabe recalcar en el primer tramo el tiempo siempre será 10min e ira aumentando según al agua siga su flujo.

10min

Columna L:

Cálculo de intensidad dependiendo del rango en el que se encuentre el tiempo de concentración, dichos rangos se encuentran en la tabla 2 donde se devora escoger entre las ecuaciones 1, 2 y 3.

92.583mm/h

Columna M:

Cálculo de caudal pluvial mediante la ecuacion 19

31.338l/s

Columna N:

Área parcial para caudal sanitario

0.202ha

Columna O:

Área doméstica para caudal sanitario

0.202ha

Columna P:

Área acumulada total del área doméstica y si existieran áreas de comercio e industria.

0.202ha

Columna Q:

Cálculo de poblacion determinado con el área acumulada y la densidad poblacional

36.83hab

Columna R:

Cálculo del caudal domestico según la expresión 15

0.22l/s

Columna S:

Cálculo del caudal domestico según la expresión 16

0.08l/s

Columna T:

Cálculo del caudal domestico según la expresión 17

0.40l/s

Columna U:

Cálculo del caudal domestico según la expresión 18

0.70l/s

Columna V:

Caudales que ingresen al pozo por lo general aparece cuando llegan más de 2 ramales y sale 1 ramal

0l/s

Columna W:

Determinación del caudal de diseño que es el total del caudal sanitario y pluvial

23.04l/s

Columna X:

Diametro de diseño

250mm

Columna Y:

Pendiente de la tubería colocada

0.77%

Columna Z:

Coefficiente de Manning que depende del material

0.010

Columna AA:

Velocidad a tubería llena según expresión 21

1.39m/s

Columna AB:

Caudal a tubería llena según expresión 22

68.15l/s

Columna AC:

Cálculo de relación de llenado entre el caudal de diseño y el caudal a flujo lleno

0.47

Columna AD:

Condición de caudal de llenado

$0.47 < 0.80$ OK

Columna AE:

Velocidad de diseño determinada mediante la ecuación 24

1.34m/s

Columna AF:

Condición de rango de velocidad permitida

$0.45\text{m/s} < 1.34\text{m/s} < 7.5\text{m/s}$

Columna AG:

Velocidad mínima determinadas según la ecuación 25

0.46m/s

Columna AH:

Rangos de V_{min}

$0.46\text{m/s} > 0.45\text{m/s}$ OK

Columna AI:

Velocidad crítica determinado según la ecuación 28

1.16m/s

Columna AJ:

Calado de la tubería según ecuación 26

0.12m

Columna AK:

Calado crítico de la tubería según ecuación 27

0.14m

Columna AL:

Relación entre calado normal y crítico

0.86

Columna AM:

Determinación del número de Froude según ecuacion 29

1.16

Columna AN:

Cotas de terreno obtenidas según el levantamiento topográfico y el trazado de red

3019.44msnm

Columna AO:

Cotas del proyecto obtenidos dependiendo de la profundidad del pozo

3017.64msnm

Columna AP:

Profundidad del pozo

1.80m

Columna AQ:

Salto que existe en las tuberías y pozos

0.20m

Columna AR:

Profundidad total del pozo

2m

Columna AS:

Material usado en las tuberías

PVC

4. SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS

4.1. Separador de caudales

El separador de caudales es ubicado con el fin de aliviar la descarga del alcantarillado o en este caso aliviar la descarga que receptorá la planta de tratamiento de aguas residuales por parte de la red de colectores combinados. Para esto existen varios tipos de separadores de caudales o aliviaderos de excedentes, que cumplirán con la función de regresar el caudal pluvial a la quebrada cercana, y enviar el caudal sanitario a la PTAR.

Son útiles para evitar un sobredimensionamiento de los colectores y de la PTAR, es por esto que en el caso de este proyecto técnico se usará un vertedero libre o también llamado vertedero de perfil práctico, el cual recibirá una tubería de PVC de 700mm proveniente del pozo P61, una vez el separador de caudal cumpla con su función se podrá tratar las aguas servidas en la PTAR para su posterior descarga al ambiente.

El separador de caudales se encontrará al final de la red antes de la planta de tratamiento de aguas residuales, enviando todo el caudal pluvial a la quebrada adyacente existente en el proyecto. (Ver anexo del Trazado de Red).

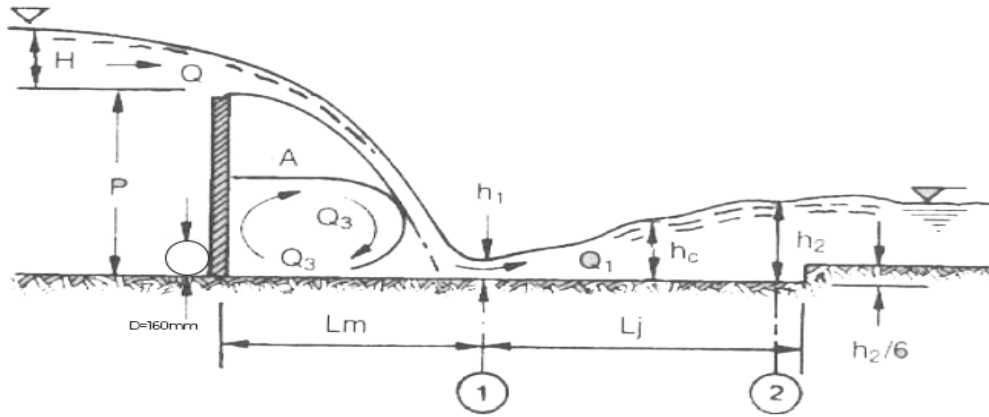
4.1.1. Diseño hidraulico de separador de caudales

Para el diseño del separador de caudales se debe tomar en cuenta los siguientes datos que se han obtenido en el proyecto:

- Caudal sanitario diluido 10 veces, es decir el caudal para el vertedero será de 677.4 l/s
- Asumir un ancho de vertedero de 4m, una altura de parapeto de 1m, diámetro de tubería de descarga a PTAR de 200mm
- Viscosidad dinámica de 0.001139 kg/ms,
- Peso específico de 9798 N/m³
- Froude debe encontrarse entre 4.5 a 9
- La gradiente de velocidad se debe encontrar entre 1000s⁻¹ a 2000s⁻¹

Figura 4.

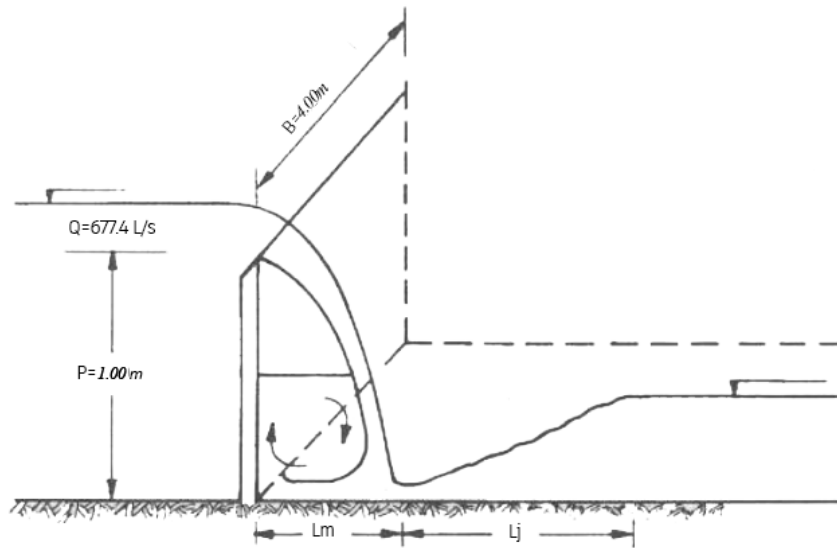
Nomenclatura del vertedero



Nota: Partes del vertedero a diseñar. Fuente: Romero Rojas (1997)

Figura 5.

Datos para el diseño del vertedero



Nota: Isometría de un vertedero. Fuente: Romero Rojas (1997)

Los pasos para el diseño serán los siguiente:

1. Caudal unitario

$$q = \frac{Q}{B} \quad (31)$$

$$q = \frac{0.6774 \text{ m}^3/\text{s}}{4\text{m}}$$

$$q = 0.17 \text{ m}^2/\text{s}$$

2. Profundidad crítica

$$hc = \left(\frac{q^2}{g}\right)^{1/3} \quad (32)$$

$$hc = \left(\frac{0.17\text{m}^2/\text{s}}{9.81\text{m}/\text{s}^2}\right)^{1/3}$$

$$hc = 0.14\text{m}$$

3. Profundidad primera conjugada

$$h1 = \frac{\sqrt{2} * hc}{1.06 + \sqrt{\frac{P}{hc}} + 1.5} \quad (33)$$

$$h1 = \frac{\sqrt{2} * 0.14\text{m}}{1.06 + \sqrt{\frac{1\text{m}}{0.14\text{m}}} + 1.5}$$

$$h1 = 0.05\text{m}$$

4. Velocidad en la sección 1

$$V1 = \frac{q}{h1} \quad (34)$$

$$V1 = \frac{0.17 \text{ m}^2/\text{s}}{0.05\text{m}}$$

$$V1 = 3.33\text{m}/\text{s}$$

5. Número de Froude

$$F = \frac{V1}{\sqrt{g * h1}} \quad (35)$$

$$F = \frac{3.33\text{m}/\text{s}}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} * 0.05\text{m}}}$$

$$F = 4.71$$

6. Profundidad segunda conjugada

$$h_2 = \frac{h_1}{2} * (\sqrt{1 + 8F^2} - 1) \quad (36)$$

$$h_2 = \frac{0.05m}{2} * (\sqrt{1 + 8 * 4.71^2} - 1)$$

$$h_2 = 0.31m$$

7. Velocidad en sección 2

$$V_2 = \frac{q}{h_2} \quad (37)$$

$$V_2 = \frac{0.17m^2/s}{0.31m}$$

$$V_2 = 0.54m/s$$

8. Pérdida de energía en el resalto

$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_2 * h_1} \quad (38)$$

$$h = \frac{(0.31m - 0.05m)^3}{4 * 0.31m * 0.05m}$$

$$h = 0.29m$$

9. Longitud de resalto

$$L_j = 6 * (h_2 - h_1) \quad (39)$$

$$L_j = 6 * (0.31m - 0.05m)$$

$$L_j = 1.58m$$

10. Velocidad media

$$V_m = \frac{V_1 + V_2}{2} \quad (40)$$

$$V_m = \frac{3.33 \frac{m}{s} + 0.54 \frac{m}{s}}{2}$$

$$V_m = 1.93 m/s$$

11. Distancia del vertedero experimental, comprobar con gráfico de vertedero Creager

$$Lm = 4.3 * P^{0.1} * hc^{0.9} \quad (41)$$

$$Lm = 4.3 * 1m^{0.1} * 0.14m^{0.9}$$

$$Lm = 0.85m$$

12. Tiempo de mezcla rápida

$$t = \frac{Lj}{Vm} \quad (42)$$

$$t = \frac{1.58m}{1.93 \text{ m/s}}$$

$$t = 0.82s$$

13. Gradiente de velocidad

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h}{v * t}} \quad (43)$$

$$G = \sqrt{\frac{9798 \frac{N}{m^3} * 0.29m}{0.001139 \frac{kg}{ms} * 0.82s}}$$

$$G = 1734.88s^{-1}$$

Donde:

Q: caudal diluido (l/s)

Lj: longitud de resalto (m)

B: ancho del vertedero (m)

Vm; velocidad media (m/s)

q: caudal unitario (m²/s)

Lm: distancia del vertedero (m)

h1: primera conjugada (m)

T: tiempo de mezcla rápida (s)

h2: segunda conjugada (m)

G: gradiente de velocidad (s⁻¹)

V1: velocidad en seccion 1(m/s)

v: viscosidad cinemática (kg/ms)

V2: velocidad en seccion 2(m/s)

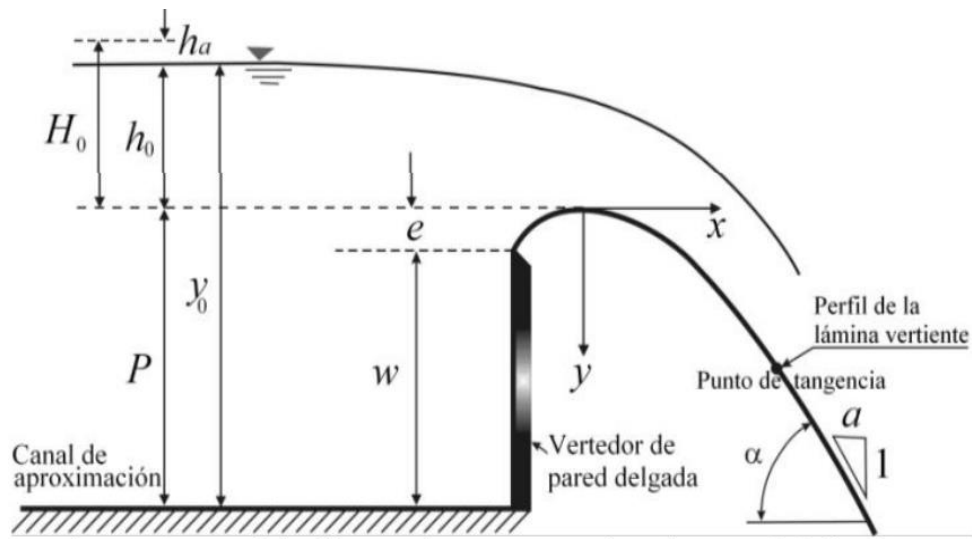
γ: peso específico (N/m³)

h: perdida de energía en el resalto (m)

Además de estos valores para determinar la sección del separador de caudales, se debe calcular los valores del azud, punto de tangencia y los valores de la rápida. Todos estos cálculos se muestran a continuación:

Figura 6.

