



FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE  
AGUAS RESIDUALES “VIVIENDA POPULAR” DE LA CIUDAD DE  
TULCÁN, PROVINCIA DEL CARCHI

AUTOR

Cristhian Ricardo Almeida Villarreal

AÑO

2019



FACULTAD DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS

PROPUESTA DE OPTIMIZACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE  
AGUAS RESIDUALES “VIVIENDA POPULAR” DE LA CIUDAD DE TULCÁN,  
PROVINCIA DEL CARCHI

Trabajo de Titulación presentado en conformidad con los requisitos establecidos  
para optar por el título de Ingeniero Ambiental en Prevención y Remediación

Profesor Guía

MSc. Santiago Daniel Piedra Burgos

Autor

Cristhian Ricardo Almeida Villarreal

Año

2019

## DECLARACIÓN DEL PROFESOR GUÍA

"Declaro haber dirigido el trabajo, Propuesta de optimización de la planta de tratamiento de aguas residuales "Vivienda Popular" de la ciudad de Tulcán, provincia del Carchi, a través de reuniones periódicas con el estudiante Cristhian Ricardo Almeida Villarreal, en el semestre 201910, orientando sus conocimientos y competencias para un eficiente desarrollo del tema escogido y dando cumplimiento a todas las disposiciones vigentes que regulan los Trabajos de Titulación"

---

Santiago Daniel Piedra Burgos  
Master en Hidrociencias e Ingeniería  
C.I: 1715384150

## DECLARACIÓN DEL PROFESOR CORRECTOR

"Declaro haber revisado este trabajo, Propuesta de optimización de la planta de tratamiento de aguas residuales "Vivienda Popular" de la ciudad de Tulcán, provincia del Carchi, del estudiante Cristhian Ricardo Almeida Villarreal, en el semestre 201910, dando cumplimiento a todas las disposiciones vigentes que regulan los Trabajos de Titulación".

---

Daniel Hernán Hidalgo Villalba

Magister en Ciencias Especialización Ingeniería Ambiental

C.I: 1801914449

## DECLARACIÓN DE AUTORÍA DEL ESTUDIANTE

“Declaro que este trabajo es original, de mi autoría, que se han citado las fuentes correspondientes y que en su ejecución se respetaron las disposiciones legales que protegen los derechos de autor vigentes.”

---

Cristhian Ricardo Almeida Villarreal

C.I: 0401456777

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo está dedicado a mis padres por ser mi principal cimiento en mi formación profesional y por su apoyo incondicional mantenido a través del tiempo.

## RESUMEN

El presente trabajo contempla la realización de una propuesta técnica para optimizar la operación de la planta de tratamiento de aguas residuales “Vivienda Popular”, localizada en el sur occidente de la ciudad de Tulcán. El estudio inicio el 1 de agosto con la medición de caudales de descarga y el análisis de la caracterización del agua residual en el afluente y efluente de la PTAR Vivienda Popular, que está conformado por una estructura de entrada y rejillas gruesas, seguido de dos unidades de fosa séptica, para establecer su eficiencia de tratamiento. De acuerdo al levantamiento de información se determinó que la planta de tratamiento remueve un 19% de la carga contaminante que ingresa y, además su diseño no contempla las adecuadas facilidades de mantenimiento y extracción de lodos activados, por tal razón se ve pertinente el diseño hidráulico de una nueva planta de tratamiento de aguas residuales constituida por un canal de aproximación con un sistema de rejillas gruesas y finas, continuando con un desarenador aireado y un medidor Parshall, del cual se conducirá el caudal de agua residual a un clarificador primario rectangular, posteriormente se la circula hacia un filtro percolador que se encarga de degradar la materia orgánica, de forma que la materia en suspensión y los lodos generados en el tratamiento biológico puedan ser sedimentados y removidos en un clarificador secundario rectangular.