Partes del azud del vertedero



Nota: Dimensiones a proyectar del cimacio del vertedero. Fuente: Universidad Nacional Autónoma de México (2010)

1. Determinar la altura de la lámina de agua H_o asumiendo un coeficiente de gasto $C=2.02$

$$H_o = \left(\frac{Q}{CB} \right)^{2/3} \quad (44)$$

$$H_o = \frac{0.6774 \text{ m}^3/\text{s}}{2.02 * 4\text{m}}$$

$$H_o = 0.191\text{m}$$

2. Determinar las alturas H_a y H_e

$$H_a = \left(\frac{Q}{((P + H_o) * B)^2} \right) / (2g) \quad (45)$$

$$H_a = \frac{0.6774 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{((1\text{m} + 0.19\text{m}) * 4\text{m})^2} / (2 * 9.81\text{m}/\text{s}^2)$$

$$Ha = 0.001m$$

$$He = Ho - Ha \quad (46)$$

$$He = 0.19m - 0.001m$$

$$He = 0.19m$$

3. Mediante la relación $P/Ho=5.225$ se debe ingresar a las siguientes ecuaciones para determinar el coeficiente de gasto que usará el azud, que en este caso es 2.18.

$$0 \leq \frac{P}{Ho} < 0.6; -2.025 \left(\frac{P}{He} \right)^2 + 1.8 \left(\frac{P}{He} \right) + 1.704 \quad (47)$$

$$0.6 \leq \frac{P}{Ho} < 2.5; -0.034 \left(\frac{P}{He} \right)^2 + 0.145 \left(\frac{P}{He} \right) + 2.031 \quad (48)$$

$$\frac{P}{Ho} > 2.5; 2.18 \quad (49)$$

4. Se calcula de nuevo todos estos pasos con el nuevo coeficiente hasta que se tenga el mismo coeficiente dando los siguientes valores:

$$Ho=0.182m$$

$$Ha=0.001m$$

$$He=0.181m$$

5. Después con la relación $Ha/Ho=0.006$, se determinará los valores del azud aguas arriba, como son Xc , Yc , $R1$ y $R2$.

$$Xc/Ho=0.28$$

$$Yc/Ho=0.124$$

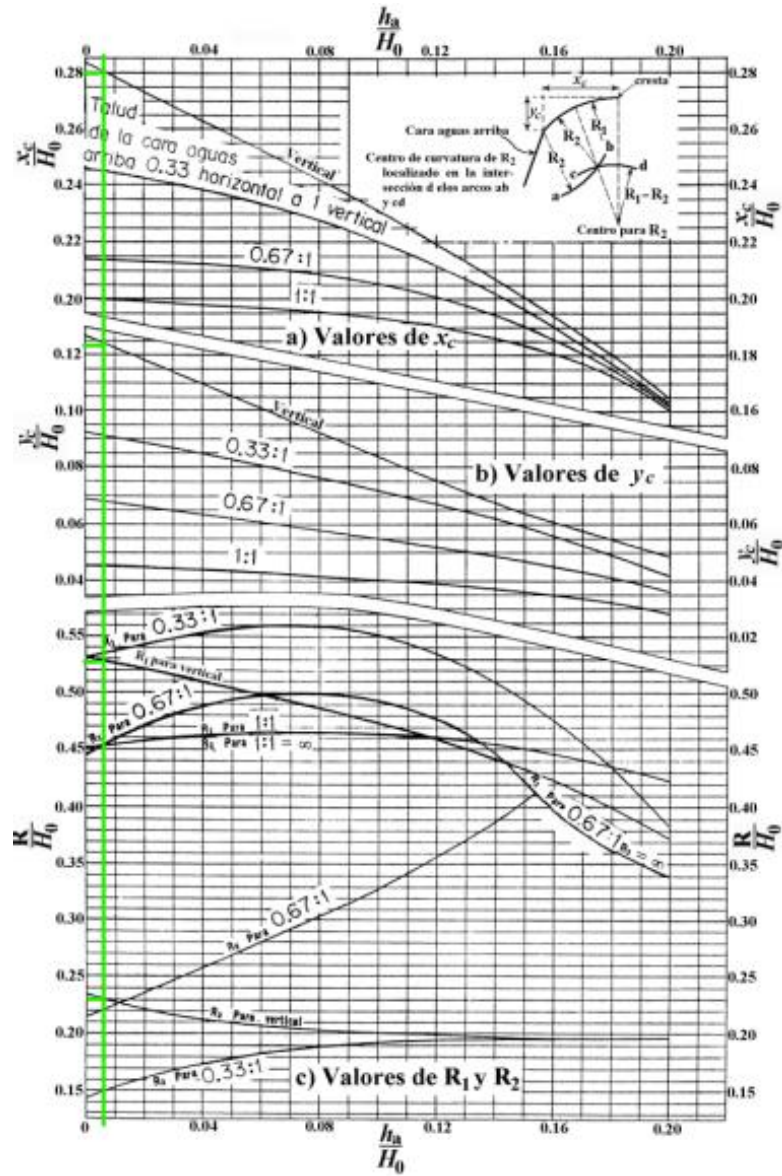
$$R1/Ho=0.528$$

$$R2/Ho=0.23$$

Los valores encontrados previamente se encuentran representados en la figura 7 que se muestra a continuación.

Figura 7.

Valores de X_c/H_0 , Y_c/H_0 y R/H_0



Nota: Despejando estos valores encontraremos los valores $X_c=0.054$, $Y_c=0.024$, $R_1=0.101m$ y $R_2=0.044m$. Fuente: Universidad Nacional Autónoma de México (2010)

6. El siguiente paso a desarrollar será encontrar los valores n y k mediante las siguientes gráficas, para encontrar la ecuación del azud o cimacio aguas abajo.

$K=0.5$

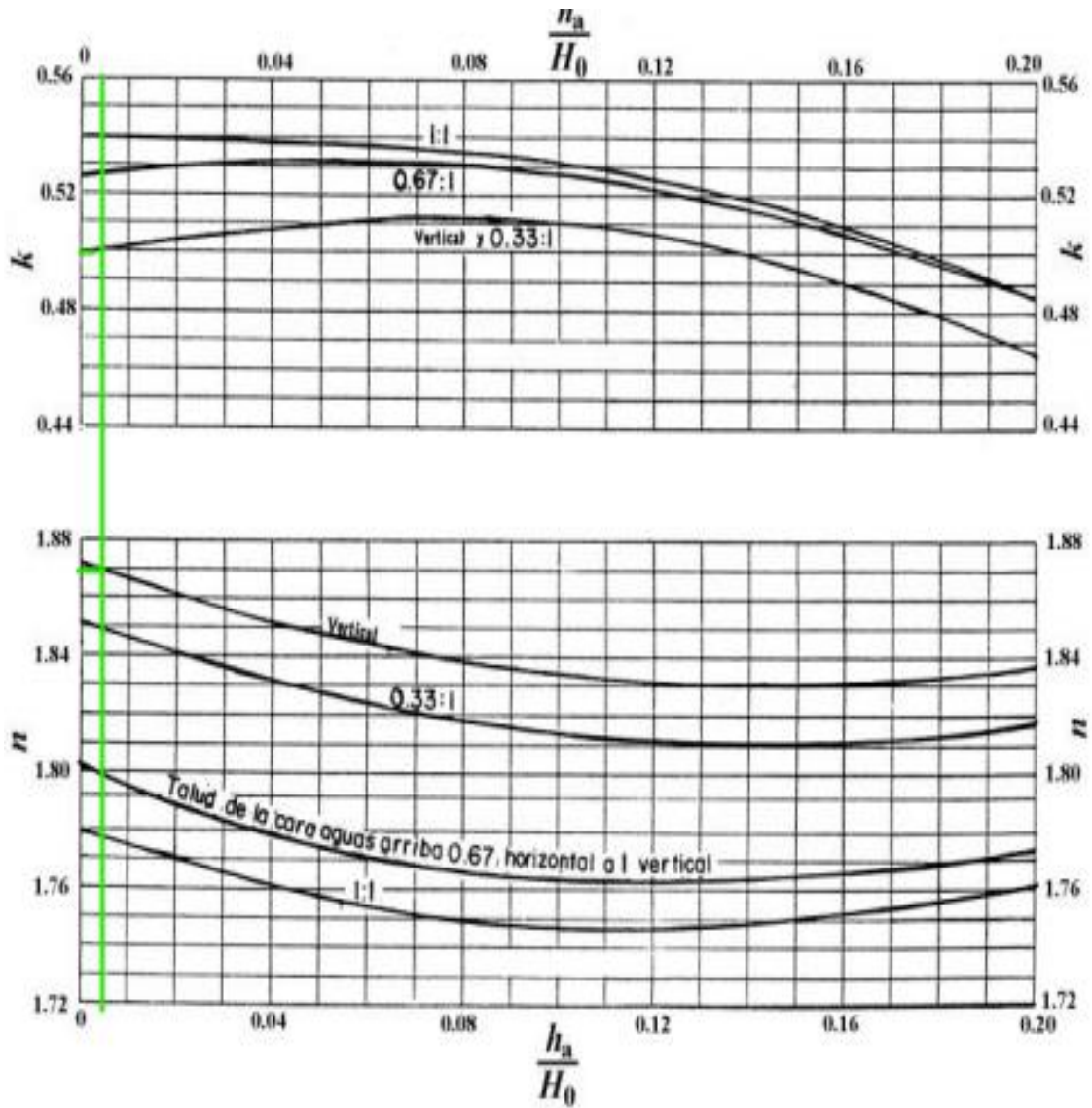
$N=1.79$

$$y = \left(-k \left(\frac{x}{H_0}\right)^n\right) * H_0 \quad (50)$$

$$y = -1.92x^{1.79} \quad (51)$$

Figura 8.

Valores n y k del cimacio

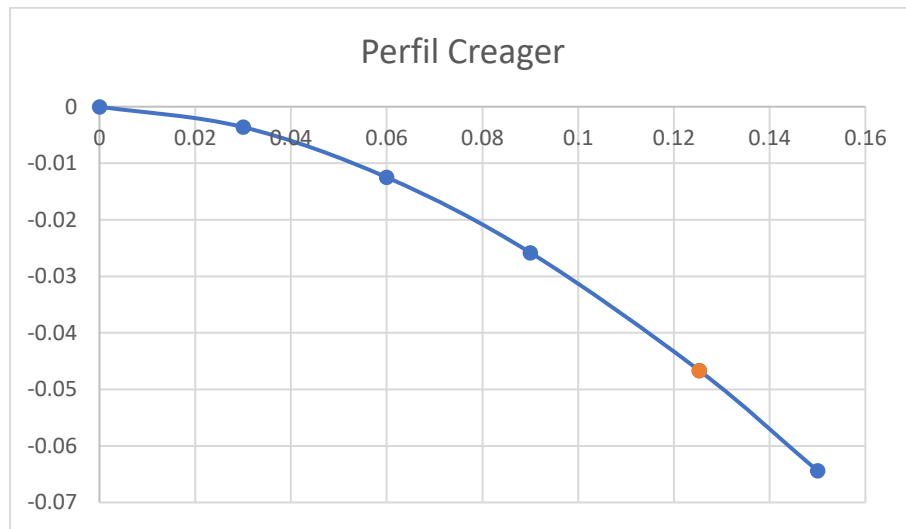


Nota: Determinación de los valores n y k . Fuente: Universidad Nacional Autónoma de México (2010)

Con la ecuación encontrada se podrá determinar la curva del perfil del cimacio, el miso que se puede ver en la figura 9.

Figura 9.

Perfil del cimacio a Creager



Nota: Curva del perfil Creager según ecuación 51. Elaborado por: El autor mediante Excel

7. Cálculo del límite del perfil Creager hasta el punto de tangencia, para esto se deberá derivar la ecuación del perfil y considerar la pendiente de la rápida 1/1.5.

$$y' = -3.44x^{0.79} \quad (52)$$

Reemplazando la pendiente en la ecuación 52 se encontrará el valor de X=0.12m y con este valor reemplazando en la ecuación 51 se encontrará Y=-0.04m

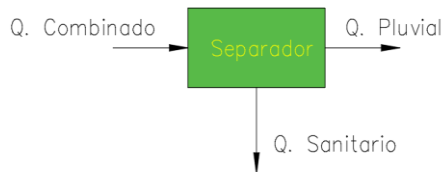
Donde:

- | | |
|--|--|
| Ho: alto de lámina del agua (m) | Yc: distancia aguas arriba del cimacio |
| Ha: alto del agua (m) | (m) |
| He: diferencia de alturas (m) | R1: radio 1 del cimacio aguas arriba (m) |
| Cd: coeficiente de descarga | R2: radio 2 del cimacio aguas arriba (m) |
| Xc: distancia aguas arriba del cimacio | k y n: coeficientes para determinar la |
| (m) | ecuación aguas abajo del cimacio |
| | y': derivada de la ecuación del cimacio |

Una vez obtenido todos los parámetros del separador de caudales, se representa esquemáticamente en la figura 10 el funcionamiento del vertedero que cumplirá con la función de separar el caudal de la siguiente forma:

Figura 10.

Funcionamiento del separador de caudales



Nota: Explicación gráfica de la función del separador de caudales. Elaborado por: El autor.

4.2. Caudal de diseño

El caudal de diseño que se usa para las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales se encuentra especificado en la normativa INEN vigente. Según INEN (2010):

En el caso de ciudades cuyo sistema de intercepción de aguas residuales tiene reboses del alcantarillado combinado, el diseño del sistema de tratamiento deberá ser sujeto de un cuidadoso análisis para justificar el dimensionamiento de los procesos de la planta para condiciones por encima del promedio, sin embargo, el caudal de diseño de las obras de llegada y tratamientos preliminares será el máximo horario (p.225)

Para encontrar el Caudal Máximo Horario se debe realizar una serie de cálculos, pero primero se debe tomar en cuenta los datos necesarios que se detallan a continuación:

- Periodo de diseño: 30años
- Población actual: 1285hab
- Tasa de crecimiento: 2.56%
- Coeficiente de mayoración: 2.3
- Coeficiente de minoración: 0.3
- Coeficiente de erradas: 2lt/s/ha
- Coeficiente de infiltración: 0.4lt/s/ha
- Caudal de diseño: 2696.95 l/s

Varios de estos datos se han usado en capítulos anteriores a excepción de los coeficientes de mayoración y minoración que se encuentran en la normativa de la EMAAP-Q:

Tabla 18.

Coefficientes de Mayoración y Minoración

COEFICIENTE DE MAYORACIÓN	
1.1<K1<1.4	1.43<K<2.66
1.3<K2<1.9	
COEFICIENTE DE MINORACIÓN	
0.6<β1<0.8	0.3<β<0.56
0.5<β2<0.7	

Nota: Coeficientes de mayoración y minoración. Fuente: EMAAP-Q (2010)

Una vez que se tiene toda la información necesaria para la determinación el QMH_{dis} y $Qmin_{dis}$ se puede proceder con los cálculos, que se muestran a continuación:

$$Qmin_{dis} = Q_s * \beta \quad (53)$$

$$Qmin_{dis} = 67.64 \text{ l/s} * 0.3$$

$$Qmin_{dis} = 20.29 \text{ l/s}$$

$$QMH_{dis} = Q_s * k \quad (54)$$

$$QMH_{dis} = 67.64 \text{ l/s} * 2.3$$

$$QMH_{dis} = 155.58 \text{ l/s}$$

Donde:

$Qmin_{dis}$: Caudal mínimo de diseño

Q_s : Caudal sanitario de descarga

B: Coeficiente de minoración

QMH_{dis} : Caudal máximo horario de diseño

K: Coeficiente de mayoración

4.3. Eficiencias de remoción

Cada una de las unidades de la planta de tratamiento cumplen con una eficiencia de remoción de DBO y DQO, que deben ser considerada en los cálculos, la normativa INEN detalla algunos porcentajes en

varias unidades y además existen varias bibliografías que también muestran estos porcentajes de eficiencias de remoción.

A continuación, se muestra una tabla donde se detalla esto:

Tabla 19.

Eficiencia de remoción

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	DQO	SS	P	N Org	NH ₃ -N	Patógenos
Rejilla	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.
Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0	Desp.
Lodos activados (convencional)	80-95	80-95	80-90	10-25	15-20	08-15	Desp.
Filtros percoladores							
• Alta tasa, roca	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	08-15	Desp.
• Supertasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	08-15	
Cloración	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	100
Reactores UASB	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	Desp.
Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	Desp.
Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	Desp.
Lagunas de oxidación							
• Lagunas anaerobias	50-70	---	20-60	---	---	---	90-99.99

• Lagunas aireadas	80-95	---	85-95	---	---	---	90-99.99
• Lagunas facultativas	80-90	---	63-75	30	---	---	90-99.99
• Lagunas de maduración	60-80	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Ultravioleta	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	100

Nota: Varios de estos porcentajes serán tomados en cuenta si en la norma INEN no se lo menciona.

Fuente: Romero Rojas (2004)

4.4. Cribas

La funcionalidad de la criba será evitar el atascamiento por sólidos grueso y material fibroso, este al ser un tratamiento preliminar debe usarse en toda planta de tratamiento para impedir las obstrucciones.

La norma INEN (2010) plantea que se deben diseñar cribas de limpieza manual de preferencia para realizar la limpieza en dos turnos de cuadrillas de dos operadores. Además, la normativa nos expone varios parámetros a tomar en cuenta para el correcto diseño de la criba o rejilla:

- Se utilizarán barras rectangulares de 5mm a 15mm de espesor por 30mm a 75mm
- El espaciamiento de las barras será de 25mm y 50mm
- La velocidad del canal antes de y a través de las barras debe ser de 0.4m/s a 0.75m/s, y para esto se determinará las dimensiones y espaciamiento de las barras
- Determinada las dimensiones se procede a calcular la velocidad antes de las barras que debe mantenerse de 0.3m/s y 0.6m/s, siendo 0.45m/s un valor comúnmente utilizado
- Se deberá considerar el 50% de obstrucción
- Angulo de inclinación será entre 44° y 60°

Como una consideración extra, se debe tomar en cuenta tres canales, de los cuales dos tendrán cribas y el otro servirá de bypass para dar mantenimiento.

Después de tomar en cuenta todas estas consideraciones, se muestra a continuación los cálculos para el diseño de la criba:

4.4.1. Diseño hidráulico del Canal de la Criba

Para realizar el diseño del canal de la criba se debe realizar los siguientes pasos:

1. Tomar en cuenta los caudales calculados Q_{\min} : 20.29l/s, Q_{med} : 67.64l/s, Q_{\max} : 155.58l/s, n : 0.014
2. Se considera una base de 0.8m
3. La cota de inicio según la topografía es 2965msnm
4. La diferencia de la cota impuesta por el proyectista es de 0.5m por ende la cota fin 2964.50msnm
5. Colocar una longitud del canal de 5m y un calado ajustado de 0.5m, que luego cambiarán para cumplir las condiciones de diseño.
6. Determinar la pendiente hidráulica, área mojada, perímetro mojado, radio hidráulico y velocidad

Pendiente hidráulica

$$S = \Delta/L \quad (55)$$

$$S = 0.5m/5m$$

$$Sh = 0.1$$

Área mojada

$$Am = y * B \quad (56)$$

$$Am = 0.5m * 0.8m$$

$$Am = 0.4m^2$$

Perímetro mojado

$$Pm = y * 2B \quad (57)$$

$$Pm = 0.5m * 2 * 0.8m$$

$$Pm = 1.8m$$

Radio hidráulico

$$Rh = Am/Pm \quad (58)$$

$$Rh = 0.4m^2/1.8m$$

$$Rh = 0.22m$$

Velocidad

$$v = \frac{1}{n} * Rh^{\frac{2}{3}} * S^{0.5} \quad (59)$$

$$v = \frac{1}{0.014} * (0.22m)^{\frac{2}{3}} * 0.1^{0.5}$$

$$v = 8.29m/s$$

Donde:

S: pendiente hidráulica (m/m)

Δ : diferencia de cota (msnm)

L: longitud del canal (m)

Am: área mojada (m²)

y: calado ajustado (m)

B: base (m)

Pm: perímetro mojado (m)

Rh: radio hidráulico (m)

v: velocidad (m/s)

7. Al final se debe calcular el caudal y comprobar que el caudal calculado sea igual a los caudales de diseño

Caudal calculado

$$Q_c = V * A \quad (60)$$

$$Q_c = 8.29m/s * 0.4m^2$$

$$Q_c = 3.31m^3/s$$

Ajuste

$$Q_c - Q_{min}, Q_{med}, Q_{max} = 0 \quad (61)$$

Donde:

Qc: caudal calculado (m³/s)

V: velocidad (m/s)

A: área mojada (m²)

Tabla 20.

Canal de criba sin ajuste

	Min	Med	Max	
Caudal	20.29	67.64	155.58	lt/s
	0.020	0.068	0.156	m ³ /s
Manning	0.014	0.014	0.014	
Base	0.8	0.8	0.8	m
Cota Inicio	2965	2965	2965	msnm
Cota fin	2964.5	2964.5	2964.5	msnm
Diferencia de cota	0.5	0.5	0.5	m
Longitud del canal	5.00	5.00	5.00	m
Pendiente hidráulica	1.00E-01	1.00E-01	1.00E-01	m/m
Calado ajustado	0.500	0.500	0.500	m
Área mojada	0.400	0.400	0.400	m ²
Perímetro mojado	1.800	1.800	1.800	m
Radio hidraulico	0.222	0.222	0.222	m
Velocidad	8.29	8.29	8.29	m/s
Caudal calculado	3.31	3.31	3.31	m ³ /s
Ajuste	-3.29	-3.25	-3.16	

Nota: Cálculos sin ajustar del canal de la rejilla. Elaborado por: El autor

8. Lo que se debe hacer es ajustar el caudal y mediante la función “Buscar Objetivo” de Excel se debe hacer los siguientes cambios:
 - a. Posicionarse en el valor de velocidad en la columna de Caudal Medio
 - b. Fijar el valor de 0.45m/s
 - c. Cambiar la longitud del canal
 - d. Posicionarse en el valor de ajuste
 - e. Fijar el valor de 0

- f. Cambiar el calado ajustado
- g. Repetir varias veces, hasta tener una velocidad de 0.45m/s y un ajuste de 0
- h. Recorremos los valores encontrados de la iteración a los Q_{\min} y Q_{\max}
- i. Con la función buscar objetivo repetimos los pasos anteriores para determinar el calado ajustado

Tabla 21.

Canal de criba con ajuste

	Min	Med	Max	
Caudal	20.29	67.64	155.58	lt/s
	0.020	0.068	0.156	m3/s
Manning	0.014	0.014	0.014	
Base	0.8	0.8	0.8	m
Cota Inicio	2965	2965	2965	msnm
Cota fin	2964.5	2964.5	2964.5	msnm
Diferencia de cota	0.5	0.5	0.5	m
Longitud del canal	819.40	819.40	819.40	m
Pendiente hidráulica	6.10E-04	6.10E-04	6.10E-04	m/m
Calado ajustado	0.085	0.190	0.341	m
Área mojada	0.068	0.152	0.273	m2
Perímetro mojado	0.971	1.181	1.483	m
Radio hidraulico	0.070	0.129	0.184	m
Velocidad	0.30	0.45	0.57	m/s
Caudal calculado	0.02	0.07	0.16	m3/s
Ajuste	0.00	0.00	0.00	

Nota: Cálculos del canal de rejilla ajustados. Elaborado por: El autor.

4.4.2.Diseño de la Criba

Para el diseño de la criba se debe realizar lo siguiente:

1. Colocar el ancho de 30mm
2. Colocar espaciamiento de barras de 50mm
3. Considerar los datos del canal de la criba

4. Calcular el número de barras calculado, área de flujo entre barras, velocidad entre barras, nivel con 0% de obstrucciones, calado antes de la reja, velocidad con el 50% de obstrucción, nivel con obstrucciones y calado antes de la reja con obstrucción.

Número de barras

$$N_b = \frac{B}{A_b + E_b} \quad (62)$$

$$N_b = \frac{0.8m}{30mm + 50mm}$$

$$N_b = 10 \text{ barras}$$

Área de flujo entre barras

$$A_b = B - N_b * A_b * y \quad (63)$$

$$A_b = 0.8m - 10 * 0.3m * 0.19m$$

$$A_b = 0.1m^2$$

Velocidad entre barras

$$V_b = Q_{min}, Q_{med}, Q_{max} / A_b \quad (64)$$

$$V_b = \frac{0.6764m^3/s}{0.1m^2}$$

$$V_b = 0.71m/s$$

Nivel con 0% de obstrucción

$$hl_{0\%} = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_b^2 - V^2}{2 * g} \right) \quad (65)$$

$$hl_{0\%} = \frac{1}{0.7} \left(\frac{(0.71m/s)^2 - (0.45m/s)^2}{2 * (9.81m/s)^2} \right)$$

$$hl_{0\%} = 0.2m$$

Calado antes de la reja

$$y_c = y + hl_{0\%} \quad (66)$$

$$y_c = 0.19m + 0.02m$$

$$y_c = 0.21m$$

Velocidad con el 50% de obstrucción

$$V_{b50\%} = \frac{Q}{A_b * 50\%} \quad (67)$$

$$V_{b50\%} = \frac{0.6764m^3/s}{0.1m^2 * 0.5}$$

$$V_{b50\%} = 1.42m/s$$

Nivel con 50% de obstrucción

$$hl_{50\%} = \frac{1}{0.7} \left(\frac{V_{b50\%}^2 - V^2}{2 * g} \right) \quad (68)$$

$$hl_{50\%} = \frac{1}{0.7} \left(\frac{(1.42m/s)^2 - (0.45m/s)^2}{2 * (9.81m/s)^2} \right)$$

$$hl_{50\%} = 0.13m$$

Calado antes de la reja con obstrucciones

$$y_c = y + hl_{50\%} \quad (69)$$

$$y_c = 0.19m + 0.13m$$

$$y_c = 0.32m$$

Donde:

Nb: número de barras

B: ancho del canal (m)

Ab: ancho de barra (m)

Eb: espaciamiento de barras (m)

Ab: área de flujo entre barras (m)

y: calado (m)

Vb: velocidad entre barras (m/s)

hl_{0%}= nivel con 0% de obstrucciones (m)

Vb_{50%}= velocidad con 50% de obstrucciones (m/s)

g: gravedad (m/s)

Tabla 22.

Parámetros de rejilla

	Min	Med	Max	
Caudal	20.29	67.64	155.58	lt/s
Velocidad en canal	0.30	0.45	0.57	m/s
Ancho de canal	0.80	0.80	0.80	m
Calado	0.09	0.19	0.34	m
Parámetro para rejilla				
Ancho de barra	30.00	30.00	30.00	Mm
Espaciamiento de barras	50.00	50.00	50.00	mm
Número de barras calculado	10.00	10.00	10.00	# de barras
Número de barras asumido	10.00	10.00	10.00	# de barras
Área de flujo entre barras	0.04	0.10	0.17	m ²
Velocidad entre barras	0.48	0.71	0.91	m/s
hl 0% obstrucciones	0.01	0.02	0.04	m
Calado antes de la reja	0.10	0.21	0.38	m
Obstrucción	50.00	50.00	50.00	%
Vel. con obstrucción	0.95	1.42	1.82	m/s
hl obstrucciones	0.06	0.13	0.22	m
Calado antes de la reja con obstrucciones	0.14	0.32	0.56	m

Nota: Cálculos para determinar los parámetros de la rejilla. Elaborado por: El autor.

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano de la rejilla (revisar anexo de planos PTAR).

4.5. Desarenador

El desarenador es una unidad de las PTAR que tienen como objetivo fundamental evitar el paso de arenas, gravas, partículas u otro material sólido que pueda tener velocidad de asentamiento o un peso específico mayor al peso de los sólidos orgánicos degradables (Romero Rojas, 2004)

Para el diseño de desarenadores se debe tener las siguientes consideraciones:

- Ancho de canal de 1m a 5m
- Temperatura de 20°C
- Densidad de la arena 2.65g/cm³

- Densidad del líquido 0.998g/cm³
- Viscosidad cinemática 1.00E-06 m²/s
- Diámetro de partícula 0.2mm
- Graficas de velocidad de sedimentación de partículas esféricas y de la Constante de Kalbskopf

A continuación, se muestran los cálculos realizados para su diseño:

1. Determinar el área transversal con el Q_{max} y la velocidad horizontal V

$$A_t = Q_{max}/V \quad (70)$$

$$A_t = \frac{0.16 \text{ m}^3/\text{s}}{0.57 \text{ m/s}}$$

$$A_t = 0.27 \text{ m}^2$$

2. Determinar un ancho de canal de 1m y calcular el alto del canal calculado

$$h_{cc} = A_t/b_c \quad (71)$$

$$h_{cc} = \frac{0.27 \text{ m}^2}{1 \text{ m}}$$

$$h_{cc} = 0.27 \text{ m}$$

3. Determinar el alto del canal asumido considerando el nivel con obstrucciones y el alto del canal calculado, considerando esto se adoptará un alto de 0.85m
4. Calcular el área mojada, perímetro mojado y radio hidráulico

Área mojada

$$A_m = h_{cc} * b_c \quad (72)$$

$$A_m = 0.27 \text{ m} * 1 \text{ m}$$

$$A_m = 0.27 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P_m = b_c + 2h_{cc} \quad (73)$$

$$P_m = 1 \text{ m} + 2 * 0.27 \text{ m}$$

$$P_m = 1.54m$$

Radio hidráulico

$$R_h = A_m/P_m \quad (74)$$

$$R_h = 0.27m^2/1.54m$$

$$R_h = 0.18m$$

5. Determinar la relación entre la densidad de la arena y la densidad del líquido para ingresar a la gráfica de velocidad de sedimentación de partículas esféricas donde el valor obtenido será de 2.65
6. Calculando el número de Reynolds se obtendrá todos los parámetros que son necesarios para determinar la velocidad de sedimentación y se conocerá si es laminar o turbulento según el número lo determine.

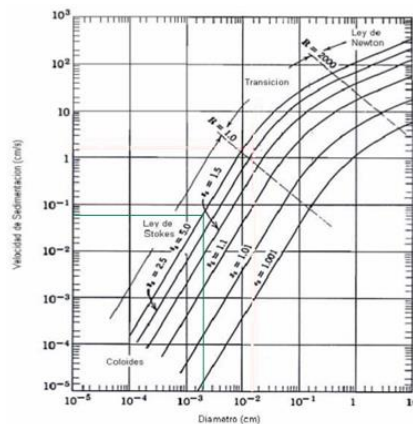
$$Re = d_l * \frac{V * R_h}{\nu} \quad (75)$$

$$Re = 0.998 \frac{g}{cm^3} * \frac{0.57 \frac{m}{s} * 0.18m}{1x10^{-6} m^2/s}$$

$$Re = 100.13 \text{ flujo laminar}$$

Figura 11.

Curva de velocidad de sedimentación



Nota: Obtención de la velocidad de sedimentación de 0.4m/s. Fuente: Fair et al. (1968)

9. Determinar la longitud calculada

$$L_c = \frac{V * h_{ca}}{V_s} \quad (76)$$

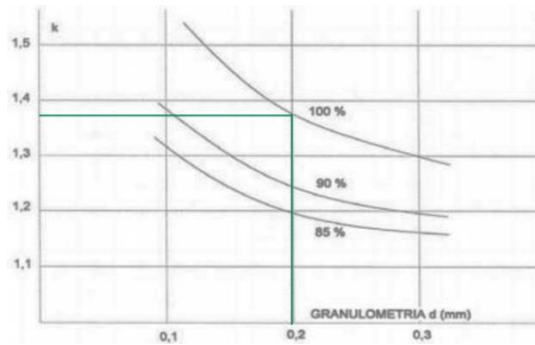
$$L_c = \frac{0.57 \text{ m/s} * 0.85 \text{ m}}{0.4 \text{ m/s}}$$

$$L_c = 1.214 \text{ m}$$

10. Encontrar la constante de Kalbskopf en su grafico asumiendo una sedimentación del 100% y considerando el diámetro de partícula según normativa de 0.20mm

Figura 12.