## **ABSTRACT**

The aim of the present work is the realization of a technical proposal to optimize the operation of the wastewater treatment plant “Vivienda Popular”, located in the south west of the city of Tulcán. The study began the 1st of August with the measurement of discharge flows and the analysis of the characterization of the residual water in the affluent and effluent of the WWPT Vivienda Popular, which is composed of an entrance structure and thick grids, followed by two units of septic tanks, to establish its treatment efficiency. According to the results, it was determined that the treatment plant removes 19% of the incoming pollutant load. Furthermore, its design doesn't contemplate the adequate facilities for the upkeep and extraction of activated sludge. For this reason, the hydraulic design is relevant of a new wastewater treatment plant consisting of an: approximation channel with a system of coarse and fine grids, continuing with an aerated sand trap and a Parshall meter, from which the wastewater flow will be conducted to a rectangular primary clarifier, subsequently it will circulate to a percolating filter that is responsible for degrading the organic matter, so that the suspended matter and the sludge generated in the biological treatment can be sedimented and removed in a rectangular secondary clarifier.

# ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Antecedentes.....	1
1.2	Alcance .....	3
1.3	Justificación .....	3
1.4	Objetivos.....	4
1.4.1	Objetivo General.....	4
1.4.2	Objetivos Específicos .....	4
2	MARCO TEÓRICO.....	4
2.1	Calidad del Agua .....	4
2.2	Contaminación del Agua.....	5
2.3	Agua residual.....	6
2.3.1	Aguas residuales domésticas .....	6
2.4	Composición de las aguas residuales domésticas.....	6
2.5	Planta de tratamiento de aguas residuales .....	7
2.6	Pretratamiento.....	7
2.7	Obras de llegada .....	8
2.8	Canal de aproximación.....	8
2.9	Medición de caudales.....	9
2.9.1	Medidor Parshall.....	9
2.9.2	Vertederos .....	10
2.10	Cribado.....	11
2.10.1	Rejas gruesas.....	11
2.10.2	Rejas medias.....	11
2.10.3	Rejas finas.....	11
2.11	Sistemas de limpieza de rejas.....	12
2.12	Desarenador .....	13
2.12.1	Desarenadores de flujo horizontal .....	13

2.12.2	Desarenadores aireados .....	13
2.12.3	Desarenadores de vórtice.....	14
2.13	Tratamiento primario.....	14
2.13.1	Clarificador primario.....	15
2.14	Tratamiento secundario .....	15
2.14.1	Filtro Percolador .....	16
2.14.2	Clarificador secundario .....	16
2.15	Tratamiento terciario.....	16
<b>3</b>	<b>METODOLOGÍA .....</b>	<b>17</b>
3.1	Medición de caudales.....	17
3.2	Procedimiento para la toma de Muestras .....	18
3.2.1	Muestreo Simple.....	18
3.2.2	Muestreo Compuesto .....	19
3.3	Determinación del grado de eficiencia de la Planta de Tratamiento Vivienda Popular.....	20
3.4	Bases y criterios de diseño .....	21
3.4.1	Área de influencia .....	21
3.4.2	Población .....	21
3.4.3	Población futura.....	22
3.4.4	Caudales de diseño .....	23
3.4.5	Caudal medio de diseño .....	24
3.4.6	Caudal medio de agua residual .....	24
3.4.7	Caudal máximo horario.....	24
3.4.8	Caudal mínimo horario .....	25
3.4.9	Caudal de infiltración .....	26
3.4.10	Determinación de la carga contaminante .....	26
3.4.11	Diseño hidráulico de las unidades de tratamiento .....	27
3.4.12	Canal de Aproximación.....	28
3.4.13	Sistema de rejillas.....	30
3.4.14	Desarenador aireado .....	33
3.4.15	Canaleta Parshall .....	36
3.4.16	Clarificador primario rectangular.....	37