Constante de Kalbskopf



Nota: Factor K de 1.38. Fuente: Kalbskopf (1972)

11. Determinar la longitud efectiva, longitud de canal asumida y tiempo de retención

Longitud efectiva

$$L_e = L_c * K \quad (77)$$

$$L_e = 1.21 \text{ m} * 1.38$$

$$L_e = 1.67 \text{ m}$$

Longitud de canal asumida, se debe cumplir la relación $L/H > 25$ según normativa

$$L_{ca} = h_{cc} * 25 \quad (78)$$

$$L_{ca} = 0.27 \text{ m} * 25$$

$$L_{ca} = 6.81 \text{ m}$$

Tiempo de retención

$$T = h_{cc}/V_s \quad (79)$$

$$T = 0.27 \text{ m}/0.4 \text{ m/s}$$

$$T = 0.68 \text{ s}$$

Donde:

At: área transversal (m ²)	dl: densidad del líquido (g/cm ³)
h _{cc} : alto del canal calculado (m)	v: viscosidad cinemática (m ² /s)
h _{ca} : altura de canal asumida (m)	Lc: longitud calculada (m)
b _c : ancho del canal (m)	Vs: velocidad de sedimentación (m/s)
Am: área mojada (m ²)	K: constante de Kalbskopf
Pm: perímetro mojado (m)	Le: longitud efectiva (m)
Rh: radio hidráulico (m)	Lca: longitud de canal asumida (m)
Re: número de Reynolds	T: tiempo de retención (s)

Tabla 23.

Tabla resumen de los datos del desarenador

Descripción	Cantidad	Unidad
Caudal máximo	155.58	lt/s
	0.16	m ³ /s
Velocidad horizontal	0.57	m/s
Área transversal	0.27	m ²
Ancho de canal	1.00	m
Alto de canal calculado	0.27	m
Alto de canal asumido	0.85	m
Área mojada	0.27	m ²
Perímetro mojado	1.54	m
Radio hidráulico	0.18	m
Temperatura	20.00	°c
Densidad de la arena	2.65	gr/cm ³
Densidad del líquido	0.998	gr/cm ³
Relación	2.65	
Viscosidad cinemática	1.00E-06	m ² /s
Reynolds	100.13	
Diámetro partícula	0.20	mm
Velocidad de sedimentación	0.40	m/s

Longitud de la canal calculada	1.214	m
Constante de Kalbskopf	1.38	
Longitud efectiva	1.67	m
Longitud de canal asumida	6.81	m
Tiempo de retención	0.68	s

Nota: Resultados de los cálculos del desarenador. Elaborado por: El autor.

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano del desarenador (revisar anexo de planos PTAR).

4.6. Canal Parshall

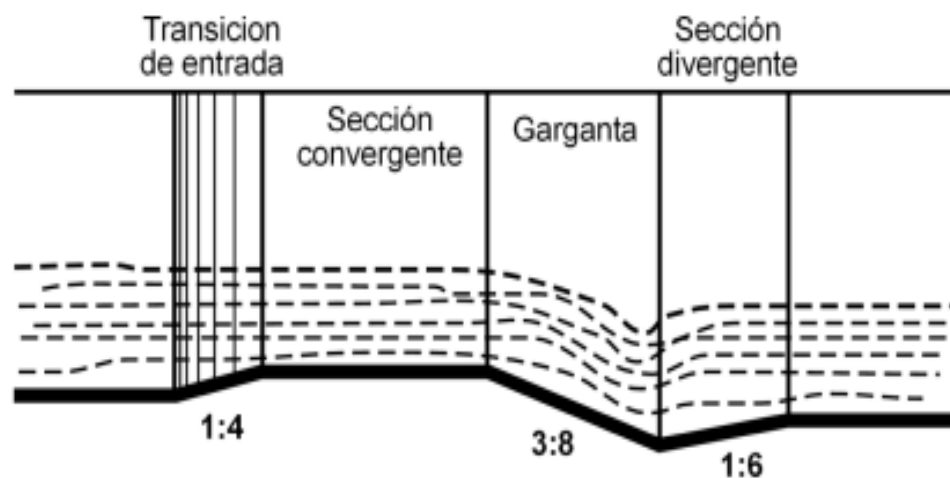
El canal Parshall o medidor Parshall, es un medidor de régimen crítico y además es la estructura hidráulica que permitirá medir el caudal que se encuentra llegando por el canal a cielo abierto.

Se encuentra compuesto generalmente por 4 partes. Según Azevedo Neto y Acosta (1976):

1. Transición de entrada
2. Sección convergente
3. Garganta
4. Sección divergente

Figura 13.

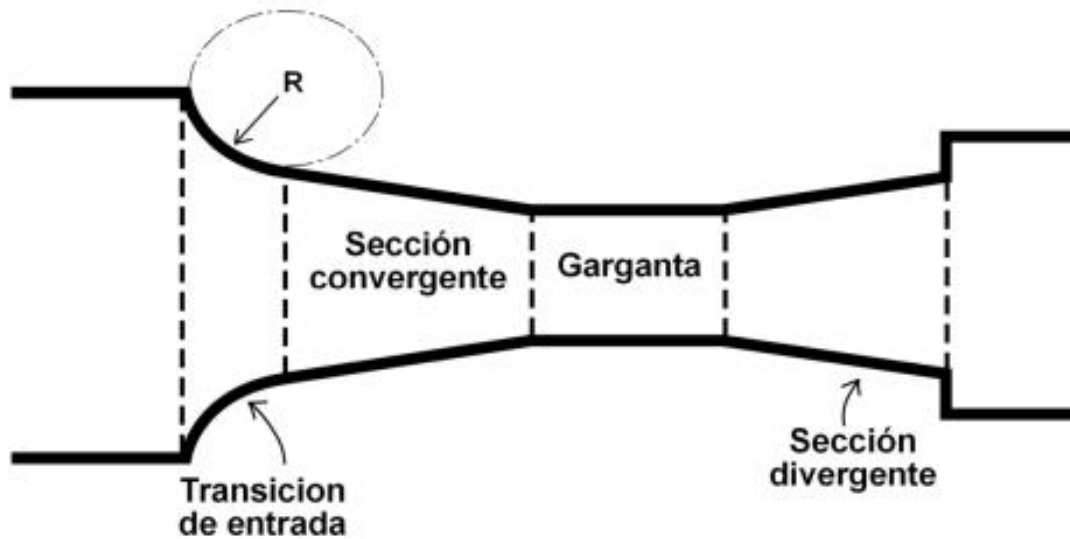
Partes del Canal Parshall (corte)



Nota: Vista en cortes de las 4 partes del Canal o Medidor Parshall. Fuente: Azevedo Neto y Acosta (1976)

Figura 14.

Partes del Canal Parshall (planta)

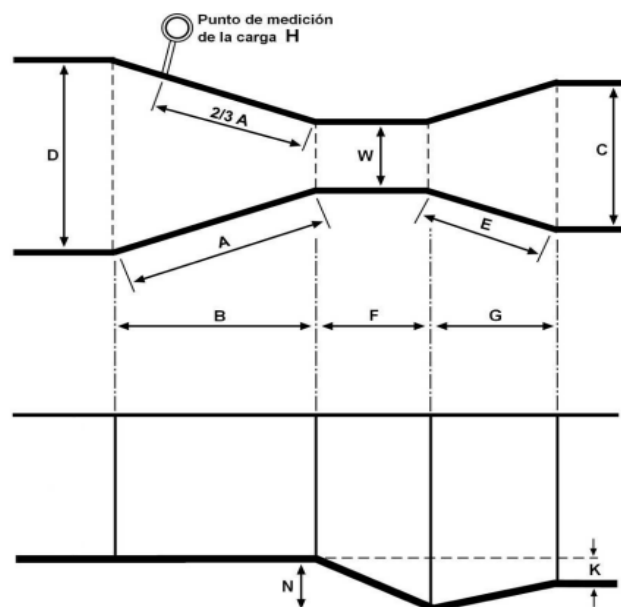


Nota: Vista en planta de las 4 partes del Canal Parshall. Fuente: Azevedo Neto y Acosta (1976)

Además de sus partes cada una de estas, cuenta con dimensiones que dependen del caudal máximo horario de diseño. En la siguiente figura y tabla se muestran los valores de las dimensiones según el caudal y la ubicación de las mismas en el Canal Parshall.

Figura 15.

Dimensiones del Medidor Parshall



Nota: Ubicación de los valores de las dimensiones del Medidor Parshall. Fuente: Azevedo Neto y

Acosta (1976)

Tabla 24.

Tabla de dimensiones

DIMENSIONES CANAL PARSHALL													
w	Q = l/s		A	B	C	D	E	F	G	K	N	k	n
cm	min	máx	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	NA	NA
2.5			36.3	35.6	9.3	16.8	23	7.6	20	1.9	2.9	3.704	0.65
7.6	0.85	53.8	46.6	45.7	17.8	25.9	46	15	31	2.5	5.7	3.704	0.65
15.2	1.52	110.4	61	61	39.4	40.3	61	31	61	7.6	11	1.842	0.64
22.9	2.55	251.9	88	86.4	38	57.5	76	31	46	7.6	11	1.486	0.61
30.5	3.11	455.6	137	134	61	84.5	92	61	92	7.6	23	1.276	0.66
45.7	4.25	696.2	145	142	76.2	103	92	61	92	7.6	23	0.966	0.65
61	11.89	936.7	153	150	91.5	121	92	61	92	7.6	23	0.795	0.65
91.5	17.26	1426	168	165	122	157	92	61	92	7.6	23	0.608	0.64
122	36.79	1922	183	180	153	194	92	61	92	7.6	23	0.505	0.63
153	62.8	2422	198	194	183	230	92	61	92	7.6	23	0.436	0.66
183	74.4	2929	214	209	214	267	92	61	92	7.6	23	0.389	0.63
214	102.6	12370	229	224	244	303	92	61	92	7.6	23	0.357	0.63
244	130.7	39500	244	239	275	340	92	61	92	7.6	23	0.324	0.62

Nota: Medidas del medidor Parshall. Fuente: Azevedo Neto y Acosta (1976)

En el caso del proyecto técnico el caudal de diseño se encuentre entre los rangos de 2.55l/s y 251.9l/s, con esta información se podrán usar los datos de la tabla 24 según corresponda:

w: 22.9cm	D: 57.5cm	K: 7.6cm
A: 88cm	E: 76cm	N: 11cm
B: 86.4cm	F: 31cm	k: 1.486
C: 38cm	G: 46cm	n: 0.61

Para determinar las alturas, cargas, alturas, perdidas, velocidades, tiempos y gradientes se deben usar las siguientes expresiones para completar el dimensionamiento del medidor Parshall.

Altura 0

$$H_0 = k * Q^n \quad (80)$$

$$H_0 = 1.486 * 155.58^{0.625} \frac{l}{s}$$

$$H_0 = 47.5m$$

Donde:

H_0 : Altura 0 (m)

k: constante k según tabla 19

Q: caudal de diseño máximo horario (l/s)

n: constante n según tabla 19

Ancho de canalón en la sección de medición

$$D' = \frac{2}{3} * (D - w) + w \quad (81)$$

$$D' = \frac{2}{3} * (57.5cm - 22.9cm) + 22.9cm$$

$$D' = 45.967m$$

Donde:

D' : ancho de canalón en la sección de medición (m)

D: constante D según tabla 19

w: constante w según tabla 19

Velocidad en la sección de medición

$$V_0 = \frac{(QMH_{dis})}{H_0 * D'} \quad (82)$$

$$V_0 = \frac{(155.58 l/s)}{1.12m * 2.73m}$$

$$V_0 = 0.713m/s$$

Donde:

V_0 : velocidad en la sección de medición (m/s)

QMH_{dis} : caudal máximo horario de diseño (l/s)

H_0 : altura 0 (m)

D': ancho de canalón en la sección de medición (m)

Carga hidráulica disponible

$$E_0 = \frac{V_0^2}{2 * 9.81} + H_0 + N \quad (83)$$
$$E_0 = \frac{\left(0.713 \frac{m}{s}\right)^2}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2}} + 47.5m + 11.4cm$$
$$E_0 = 61.48cm$$

Donde:

E_0 : carga hidráulica disponible (m)

V_0 : velocidad en la sección de medición (m/s)

H_0 : altura 0 (m)

N: constante N según tabla 19

Ancho de canalón en tramo de medición

$$q = \frac{QM H_{dis}}{w} \quad (84)$$
$$q = \frac{155.58 \text{ l/s}}{22.9 \text{ cm}}$$
$$q = 0.679 \frac{\frac{m^3}{s}}{m}$$

Donde:

q: ancho de canalón en tramo de medición (m³/s/m)

QM_{dis}: caudal máximo horario de diseño (l/s)

w: constante w según tabla 19

Condición de ángulo en sección de medición

$$\cos\theta = \frac{-9.81 * q}{\left(\frac{2}{3} * 9.81 * E_0\right)^{1.5}} ; \cos\theta < -1 \quad (85)$$

$$\cos\theta = \frac{-9.81 * 2.91 \frac{m^3}{s}}{\left(\frac{2}{3} * 9.81 * 64.48cm\right)^{1.5}}$$

$$\cos\theta = -0.61rad$$

$$\theta = \text{acos}\theta * \frac{180}{\pi} \quad (86)$$

$$\theta = \text{acos}(-0.61) * \frac{180}{\pi}$$

$$\theta = 127.31^\circ$$

Donde:

Θ : ángulo en sección de medición

q: ancho de canalón en tramo de medición ($m^3/s/m$)

E_0 : carga hidráulica disponible (m)

Velocidad en la sección de medición

$$V_1 = 2 * \left(2 * 9.81 * \frac{E_0}{3}\right)^{0.5} * \cos^{-1}\left(\frac{q}{3}\right) \quad (87)$$

$$V_1 = 2 * \left(2 * 9.81 * \frac{61.48cm}{3}\right)^{0.5} * \cos^{-1}\left(\frac{0.679 \frac{m^3}{s}}{3}\right)$$

$$V_1 = 2.653m/s$$

V_1 : velocidad en la sección de medición (m/s)

q: ancho de canalón en tramo de medición ($m^3/s/m$)

E_0 : carga hidráulica disponible (m)

Altura de agua antes del resalto

$$H_1 = \frac{q}{V_1} \quad (88)$$

$$H_1 = \frac{0.679 \frac{m^3}{s}}{2.653 m/s}$$

$$H_1 = 25.606\text{cm}$$

Donde:

H_1 : altura de agua antes de resalto (m)

V_1 : velocidad en la sección de medición (m/s)

q : ancho de canalón en tramo de medición ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

Número de Froude

$$F_1 = \frac{V_1}{(9.81 * H_1)^{0.5}} \quad (89)$$

$$F_1 = \frac{2.653 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{(9.81 * 25.606\text{m})^{0.5}}$$

$$F_1 = 1.674$$

Donde:

F_1 : número de Froude

H_1 : altura de agua antes de resalto (cm)

V_1 : velocidad en la sección de medición (m/s)

Altura de resalto

$$H_2 = \frac{H_1}{2} * \left(((1 + 8 * F_1^2)^{0.5}) - 1 \right) \quad (90)$$

$$H_2 = \frac{25.606\text{m}}{2} * \left(((1 + 8 * 1.674^2)^{0.5}) - 1 \right)$$

$$H_2 = 49.157\text{cm}$$

Donde:

H_2 : altura de resalto (cm)

F_1 : número de Froude

H_1 : altura de agua antes de resalto (cm)

Altura en la sección de salida

$$H_3 = H_2 + (N - K) \quad (91)$$

$$H_3 = 49.157\text{cm} + (23\text{cm} - 1.486)$$

$$H_3 = 59.071\text{cm}$$

Donde:

H_3 : altura en la sección de salida (cm)

H_2 : altura de resalto (cm)

k: constante k según tabla 19

N: constante N según tabla 19

Velocidad de resalto

$$V_2 = \frac{QM H_{dis}}{w * H_2} \quad (92)$$

$$V_2 = \frac{155.58 \text{ l/s}}{22.9\text{cm} * 1.23\text{m}}$$

$$V_2 = 1.382\text{m/s}$$

V_2 : velocidad de resalto (m/s)

H_2 : altura de resalto (m)

$QM H_{dis}$: caudal máximo horario de diseño (l/s)

w: constante w según tabla 19

Velocidad de salida

$$V_3 = \frac{QM H_{dis}}{C * H_3} \quad (93)$$

$$V_3 = \frac{155.58 \text{ l/s}}{38\text{cm} * 59.071\text{cm}}$$

$$V_3 = 0.693\text{m/s}$$

Donde:

V_3 : velocidad de salida (m/s)

H_3 : altura en la sección en salida (m)

$QM H_{dis}$: caudal máximo horario de diseño

C: constante C según tabla 19

Perdida de carga

$$hp = \frac{(H_2 - H_1)^3}{4 * H_2 * H_1} \quad (94)$$

$$hp = \frac{(0.47m - 0.25m)^3}{4 * 0.47m * 0.25m}$$

$$hp = 2.595cm$$

Donde:

hp: perdida de carga (m)

H₂: altura de resalto (m)

H₁: altura de agua antes de resalto (m)

Tiempo de mezcla

$$T = \frac{2 * G}{V_2 + V_3} \quad (95)$$

$$T = \frac{2 * 46cm}{1.382 \frac{m}{s} + 0.693 \frac{m}{s}}$$

$$T = 0.44s$$

Donde:

T: tiempo de mezcla (s)

G: constante G según tabla 19

V₂: velocidad de resalto (m/s)

V₃: velocidad de salida (m/s)

Gradiente de velocidades

$$G = \left(\frac{1000}{0.000167} * \frac{hp}{T} \right)^{0.5} \quad (96)$$

$$G = \left(\frac{1000}{0.000167} * \frac{2.595m}{0.44s} \right)^{0.5}$$

$$G = 593.923s$$

Donde:

G: gradiente de velocidades (s)

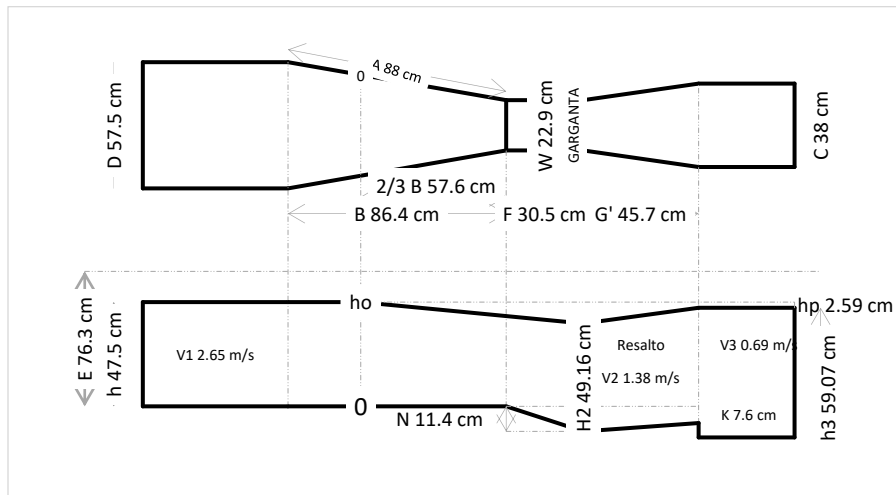
Hp: pérdida de carga (m)

T: Tiempo de mezcla (s)

Todos estos cálculos se encuentran resumidos en la siguiente figura y tabla:

Figura 16.

Canal de Medidor Parshall



Nota: Medidor Parshall (referirse al Anexo de Planos PTAR). Elaborado por: El autor.

Tabla 25.

Resumen de resultados del Canal Parshall

ITEM	NOMENCLATURA	RESULTADO	UNIDAD
Garganta	W	22.9	cm
Dimensión de canal	A	88	cm
Dimensión de canal	B	86.4	cm
Dimensión de canal	C	38	cm
Dimensión de canal	D	57.5	cm
Dimensión de canal	E	76.3	cm
Dimensión de canal	F	30.5	cm
Dimensión de canal	G'	45.7	cm
Dimensión de canal	K	7.6	cm
Dimensión de canal	N	11.4	cm
Dimensión de canal	k	1.486	NA
Dimensión de canal	n	0.613	NA
Altura 0	H0	47.500	cm

Altura de agua antes de resalto	H1	25.606	cm
Altura de resalto	H2	49.157	cm
Altura en la sección de salida	H3	59.071	cm
Ancho del canalón en la sección de medición	D'	45.967	cm
Ancho del canalón en el tramo de medición	q	0.679	m ³ /s/m
Carga hidráulica disponible	E0	61.488	cm
Froude	F1	1.674	NA
Velocidad en la sección de medición	V0	0.713	m/s
Velocidad antes de resalto	V1	2.653	m/s
Velocidad en resalto	V2	1.382	m/s
Velocidad de salida de la tolva	V3	0.693	m/s
Perdida de carga	hp	2.595	cm
Tiempo de mezcla	T	0.440	s
Gradiente de velocidades	G	593.923	s

Nota: Cálculos del diseño del canal Parshall. Elaborado por: El autor

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano del medidor Parshall (revisar anexo de planos PTAR).

4.7. Tanque Imhoff

Es una unidad de tratamiento primario con el objetivo de remover sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables. Según INEN (2010), “Son tanques de sedimentación primaria en los cuales se incorpora la digestión de lodos en un compartimiento localizado en la parte inferior” (p. 230).

Para esta unidad de tratamiento primario se debe considerar los siguientes parámetros:

- Caudal de diseño considerando contribución del 80%, la población y dotación
- Carga superficial de 1 m³/(m³h)
- Periodo de retención va de 1h a 1.5h
- Relación largo ancho de 2 a 10
- Tiempo de digestión de 60 días
- Tasas de volumen del digestor de 60l/hab
- DBO de 520g/m³ (referirse al Anexo de Informe de Análisis de Agua)

- DQO de 1248g/m³ (referirse al Anexo de Informe de Análisis de Agua)
- Eficiencia de remoción del 35% según tabla 19

A continuación, se muestran los cálculos respectivos para el diseño del tanque Imhoff:

1. Cálculo del caudal de diseño

$$Q = P_f * Dot * 80\% \quad (97)$$

$$Q = 426.36m^3/día$$

2. Cálculo del área y volumen de sedimentador

Área del sedimentador

$$A_s = Q/C_s \quad (98)$$

$$A_s = \frac{17.77 m^3/h}{1 \frac{m^3}{m^2 * h}}$$

$$A_s = 17.77m^2$$

Volumen del sedimentador

$$V_s = Q * T_r \quad (99)$$

$$V_s = 17.77 m^3/h * 1h$$

$$V_s = 17.77m^3$$

3. Determinar un valor aleatorio del ancho del canal como 15m, para así calcular el largo del canal considerando una relación de L/H=4

$$L_s = b_s * 3 \quad (100)$$

$$L_s = 15 m * 4$$

$$L_s = 45m$$

4. Cálculo de ajuste para conocer lo valores reales del diseño

$$Ajuste = L_s * b_s - A_s \quad (101)$$

$$Ajuste = 45m * 15m - 17.77m^2$$

$$Ajuste = 657.23m^2$$

5. Se debe ajustar el valor a cero cambiando el ancho del sedimentador con la función buscar objetivo de Excel, haciendo esto se determinará un ancho de sedimentador de 2.11m y su largo será de 8.43m
6. La profundidad del sedimentador será la relación entre V_s/A_s , la cual dará de respuesta 1m
7. Se debe considerar un porcentaje del área de aireación del 20% al 30% según normativa INEN, para así calcular área de ventilación, ancho de ventilación, área total, volumen y profundidad del digestor.

Área de ventilación

$$A_v = A_s * 30\% \quad (102)$$

$$A_v = 17.77m^2 * 0.3$$

$$A_v = 5.33m^2$$

Ancho de ventilación

$$b_v = \frac{A_v}{L_s} \quad (103)$$

$$b_v = \frac{5.33m^2}{8.43m}$$

$$b_v = 0.3m$$

Es recomendable que esta distancia sea mínima 60cm, pero en este caso se asumirá 1m

Área total

$$A_t = A_s + A_v \quad (104)$$

$$A_t = 17.77m^2 + 5.33m^2$$

$$A_t = 23.09m^2$$

Volumen del digestor

$$V_d = T_{vd} * P_{fut} \quad (105)$$

$$V_d = 60 \text{ l/hab} * 3553 \text{ hab}$$

$$V_d = 213.18m^3$$

Profundidad del digestor

$$h_d = V_d/A_t \quad (106)$$

$$h_d = 213.8m^3/23.09m^2$$

$$h_d = 5.37m$$

8. Cálculo del DBO y DQO efluente considerando el 35% de eficiencia de remoción

$$DBO_e = DBO_a * (1 - 0.35) \quad (107)$$

$$DBO_e = 520 \frac{g}{m^3} * (1 - 0.35)$$

$$DBO_e = 338g/m^3$$

$$DQO_e = DQO_a * (1 - 0.35) \quad (108)$$

$$DQO_e = 1248 \frac{g}{m^3} * (1 - 0.35)$$

$$DQO_e = 811.2g/m^3$$

Donde:

As: área del sedimentador (m²)

T_{vd}: tasa de volumen del digestor (l/hab)

Q: caudal de diseño (m³/h)

P_{fut}: población futura (hab)

Cs: carga superficial (m³/(m²*h))

h_d: profundidad de digestor (m)

Vs: volumen del sedimentador (m³)

DBO_e: demanda bioquímica de oxígeno

Tr: periodo de retención (h)

efluente (g/m³)

b_s: ancho del sedimentador (m)

DBO_a: demanda bioquímica de oxígeno

L_s: longitud del sedimentador (m)

afluente (g/m³)

Av: área de ventilación (m²)

DQO_e: demanda química de oxígeno

b_v: ancho de ventilación (m)

efluente (g/m³)

At: área total (m²)

DQO_a: demanda química de oxígeno

Vd: volumen del digestor (m³)

afluente (g/m³)

Todos estos resultados se encuentran representados en la siguiente figura y tabla:

Tabla 26.*Cálculos del diseño del Tanque Imhoff*

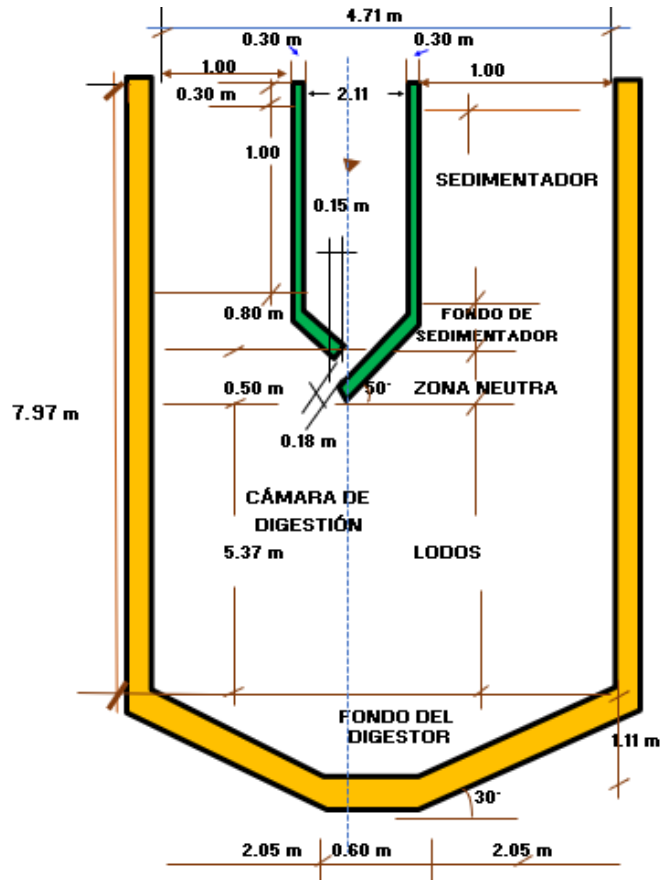
Descripción	Cantidad	Unidad
Población	3553	Hab
Dotación	150	l/hab/día
%Contribución	80	%
Caudal de diseño	426.36	m ³ /día
	17.77	m ³ /h
Carga superficial	1	m ³ /(m ² *h)
Temperatura	20	°C
Relación largo/ancho	4	2 a 10
Periodo de retención	1	h
Tiempo de digestor	60	días
Tasas de volumen del digestor	60	l/hab
Área del sedimentador	17.77	m ²
Volumen del sedimentador	17.77	m ³
Ancho del sedimentador	2.11	m
Largo del sedimentador	8.43	m
Ajuste	0.00	
Profundidad del sedimentador	1	m
Porcentaje del área de aireación	30	%
Área de ventilación	5.33	m ²
Ancho de ventilación	1.00	m
Área total	23.09	m ²
Volumen del digestor	213.18	m ³
Profundidad del digestor	5.37	m
Área de digestor	39.68	m ²
DBO afluente	520	g/ m ³
DQO afluente	1248	g/ m ³
Eficiencia de remoción	35	%
DBO efluente	338	g/ m ³
DQO efluente	811.2	g/ m ³

Nota: Dimensiones y datos del Tanque Imhoff. Elaborado por: El Autor.

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano del Tanque Imhoff (revisar anexo de planos PTAR).

Figura 17.

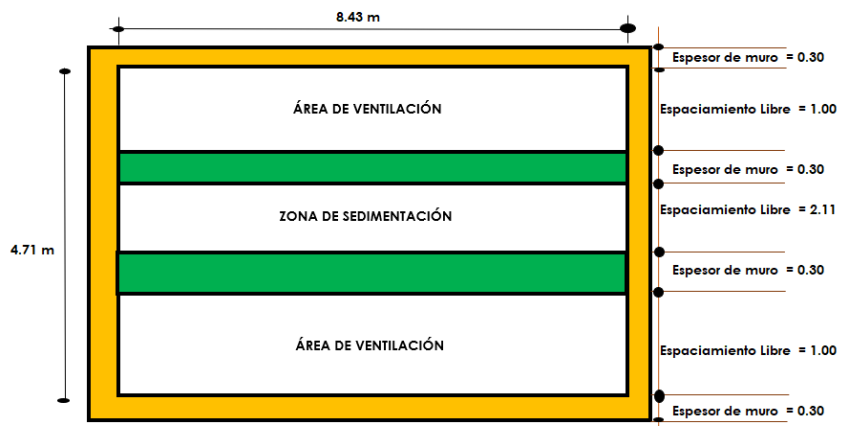
Vista en Corte Tanque Imhoff



Nota: Vista en corte con los datos calculados. Elaborado por: El autor

Figura 18.

Vista en Planta Tanque Imhoff



Nota: Vista en planta con los datos calculados. Elaborado por: El autor

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano del Tanque Imhoff (revisar anexo de planos PTAR).