3.4.17 Filtro Percolador .....	41
3.4.18 Clarificador Secundario .....	43
<b>4 RESULTADOS .....</b>	<b>47</b>
4.1 Descripción de la población y caudales de diseño .....	47
4.2 Diseño del canal de aproximación.....	48
4.3 Diseño del sistema de rejillas .....	49
4.4 Diseño del desarenador aireado.....	51
4.5 Diseño del clarificador primario .....	51
4.6 Diseño del filtro percolador.....	53
4.7 Diseño del clarificador secundario.....	54
<b>5 DISCUSIÓN .....</b>	<b>56</b>
<b>6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>60</b>
6.1 Conclusiones .....	60
6.2 Recomendaciones.....	61
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>62</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>68</b>

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

La descarga de aguas residuales domésticas figura como uno de los principales problemas ambientales que enfrentan las ciudades alrededor del mundo, y que son el resultado de las actividades cotidianas de las personas, como los quehaceres domésticos, preparación de alimentos, higiene personal, entre otras.

Las aguas residuales están compuestas por altas cantidades de materia orgánica, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, nutrientes y microorganismos patógenos, por tal razón, la Organización Mundial de la Salud (OMS) ha elaborado normas como la Guía para la Calidad del Agua, en la cual se estipulan recomendaciones para el uso, gestión y disposición del recurso agua (OMS, 2006).

Según la Environmental Protection Agency (EPA, 1977), la carencia de un sistema óptimo de tratamiento de aguas contaminadas, origina la contaminación y deterioro de los ecosistemas, lo que se ha visto reflejado en el apareamiento de plagas transmisoras de enfermedades como: insectos, roedores, entre otros animales, produciéndose de esta manera un foco de contaminación ambiental en los diferentes cuerpos de agua dulce donde se descargan las aguas residuales. Por tal motivo, se ve la necesidad de diseñar e implantar Estaciones Depuradoras de Aguas Residuales (EDAR) o Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR), que remuevan los contaminantes y mejoren la calidad del agua que se vierte al ambiente y, por ende, precautelar la salud de las poblaciones aledañas a los cuerpos receptores de agua residual.

En Ecuador, la Secretaría Nacional del Agua (SENAGUA) normaliza y regula la gestión y los procesos destinados al tratamiento de las aguas residuales con el objetivo de salvaguardar el ambiente de patógenos y sustancias químicas que afecten las normales características físico-químicas de los ríos, lagos y mares en

donde se descargan las aguas residuales (SENAGUA, 2015). Además, la Secretaría Nacional de Planificación y Desarrollo (SENPLADES) como órgano de planificación territorial faculta la responsabilidad sobre la gestión e implantación de las plantas de tratamiento de aguas residuales a los Gobiernos Autónomos Descentralizados (GAD) municipales del país (SENPLADES, s.f.).

El GAD Municipal de la ciudad de Tulcán, en cumplimiento con el plan de desarrollo y ordenamiento territorial, y lo estipulado en el Capítulo 10 de la NEC para el estudio de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes (CEC, 2000), creó en el año 2004 el proyecto denominado “Construcción y Operación del Alcantarillado Combinado de la ciudad de Tulcán”.

Esta planificación contempló la construcción de nuevas redes de alcantarillado y siete nuevas Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales, para generar un efluente que cumpla con los parámetros de calidad de agua, que rige la norma vigente del Libro VI del Texto Unificado de Legislación Secundaria del Medio Ambiente (TULSMA) (Ministerio del Ambiente del Ecuador, 2015). Las plantas de tratamiento construidas son: Tajamar, Los Comuneros, Padre Carlos, Los Tres Chorros, Vivienda Popular, Honorato Vásquez y Brasil.

De acuerdo a la Empresa Pública Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Tulcán (EPMAPA-T), en la planta de tratamiento Vivienda Popular las aguas residuales no son tratadas adecuadamente, debido a que su diseño original no satisface las necesidades de saneamiento para la depuración del aporte generado por la población de Tulcán, por lo que el efluente vertido al río Bobo no cumple con los límites máximos permisibles de descarga a un cuerpo receptor establecidos en la vigente norma nacional de calidad ambiental (Ministerio del Ambiente del Ecuador, 2017).