4.8. Filtro Percolador

Los filtros percoladores pueden colocarse solo si es estrictamente necesario su colocación y en este proyecto técnico es el caso, debido a que se necesita reducir el DQO que la última vez que se redujo se tuvo como valor reducido $811.2\text{g}/\text{m}^3$ al añadir este filtro biológico se reducirá en un 70% permitiendo llegar a rangos permisibles para descargar en cuerpos de agua dulce. Para el diseño del filtro biológico se hará el mismo cálculo de caudal en la ecuación 97, cambiando el porcentaje de contribución al 100% teniendo un caudal de $532.95\text{m}^3/\text{día}$

A continuación, se muestran los pasos para realizar el diseño del filtro percolador:

1. Calcular el DBO y DQO de salida considerando una eficiencia de remoción del 70%

$$DBO_e = DBO(1 - 0.70) \quad (109)$$

$$DBO_e = 338\text{g}/\text{m}^3 * (1 - 0.70)$$

$$DBO_e = 100\text{g}/\text{m}^3$$

$$DBQ = DQO(1 - 0.70) \quad (110)$$

$$DQO_e = 811.2\text{g}/\text{m}^3 * (1 - 0.70)$$

$$DQO_e = 240\text{g}/\text{m}^3$$

2. Determinar la carga orgánica

Carga de DBO

$$W = DBO * Q_{max} \quad (111)$$

$$W = 338\text{g}/\text{m}^3 * 532.95\text{m}^3/\text{día}$$

$$W = 180.14\text{kgDBO}/\text{día}$$

Volumen de filtro, considerando un factor de recirculación de 1 y la eficiencia de 70%

$$V = \frac{W}{F} * \left(\frac{0.4425 * 0.70}{1 - 0.75} \right)^2 \quad (112)$$

$$V = \frac{180.14\text{kgDBO}/\text{día}}{1} * \left(\frac{0.4425 * 0.70}{1 - 0.75} \right)^2$$

$$V = 199.79m^3$$

Área del filtro, considerando una profundidad de 2m según normativa INEN

$$A = \frac{V}{H} \quad (113)$$

$$A = \frac{199.79m^3}{2m}$$

$$A = 99.90m^2$$

Tasa de aplicación superficial

$$Tas = Q_{max}/A \quad (114)$$

$$Tas = \frac{532.95m^3/día}{99.90m^2}$$

$$Tas = 5.33 \frac{m^3}{m^2día}$$

Carga orgánica

$$CV = W/V \quad (115)$$

$$CV = \frac{180.14 kgDBO/día}{199.79m^3}$$

$$CV = 0.90 \frac{kgDBO}{m^3día}$$

Se encuentra en el rango permitido según la norma INEN

3. Determinar dimensiones del filtro circular y rectangular

Filtro circular

$$d = \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{0.5} \quad (116)$$

$$d = \left(\frac{4 * 99.90m^2}{\pi}\right)^{0.5}$$

$$d = 11.3m$$

Filtro rectangular, asumiendo un largo de filtro de 10m

$$a = A/l \quad (117)$$

$$a = \frac{99.90m^2}{10m}$$

$$a = 10m$$

4. Se debe dimensionar la zona de recolección de agua filtrada

Área de perforación unitaria considerando una perforación de 3 pulgada según norma INEN

$$A_u = 0.95 * \pi * 3pulg^2 / 4 \quad (118)$$

$$A_u = 0.0004197m^2$$

Determinar del número de tuberías considerando un espaciamiento de 0.30m y un diametro de tubería de 0.16m

$$\#Tuberías = \frac{a - s}{s + dt} \quad (119)$$

$$\#Tuberías = \frac{10m - 0.3m}{0.3m + 0.16m}$$

$$\#Tuberías = 21 unidades$$

Considerando 4 perforaciones y 0.15m de espaciamiento entre perforaciones, calcular perforaciones por tubería, perforaciones totales, área total de escurrimiento, velocidad por perforación y perdida en tuberías y filtro

Número de perforaciones

$$\#Perforaciones = \left(\frac{l}{0.15m} - 1 \right) * 4 \quad (120)$$

$$\#Perforaciones = \left(\frac{10m}{0.15m} - 1 \right) * 4$$

$$\#Perforaciones = 263 unidades$$

Número total de perforaciones serán 5523 unidades

Área total de escurrimiento

$$A_e = 5523 unidades * A_u \quad (121)$$

$$A_e = 5523 unidades * 0.0004663m^2$$

$$A_e = 23.18m^2$$

Velocidad de perforación

$$V_p = \frac{Q_{max}}{A_e} - 0.002 \quad (122)$$

$$V_p = \frac{532.95 \text{ m}^3/\text{día}}{23.18 \text{ m}^2} - 0.002$$

$$V_p = -0.0017 \text{ m/s}$$

Se debe encontrar menor a 0.06cm/s

Perdida de carga en tuberías perforada

$$h_{f1} = A_e \frac{V_p^2}{2 * g} \quad (123)$$

$$h_{f1} = 23.18 \text{ m}^2 * \frac{-0.0017 \text{ m/s}}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$h_{f1} = 0.001 \text{ m}$$

Perdida de carga en filtro de 0.80m, por ende, la carga total 0.80m

Determinar la altura del agua del vertedero considerando una longitud 50cm

$$Hv = \frac{Q_{max}^{2/3}}{1.838 * L_v} \quad (124)$$

$$Hv = \left(\frac{52395 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{1.838 * 50 \text{ m}} \right)^{2/3}$$

$$Hv = 0.04 \text{ m}$$

5. Dimensiones de las gravas según su tamaño

Grava zarandeada 1/8" a 1/4"

$$G_{z1} = \frac{H}{2} + \Delta \quad (125)$$

$$G_{z1} = \frac{2 \text{ m}}{2} + 0.2 \text{ m}$$

$$G_{z1} = 1.20 \text{ m}$$

Grava zarandeada 1/2" a 3/4"

$$G_{z2} = H - G_{z1} \quad (126)$$

$$G_{z2} = 2m - 1.20m$$

$$G_{z2} = 0.80m$$

Grava zarandeada 1" a 1 1/2" tendrá un tamaño de 0.30m

Grava zarandeada 2" a 2 1/2" tendrá un tamaño de 0.50m

6. Determinar las dimensiones de la zona de distribución de aguas residuales considerando un borde libre superior de 1m y un diámetro de perforaciones de 3"

Área de perforación unitaria

$$Au = 0.95 * \pi * 3pulg^2 / 4 \quad (118)$$

$$Au = 0.0004197m^2$$

Determinar del número de tuberías considerando un espaciamiento de 0.40m y un diametro de tubería de 0.16m

$$\#Tuberías = \frac{a - s}{s + dt} \quad (119)$$

$$\#Tuberías = \frac{10m - 0.4m}{0.4m + 0.16m}$$

$$\#Tuberías = 17 \text{ unidades}$$

Considerando 2 perforaciones y 0.25m de espaciamiento entre perforaciones, calcular perforaciones por tubería, perforaciones totales, área total de escurrimiento, velocidad por perforación y perdida en tuberías y filtro.

Número de perforaciones

$$\#Perforaciones = \left(\frac{l}{0.25m} - 1 \right) * 2 \quad (120)$$

$$\#Perforaciones = \left(\frac{10m}{0.25m} - 1 \right) * 2$$

$$\#Perforaciones = 78 \text{ unidades}$$

Número total de perforaciones serán 1326 unidades

Área total de escurrimiento

$$A_e = 1326 \text{ unidades} * A_u \quad (121)$$

$$A_e = 1326 \text{ unidades} * 0.00026 \text{ m}^2$$

$$A_e = 5.57 \text{ m}^2$$

Velocidad de perforación

$$V_p = \frac{Q_{max}}{A_e} - 0.002 \quad (122)$$

$$V_p = \frac{532.95 \text{ m}^3/\text{día}}{5.57 \text{ m}^2} - 0.002$$

$$V_p = 0.0011 \text{ m/s}$$

Se cumple con la condición donde V_p debe ser menor de 0.1 m/s

El tirante de agua en tuberías de descarga será obtenido por el Software HCanales dando un valor de 0.0514 m de una tubería de 200 mm.

Figura 19.

Ingreso de datos en HCanales

The screenshot shows the HCanales software interface. It is divided into several sections:

- Datos:** Input fields for Caudal (Q): 0.00617 m³/s, Diámetro (d): .2 m, Rugosidad (n): .01, and Pendiente (S): .01 m/m.
- Diagrama:** A circular cross-section of a pipe with diameter 'd', water depth 'y', and water surface width 'T'.
- Resultados:** Output fields for Tirante normal (y): 0.0514 m, Área hidráulica (A): 0.0064 m², Espejo de agua (T): 0.1748 m, Número de Froude (F): 1.6138, Tipo de flujo: Supercrítico, Perímetro mojado (p): 0.2127 m, Radio hidráulico (R): 0.0300 m, Velocidad (v): 0.9661 m/s, and Energía específica (E): 0.0990 m-Kg/Kg.
- Botones:** A row of icons for 'Calcular', 'Limpiar Pantalla', 'Imprimir', 'Menú Principal', and 'Calculadora'.
- Footer:** A status bar with the text 'Ingresar el nombre del lugar del Proyecto', the time '12:36', and the date '13/1/2022'.

Nota: Tirante normal en el vertedero del filtro biológico.

Donde:

Q_{max} : caudal máximo (m³/día)

DBO: demanda biológica orgánica

(g/m³)

DQO: demanda química orgánica (g/m^3)
DBO_e: demanda biológica orgánica
efluente (g/m^3)

DQO_e: demanda química orgánica
efluente (g/m^3)

W: carga de DBO ($\text{kg DBO}/\text{m}^3\text{día}$)

V: volumen (m^3)

F: factor de recirculación

A: área del filtro (m^2)

H: profundidad del medio filtrante (m)

Tas: tasa de aplicación superficial
($\text{m}^3/\text{m}^2\text{día}$)

d: diametro del filtro (m)

a: ancho de filtro (m)

l: largo del filtro (m)

Au: área de perforación unitaria (m^2)

s: separación entre tuberías (m)

dt: diametro de tuberías (m)

Ae: área de total escurrimiento (m^2)

Vp: velocidad de perforación (m/s)

H_{f1}: pérdida de carga en tuberías

perforadas

Lv: longitud del vertedero (m)

Hv: altura del vertedero (m)

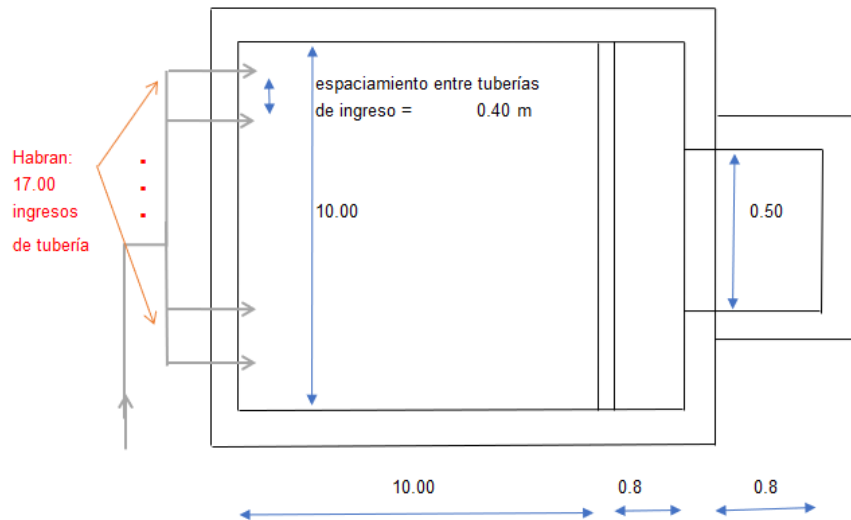
G_{z1}: grava zarandeada 1/8" a 1/4"

G_{z2}: grava zarandeada 1/2" a 3/4"

Cada uno de estos parámetros se representan en las siguientes figuras:

Figura 20.

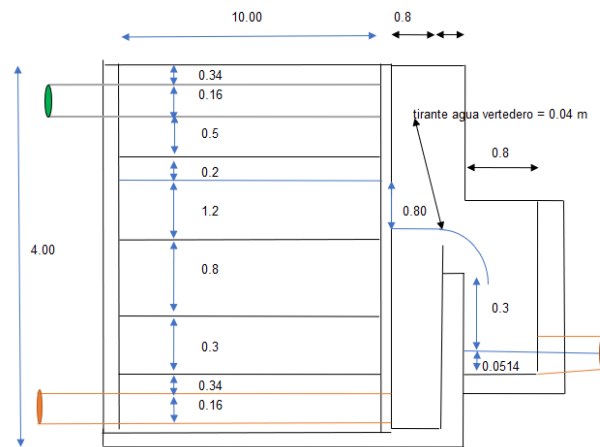
Vista en planta del Filtro Biológico



Nota: Dimensiones en planta del filtro biológico. Elaborado por: El autor.

Figura 21.

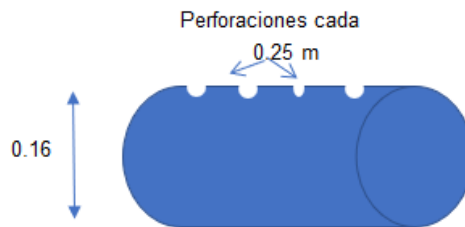
Vista en corte del Filtro Biológico



Nota: Dimensiones en corte del filtro biológico. Elaborado por: El autor.

Figura 22.

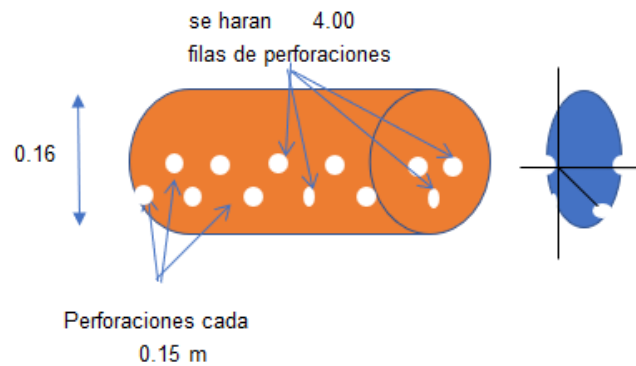
Tuberías de distribución del Filtro Biológico



Nota: Dimensiones de las tuberías de distribución. Elaborado por: El autor

Figura 23.

Tuberías de recolección del Filtro Biológico



Nota: Dimensiones de las tuberías de recolección. Elaborado por: El autor

Todas estas dimensiones se pueden observar gráficamente en el plano del Filtro Percolador (referirse al anexo de planos PTAR). Desde esta unidad existe la posibilidad de descargar a un cuerpo de agua

4.9. Laguna anaerobia

La laguna anaerobia es una unidad de la PTAR de tratamiento secundario, en el Ecuador los tratamientos secundarios se prefieren que sean de tipo biológico.

Para el diseño de las lagunas anaerobias se considerará el caudal del filtro biológico y además se debe considerar los siguientes parámetros según INEN (2010):

- Carga orgánica volumétrica: 300 g DBO/(m³. día), si el factor de olores no es de consideración se podrá incrementar a 400 g DBO/(m³. día), y/o
- Período de retención nominal alrededor de 5 día;
- Profundidad entre 2,5 m y 5 m; y,
- Eficiencia de remoción de DBO: 50%.
- Acumulación de lodos: 40%.
- Diseñar un número mínimo de dos unidades

A continuación, se muestra el paso a paso del diseño de la laguna anaerobia:

1. Considerar la población futura de 3553hab, dotación de 150l/hab/día, caudal máximo horario de 532.95m³/día y los DBO y DQO reducidos por el tanque Imhoff de 338g/m³ y 811.2g/m³ respectivamente
2. Cálculo del caudal individual considerando una temperatura de 20°c y 3 unidades

$$Q_i = \frac{Q_{max}}{\#unidades} \quad (127)$$

$$Q_i = \frac{532.95 \text{ m}^3/\text{día}}{3}$$

$$Q_i = 177.65 \text{ m}^3/\text{día}$$

3. Considerando la carga volumétrica de 300 g DBO/m³día, calcular el volumen total, periodo de retención

Volumen total

$$V_t = \frac{Q_i * DBO}{CV} \quad (128)$$

$$V_t = \frac{177.65 \frac{m^3}{día} * 100 \frac{g}{m^3}}{300 g \frac{DBO}{m^3 día}}$$

$$V_t = 59.22 m^3$$

Periodo de retención

$$T_r = \frac{V_t}{Q_i} \quad (129)$$

$$T_r = \frac{59.22 m^3}{177.65 m^3 / día}$$

$$T_r = 0.33 días$$

Volumen total con un tiempo asumido de 1 día

$$V_t = T_r * Q_i \quad (130)$$

$$V_t = 1 día * 177.65 m^3 / día$$

$$V_t = 59.22 m^3$$

4. Determinar los valores del área de la laguna, ancho y largo de laguna, considerando una profundidad de 4m y una relación de 2L/H

Área de laguna

$$A = V_t / y \quad (131)$$

$$A = 59.22 m^3 / 4m$$

$$A = 44.41 m^2$$

Ancho de laguna

$$b = \left(\frac{A}{2}\right)^{0.5} \quad (132)$$

$$b = \left(\frac{44.41 m^2}{2} \right)^{0.5}$$

$$b = 4.71 m$$

Largo de laguna

$$h = b * 2 \quad (133)$$

$$h = 4.71 m * 2$$

$$h = 9.42 m$$

5. Determinar el DBO reducido con eficiencia de remoción del 50%

$$DBO_e = DBO * 50\% \quad (134)$$

$$DBO_e = 100 g/m^3 * 0.5$$

$$DBO_e = 50 g/m^3$$

6. Determinar el tirante de revisión, volumen de revisión, volumen de lodo y frecuencia de deslode, considerando una acumulación de lodo de 40l/hab/año y tirante de revisión del 1/2

Tirante de revisión

$$y_r = \frac{y}{2} \quad (135)$$

$$y_r = 4m/2$$

$$y_r = 2m$$

Volumen de revisión

$$V_r = A * y_r \quad (136)$$

$$V_r = 44.41 m^2 * 2m$$

$$V_r = 88.83 m^3 / día$$

Volumen de lodo por año

$$V_l = Al * P_{fut} \quad (137)$$

$$V_l = 0.04 m^3 / hab/año * 3553 hab$$

$$V_l = 142.12 m^3 / año$$

Frecuencia máxima de deslode

$$Fr = V_r/V_l \quad (138)$$

$$Fr = 2240.38 \text{ m}^3/\text{día} / 142.12 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Fr = 0.6 \text{ años}$$

Donde:

Qi: caudal individual (m³/s)

h: largo de laguna (m)

Q_{max}: caudal máximo (m³/día)

DBO_e: demanda bioquímica orgánica

A: área de la laguna (m²)

efluente (g/m³)

y: profundidad (m)

y_r: profundidad de revisión (m)

Vt: volumen total (m³)

Vr: volumen de revisión (m³)

DBO: demanda bioquímica orgánica

VI: volumen de lodo (m³/año)

(g/m³)

Al: acumulación de lodo (m³/hab/año)

CV: carga volumétrica (g DBO/m³día)

P_{fut}: población futura (hab)

Tr: periodo de retención (días)

Fr: frecuencia máxima de deslode (años)

b: ancho de laguna (m)

Todos los valores obtenidos en los cálculos anteriores, se muestran en una tabla resumida a continuación:

Tabla 27.

Cálculos de diseño de la Laguna Anaerobia

Descripción	Cantidad	Unidad
Población	3553	hab
Dotación	150	l/hab/día
Caudal max	6.17	l/s
	532.95	m ³ /día
DBO efluente Filtro	100	g/ m ³
	0.1	kg/ m ³
DQO efluente Filtro	240	g/ m ³
Temperatura	20	°C
Número de unidades	3	
Caudal de diseño individual	2.06	l/s

	177.65	m ³ /día
Carga orgánica volumétrica	300	g DBO/ m ³ día
Volumen total	59.22	m ³
Periodo de retención	0.33	día
Periodo de retención adoptado	1	día
Volumen recalculado	177.65	m ³ /día
Profundidad adoptada	4	m
Área de la laguna	44.41	m ²
Relación largo y ancho	2	
Ancho de laguna	4.71	m
Largo de laguna	9.42	m
Eficiencia de remoción de la Laguna	50	%
DBO efluente	50	g/ m ³
Tirante de revisión	2.00	m
Volumen de la laguna para revisión	88.83	m ³ /día
Acumulación de lodo	40	l/hab/año
	0.04	m ³ /hab/año
Volumen de lodo por año	142.12	m ³ /año
Frecuencia máxima de deslode	0.6	año

Nota: Dimensiones y datos de la Laguna Anaerobia. Elaborado por: El autor.

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano de la Laguna Anaerobia (revisar anexo de planos PTAR).

4.10. *Laguna facultativa*

Las lagunas facultativas son una unidad de tratamiento secundario. Según INEN (2010), “la definición de este tipo de lagunas, sus características principales son el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo” (p. 238).

La temperatura de muestran en la siguiente tabla:

Tabla 28.

Temperatura de diseño de Lagunas Facultativas

Temperatura de diseño de Lagunas Facultativas				
Ciudad	Mes más frío	Aire	Agua	Incremento
Quito	Agosto	14.2	17	2.8
Guayaquil	Agosto	23.5	24.5	1
Cuenca	Julio	13	18.7	5.7
Portoviejo	Agosto	23.3	24.5	1.2

Nota: Datos de temperatura de diseño. Fuente: INEN (2010)

Existen varios parámetros a considerar según la normativa INEN, los cuales se detallan a continuación:

- Profundidad de 1.5m a 2.5m
- TRH mínimo de 5 días si la temperatura es menor a 20°C, y TRH mínimo de 4 días si es mayor a 20°C
- Eficiencia de remoción de 80%
- Temperatura de 17°C según tabla 28
- Número de unidades 5

Tomando en cuenta todos estos parámetros se puede empezar con el cálculo mostrado a continuación:

1. Determinar el cálculo del caudal de diseño individual considerado caudal máximo de 532.95 m³/día y un DBO de 50g/m³

$$Q_i = Q_{max}/\#unidades \quad (139)$$

$$Q_i = 532.95 \text{ m}^3/\text{día} / 5$$

$$Q_i = 106.59 \text{ m}^3/\text{día}$$

2. Calcular la carga superficial máxima

$$CS_m = 357.4 * 1.085^{T-20^\circ c} \quad (140)$$

$$CS_m = 357.4 * 1.085^{17^\circ c-20^\circ c}$$

$$CS_m = 279.81 \text{ kg/hab/día}$$

3. Cálculo de requerimiento de área, tiempo de retención hidráulico, ancho y largo de laguna, considerado una profundidad de 2m

Requerimiento de área

$$A = \frac{DBO * Q_i}{CS_m} \quad (141)$$

$$A = \frac{50g/m^3 * 106.59m^3/día}{279.81 kg/hab/día}$$

$$A = 190.47m^2$$

TRH

$$TRH = \frac{A * y}{Q_i} \quad (142)$$

$$TRH = \frac{190.47m^2 * 2m}{106.59 m^3/día}$$

$$TRH = 3.57días$$

Ancho y largo de laguna

$$b = \frac{A^{0.5}}{2} \quad (143)$$

$$b = \frac{190.47m^2^{0.5}}{2}$$

$$b = 9.76m$$

$$h = b * 2 \quad (144)$$

$$h = 9.76m * 2$$

$$h = 19.52m$$

4. Cálculo de DBO con eficiencia de remoción del 80%

$$DBO_e = DBO * 80\% \quad (145)$$

$$DBO_e = 50g/m^3 * 0.8$$

$$DBO_e = 10g/m^3$$

Donde:

Qi: caudal individual (m³/día)

A: área de laguna (m²)

Q_{max}: caudal máximo (m³/día)

TRH: tiempo de retención hidráulica

CS_m: carga superficial máxima (días)

(kg/hab/día)

y: profundidad (m)

T: temperatura más fría (°c)

b: ancho de laguna (m)

h: largo de laguna (m)

DBOe: demanda bioquímica de oxígeno

DBO: demanda bioquímica de oxígeno

efluente (g/m^3)

(g/m^3)

Todos estos datos se encuentran en la siguiente tabla de resumen:

Tabla 29.

Cálculos de diseño de Laguna Facultativa

Descripción	Cantidad	Unidad
Caudal de diseño	6.17	l/s
	532.95	$\text{m}^3/\text{día}$
DBO Afluente	50	g/m^3
	0.05	kg/m^3
Temperatura del mes más frío	17	$^{\circ}\text{C}$
Número de unidades	5	
Caudal de diseño individual	1.23	l/s
	106.59	$\text{m}^3/\text{día}$
CSm	279.81	$\text{kg}/\text{hab}/\text{día}$
Requerimiento de área	190.47	m^2
Profundidad adoptada	2	m
Tiempo de retención hidraulico	3.57	días
Relación largo y ancho	2	
Ancho de laguna	9.76	m
Largo de laguna	19.52	m
Eficiencia de remoción	80	%
DBO Efluente	10	g/m^3

Nota: Dimensiones y datos de la Laguna Facultativa. Elaborado por: El autor.

Cada uno de estos datos se encuentran representado en el plano de la Laguna Facultativa (revisar anexo de planos PTAR).

4.11. Sedimentador

Los tanques de sedimentación pequeña formaran parte del tratamiento secundario y deben ser proyectados sin equipos mecánicos de preferencia. Para su diseño se debe tomar en cuenta los siguientes parámetros de diseño:

- Densidad del agua de $998.2\text{kg}/\text{m}^3$
- Gravedad especifica de $1.03\text{m}/\text{s}^2$

- Porcentaje de solidos del 0.06%
- DBO de 100g/m³ considerando un caso grave
- Rugosidad del fondo del tanque de 0.52
- Carga superficial de 30m/día a 60m/día
- Relación de 3L/H

Después de considerar dichos parámetros se puede proceder al diseño del sedimentador, y para esto se debe seguir los siguientes pasos:

1. Cálculo del área superficial, ancho, largo, volumen y profundidad del sedimentador

Área superficial

$$A = Q_{max} * CS \quad (146)$$

$$A = 0.006 \text{ m}^3/\text{s} * 45\text{m}/\text{día}$$

$$A = 11.84\text{m}^2$$

Ancho del sedimentador

$$b = \frac{A^{0.5}}{3} \quad (147)$$

$$b = \frac{11.84\text{m}^{0.5}}{3}$$

$$b = 1.99\text{m}$$

Largo del sedimentador

$$h = b * 4 \quad (148)$$

$$h = 1.99\text{m} * 3$$

$$h = 5.96\text{m}$$

Volumen

$$V = Q_{max} * Tr \quad (149)$$

$$V = 0.006\text{m}^3/\text{s} * 2h$$

$$V = 44.41\text{m}^3$$

Profundidad del sedimentador

$$y = V/A \quad (150)$$
$$y = 44.41m^3/11.84m^2$$
$$y = 3.75m$$

2. Calcular la masa y volumen de solidos

Masa de solidos

$$Ms = DBO * Q_{max} * n \quad (151)$$
$$Ms = 100mg/l * 0.006m^3/s * 0.52$$
$$Ms = 27.71kg/día$$

Volumen de solidos

$$Vs = \frac{Ms}{Gs * Ps * d} \quad (152)$$
$$Vs = \frac{699.00 \text{ kg/día}}{1.03m/s^2 * 0.06 * 998.2kg/m^3}$$
$$Vs = 0.45m^3$$

3. Determinar la profundidad de lodos

$$y_l = Vs/A \quad (153)$$
$$y_l = \frac{0.45m^3}{11.84m^2}$$
$$y_l = 0.04m$$

Se tiene una altura de lodos de 4cm, y para reducirla se sugeriría de ser el caso recircular al tanque

Imhoff para reducir esta profundidad.

Donde:

A: área superficial (m²)

h: largo del sedimentador

Q_{max}: caudal máximo (m³/día)

V: volumen del sedimentador (m³)

CS: carga superficial (m/día)

y: profundidad del sedimentador (m)

b: ancho de sedimentador

Ms: masa de solidos (kg/día)

Vs: volumen de solidos (m^3)
 Ps: porcentaje de solidos (%)
 DBO: demanda bioquímica de oxígeno
 d: densidad del agua (kg/m^3)
 (mg/l)
 y_1 : profundidad de lodos (m)
 n: coeficiente de rugosidad

A continuación, se muestra una tabla de resumen donde constan todos estos datos calculados del diseño del sedimentador:

Tabla 30.

Cálculos de diseño del Sedimentador

Descripción	Cantidad	Unidad
Caudal de diseño	0.006	m^3/s
Temperatura	20	$^{\circ}C$
Densidad del agua	998.2	kg/m^3
Periodo de retención	2	H
Gravedad específica de lodos	1.03	m/s^2
Porcentaje de solidos	0.06	%
Demanda bioquímica de oxígeno	100	mg/l
Rugosidad fondo del tanque	0.52	
Carga superficial	45	m/d
Relación largo/ancho	3	
Área superficial	11.84	m^2
Ancho de sedimentador	1.99	m
Largo de sedimentador	5.96	m
Volumen del tanque	44.41	m^3
Profundidad del sedimentador	3.75	m
Masa de solidos	27.71	kg/día
Volumen de lo solidos	0.45	m^3
Profundidad de lodos	0.04	m

Nota: Dimensiones del sedimentador: Elaborado por: El autor.

Todas estas dimensiones se pueden observar gráficamente en el plano del Sedimentador (referirse al anexo de planos PTAR)

4.12. Mezclador

Los mezcladores o agitadores ayudan a la floculación a coagulación por medio de la colocación de productos químicos que cumplirán con la función de homogeneizar la mezcla para su posterior descarga al medio ambiente.

Para el diseño del mezclador se debe realizar lo siguiente:

1. Determinar el volumen del tanque considerando un tiempo de retención de 30min y el

Q_{\max} de $0.006\text{m}^3/\text{s}$

$$V = Q_{\max} * Tr \quad (154)$$

$$V = 0.006 \text{ m}^3/\text{s} * 30\text{min}$$

$$V = 11.10 \text{ m}^3$$

2. Considerar los siguientes valores asumidos:

- Valor G: 50s^{-1}
- Temperatura de 20°c
- Velocidad en punta de pala de 0.6m/s
- Coeficiente de arrastre 1.8
- Viscosidad cinemática de 0.001002 Ns/m^2
- Densidad de 998.2kg/m^3

3. Calcular velocidad relativa en las palas tomando en cuenta el 75% de las puntas, necesidad teoría de energía y área de pala

Velocidad relativa en las palas

$$V_{rp} = V_{pp} * 75\% \quad (155)$$

$$V_{rp} = 0.6\text{m/s} * 0.75$$

$$V_{rp} = 0.45\text{m}$$

Necesidad teórica de energía

$$E = G^2 * V * v \quad (156)$$

$$E = 50s^{-1} * 11.10m^3 * 0.001002Ns/m^2$$

$$E = 27.81 kW$$

Área de pala

$$A_p = \frac{2E}{(1.8 * d * V_{rp})^3} \quad (157)$$

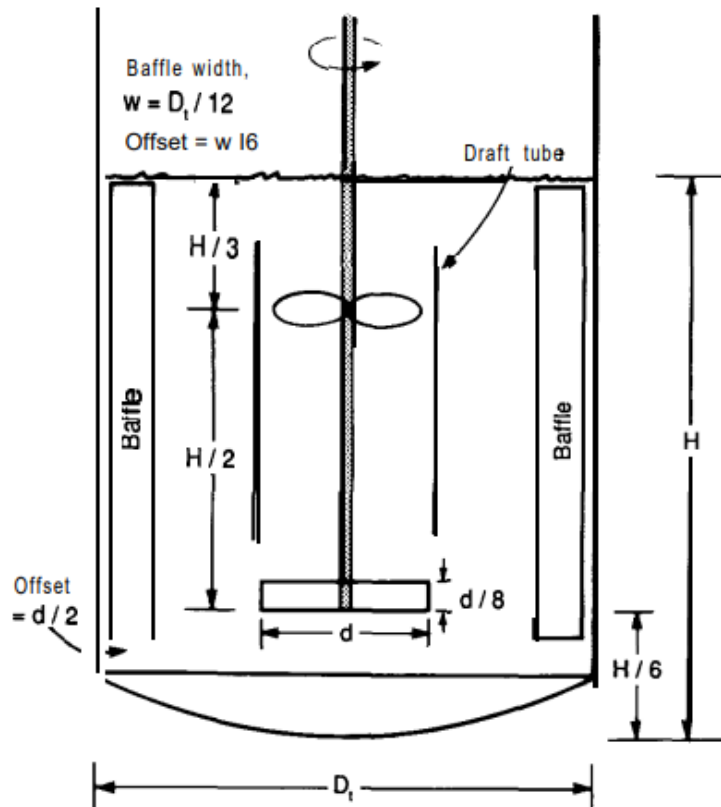
$$p = \frac{2 * 27.81kW}{\left(1.8 * 998.2 \frac{kg}{m^3} * 0.45m\right)^3}$$

$$A_p = 0.34m^2$$

Para dimensionar las partes del tanque se deberá hacerlo según la siguiente figura:

Figura 24.

Partes del tanque mezclador o agitador



Nota: Las dimensiones del mezclador se encuentra en la tabla 31. Fuente: Walas (1988)

Donde:

V. volumen del tanque (m^3)

V_{rp} : volumen relativo de pala (m^3)

V_{pp} : volumen en la punta de la pasa (m^3)

E: necesidad teórica de energía (kW)

G: valor g (s^{-1})

V: viscosidad cinemática (Ns/m^2)

D: densidad (kg/m^3)

A continuación, se muestra una tabla de resumen donde constan todos estos datos calculados del diseño del tanque agitador:

Tabla 31.

Cálculo de diseño del Tanque Mezclador

Descripción	Cantidad	Unidad
Caudal	0.01	m^3/s
Tiempo de retención	30	min
Volumen tanque	11.10	m^3
Diametro Tanque	2.5	m
Área del Tanque	4.91	m^2
Profundidad	2.26	m
Valor G	50	s^{-1}
Temperatura	20	$^{\circ}C$
Velocidad en la punta de la pala	0.6	m/s
Coefficiente de arrastre	1.8	
Velocidad relativa en las palas	0.45	
Viscosidad cinemática	1.00E-03	N s/ m^2
Necesidad teórica de energía	27.81	kW
Densidad	998.2	kg/ m^3
Área de la pala	0.34	m^2
Diametro Agitador	0.83	m
Anchura del impulsor	0.10	m
Ancho de deflectores	0.21	m
Profundidad agitador 1	0.75	m
Profundidad agitador 2	1.13	m

Nota: Dimensiones del Tanque Mezclador. Elaborado por: El autor.

Todas estas dimensiones se pueden observar gráficamente en el plano del Tanque Mezclador (referirse al anexo de planos PTAR)

Después de realizar el diseño de las distintas unidades de PTAR, los DBO y DQO a descargar son 10g/m^3 y 240g/m^3 que se encuentran inferiores a los límites de 100g/m^3 y 250g/m^3 de DBO y DQO permitidos, cabe recalcar que existía la posibilidad de descargar desde el filtro percolador.

5. MANUAL DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO DE LAS INSTALACIONES

5.1. Importancias del mantenimiento de las instalaciones hidrosanitarias

Las instalaciones hidrosanitarias cumplen una función importante con respecto a la condición de vida humana, debido a que la mala calidad de agua potable provoca daños a la salud y genera enfermedades. Según la Organización Mundial de la Salud (2006):

La gran mayoría de los problemas de salud relacionados de forma evidente con el agua se deben a la contaminación por microorganismos (bacterias, virus, protozoos u otros organismos). No obstante, existe un número considerable de problemas graves de salud que pueden producirse como consecuencia de la contaminación química del agua de consumo. (p. 12).

En el caso de los contaminantes químicos que se encuentran en el agua, se destaca el arsénico y el flúor en algunos lugares del mundo. La causa de esta contaminación se debe a la deficiencia en el tratamiento y la disposición de las aguas residuales originadas en los hogares, industria, agricultura y demás actividades humanas.

5.2. Consecuencia de no mantener adecuadamente las instalaciones sanitarias

Los sistemas de agua involucran una serie de estructuras civiles, como tanques de agua, caja de presión y válvula, equipos, y otros, los cuales están ubicados en todo el sistema, en ocasiones se encuentran en una zona amenazada, donde se pueden ver afectado por fenómenos naturales, que a su vez se ven influenciados por la falta de mantenimiento y correcto uso de los insumos del sistema.

Los principales problemas dentro de una planta de tratamiento de agua dados por estos factores según la Universidad de los Llanos (2019) son:

- Aireación Excesiva. - Puede ser vista o identificada dentro del tanque de aireación o tanque sedimentador, se puede identificar cuando se observa:
 - Espuma excesiva

- Espuma blanca que indica lodo joven
 - Espuma café (lodo viejo)
 - Sólidos del 5% al 15% en lodo activado
 - Mala separación de líquidos y sólidos
 - No se logra visualizar el manto de lodos
 - Lodos que flotan en alguna zona.
- No tener retorno de lodos: En una planta que funciona correctamente el lodo que se encuentra ocupa de un 20% a un 50% de volumen a los 30 minutos del sedimentado (250 a 500mm de lodo sedimentado.) Los aspectos visuales que podemos observar son:
 - Color chocolate o gris
 - Sólidos de 10% a 25% en lodo activado
 - Oxígeno disuelto 1 P.P.M a 3 P.P.M
 - Lodos flotantes

Un bajo porcentaje de lodos indica que se trata de una planta nueva, o que el problema se encuentra en que el exceso de lodo es llevado al efluente final

- Espuma Excesiva.
- Grasa en el tanque clarificador.
- Estabilización de lodos.

5.3. Formulación de actividades de mantenimiento

Los sistemas de tratamiento de aguas residuales se diseñan para estar en una operación constante en todo su periodo de vida útil y es por todo esto que se debe considerar a su mantenimiento como un factor de vital importancia. Según Romero Rojas (2004):

El mantenimiento se define como el arte de mantener los equipos de la planta, las estructuras y todos los accesorios en condiciones adecuadas para prestar los servicios para los cuales fueron

propuestos, por lo cual es esencial para lograr una operación eficiente del sistema de tratamiento. (p.183).

Para asegurar un buen mantenimiento de la PTAR se debe tomar en cuenta los siguientes aspectos según Romero Rojas (2004):

1. La responsabilidad del mantenimiento debe definirse claramente
2. La responsabilidad del mantenimiento debe asignarse a personal competente
3. Los objetivos del mantenimiento deben definirse con claridad y establecerse en un programa de mantenimiento
4. El programa de mantenimiento debe contar con presupuesto adecuado y seguro
5. El sistema de tratamiento debe contar con todos los repuestos, herramientas y controles requeridos para su mantenimiento
6. El mantenimiento preventivo tiene que planearse y programarse en forma permanente
7. Debe existir un registro, computarizado o escrito, de cualquier labor de mantenimiento, que permita controlar el programa correspondiente. Lo ideal sería que los registros de control fueran el mínimo necesario para administrar y ejecutar un programa efectivo de mantenimiento; suficientes para que no se olvide todo lo que hay que hacer, pero sin que incluyan esfuerzo de dedicación excesiva que desaliente su diligenciamiento actualizado y conduzca a debilitar una actividad vital en la buena marcha del sistema de tratamiento.

(pp.183-184)

5.3.1.Mantenimiento preventivo

El mantenimiento preventivo debe reducir cualquier tipo de falla, eliminar emergencias y prevenir de costos de reparación que se puedan dar si no se realiza este tipo de mantenimiento. Todo programa de mantenimiento preventivo debe incluir las siguientes labores. Según Romero Rojas (2004):

- Bueno aseo general: La planta en general debe mantener una limpieza y estética agradable

- Lubricación: Asegurar que todo el equipo se encuentre lubricado
- Refrigeración: Asegurar el funcionamiento de los equipos verificando su temperatura apropiada
- Almacenamiento: Mantener un inventario de repuestos y equipos de remplazo
- Tiempos: La aplicación de los mantenimientos preventivos, es limpieza y mantenimiento general de la planta se sugiere realizarse cada 3 meses

5.3.2. Mantenimiento correctivo

El mantenimiento correctivo será un mantenimiento de emergencia que se realizará por lo general para reparar un equipo o estructura que ha causado una falla del sistema de tratamiento. Como la PTAR debe operar continuamente la administración no debe esperar que esto ocurra, es por eso que se debe priorizar el mantenimiento preventivo para detectar cualquier tipo de falla oportunamente. (Romero Rojas, 2004)

6. Conclusiones

Para realizar el diseño de alcantarillado y de la PTAR eficaz, se realizó un levantamiento de información previo a la etapa de diseño; del levantamiento topográfico se obtuvo una superficie de 19.50ha y del análisis de agua de DBO y DQO, se obtuvieron los valores de 520g/m³ y 1248g/m³ respectivamente, valores los cuales debieron ser disminuidos mediante la PTAR para su descarga a un cuerpo de agua dulce.

Los caudales de diseño tanto sanitario como pluvial fueron los siguientes 67.74l/s y 2629.31/s respectivamente, obtenidos por el método de áreas de aportación donde predominó la topografía de la zona, para así garantizar un funcionamiento del alcantarillado a gravedad.

El diseño del alcantarillado combinado se realizó con éxito cumpliendo todas las bases de diseño contemplado en la normativa INEN, Secretaría del Agua y EMAPQ, como velocidades, profundidades, pendientes y diámetros de diseño. Es así que para el área de 19.50ha, se diseñó varios colectores de diámetros entre 300mm a 700mm, con velocidades de 0.45m/s a 7.5m/s, tomando en cuenta una profundidad mínima de pozos de 1.80m.

En el caso de los pozos donde existe saltos mayores a los 60cm deberá diseñarse estructuras especiales para la disminución la energía generada por los caudales de diseño.

El diseño de la PTAR debió realizarse de acuerdo a la normativa INEN donde se especifica varios de los parámetros necesarios para su correcto funcionamiento. Debían primar las unidades de tratamiento de aguas residuales para reducir al mínimo el DBO y DQO, que después de todo el análisis, los valores con los que se descargaría a un cuerpo de agua dulce son 8.5g/m^3 y 204g/m^3 respectivamente, pero en el proyecto se descargará desde el filtro percolador con 100g/m^3 y 240g/m^3 .

7. Recomendaciones

Al momento de la construcción basarse en los estudios y planos presentados para así asegurar un funcionamiento óptimo tanto de la red de alcantarillado como de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Se debe realizar un estudio de suelos y un estudio estructural para la planta de tratamiento debido a que en este proyecto técnico solo se cuenta con los diseños hidráulicos de las unidades de la PTAR.

Para los pozos que superen la profundidad máxima de 5m se deberán realizar estudios de suelos y estudios estructurales respectivamente, debido a que estos pozos se considerarán como estructuras especiales y para asegurar la estabilizada de la excavación.

Para realizar un correcto mantenimiento de la planta de tratamiento se sugiere capacitar al personal por medio de seminarios o cursos especializados en lo que respecta a inspeccionar y mantener una PTAR en correcto funcionamiento.

8. Bibliografía

- Azevedo Neto, J. M., & Acosta, G. (1976). *Manual de Hidráulica* (6.a ed.). Harla.
- Chow, V. T. (1988). *Applied Hydrology [Hidrología Aplicada]*. McGraw-Hill.
- Dirección de Avalúos y Catastro. (2020). *Catastro 2020 Mejía* [Plano].
- EMAAP-Q. (2009). *Norma de Diseños de Alcantarillado para la EMAAP-Q*.
- Fair, G. M., Geyer, J. C., & Okun, D. A. (1968). *Water Purification and Wastewater Treatment and Disposal [Purificación del Agua y Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales]* (Vol. 2). Wiley.
- GAD Parroquial Cutuglagua (2020). *Formulación y Actualización del Pla de Desarrollo y Ordenamiento Territorial*. <https://gadcutuglagua.gob.ec/wp-content/uploads/2020/10/PLAN-PDyOT-CUTUGALAGUA-2020-2024-V2-Corregida.pdf>
- H.Imam, E., & Y.Elnakar, H. (2014). Design flow factors for sewerage systems in small arid communities. *ScienceDirect*. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2090123213000908>
- INAMHI. (2019). *Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación*
https://www.inamhi.gob.ec/Publicaciones/Hidrologia/ESTUDIO_DE_INTENSIDADES_V_FINAL.pdf
- Induanalisis. (2019, 4 junio). *DBO y DQO*.
https://www.induanalisis.com/publicacion/detalle/dbo_y_dqo_31
- INEN. (2010, junio). *Normas para Estudio y Diseño de Sistemas de Agua Potable y Disposición de Aguas Residuales para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes*.
- INEN. (2013). *Agua. Calidad Del Agua. Muestreo. Técnicas De Muestreo*.
- Kalbskopf, K. H. (1972). *Flow Velocities in Aeration Tanks with Mechanical Aerators [Velocidades de Flujo en Tanquea de Aeracion con Aereadores Mecánicos]*. Water Research.
- Organización Mundial de la Salud [OMS]. (2006). *Guías para la calidad del agua potable* (Vol. 1).
- Pérez Carmona, R. (2015). *Diseño y construcción de alcantarillados sanitario, pluvial y drenaje en carreteras* (1.a ed.). ECOE.

Romero Rojas, J. A. (1997). *Potabilización de Agua* (3.a ed.). Escuela Colombiana de Ingeniería.

Romero Rojas, J. A. (2004). *Tratamiento de Aguas Residuales Teoría y Principios de Diseño* (3.a ed.). Escuela Colombiana de Ingeniería.

Universidad de los Llanos. (2019, octubre). *Manual de Operación y Mantenimiento de la Planta de Tratamiento Agua Residual Doméstica (PTAR)*. <https://sig.unillanos.edu.co/phocadownloadpap/MN-GCL-02%20MANUAL%20DE%20OPERACION%20Y%20MANTENIMIENTO%20DE%20LA%20PTAR.pdf>

Universidad Nacional Autónoma de México. (2010). *Perfil de un Cimacio*.

Walas, S. M. (1988). *Chemical Process Equipment [Equipos de Proceso Químico]*. Butterworth Heinemann