## **1.2 Alcance**

Este proyecto tiene como objetivo realizar una propuesta de mejora para el funcionamiento óptimo de la planta de tratamiento de aguas residuales Vivienda Popular mediante el diagnóstico del funcionamiento actual y mejoras en el diseño hidráulico de los tratamientos a partir de la determinación del tipo de contaminante presente en el agua residual, la concentración de materia orgánica que ingresa a la planta de tratamiento y el cálculo del caudal de diseño.

## **1.3 Justificación**

La Organización Panamericana de la Salud (OPS) justifica la aplicación de una planta de tratamiento de aguas residuales para minimizar la polución provocada por la descarga de aguas contaminadas y salvaguardar la integridad de los ecosistemas y la supervivencia de los seres vivos que los habitan (OPS, 2004).

En la actualidad, estudios realizados en países de Sudamérica por el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), indican que el recurso agua se ha visto afectado en especial por las diversas actividades domésticas que realizan las personas como la preparación de alimentos, higiene personal, entre otras (CEPIS, 1994)

El efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales Vivienda Popular al río Bobo no cumple con los límites máximos permisibles de descarga establecidos en el TULSMA, lo que se ve ha visto reflejado en que el agua presenta un color de tonalidad gris oscura y con mal olor. Además, por la aparición de ciertos insectos, roedores y demás animales que son transmisores de enfermedades contagiosas, afectando de esta manera considerablemente a la salud de los pobladores que habitan en cercanías al río Bobo y principalmente a los agricultores y ganaderos que hacen uso del agua del río para sus actividades laborales.

A fin de dar una solución técnica a la contaminación del río Bobo, este estudio tiene como objetivo realizar las propuestas óptimas y debidamente analizadas para que la planta de tratamiento de aguas residuales Vivienda Popular de la ciudad de Tulcán, cuente con una infraestructura sanitaria adecuada y acorde a los requerimientos del aporte de agua residual que se generan en los barrios del suroccidente como son: Vivienda Popular y Divino Niño.

## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General**

Proponer un plan de mejoras para la optimización de la planta de tratamiento de aguas residuales “Vivienda Popular”

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

- Evaluar y diagnosticar el funcionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales “Vivienda Popular”
- Propuesta de mejoras para la optimización de la planta de tratamiento de aguas residuales “Vivienda Popular”

## **2 MARCO TEÓRICO**

### **2.1 Calidad del Agua**

La calidad del agua es un factor determinante para el bienestar humano ya que se define como el agua adecuada u óptima para el consumo humano, uso doméstico, aseo personal, entre otras actividades humanas (Organización Panamericana de la salud, 1988). La calidad del agua se determina a través del análisis de diversos aspectos relacionados con las características físicas, químicas y biológicas del agua, con el fin de conocer si los parámetros del agua cumplen con los rangos de

calidad establecidos por la Organización Mundial de la Salud (OMS) para el consumo humano. El recurso agua es un elemento que se puede encontrar en su estado natural o en condiciones alteradas por efecto de las actividades del ser humano (OMS, 2006).

Según la Organización de las Naciones Unidas para la Alimentación - FAO (2015), en la actualidad, la calidad del agua es importante en la cuestión ambiental, especialmente por la contaminación de la misma debido a los potenciales usos y actividades del ser humano, que modifican las propiedades naturales del agua, por lo tanto, se debe cumplir con ciertos requisitos de calidad previo a su descarga en el ambiente.

## **2.2 Contaminación del Agua**

Para Ordoñez (2007), el agua es un recurso natural de vital importancia y utilidad para las diferentes actividades que el ser humano realiza día a día. Estas actividades ya sean domésticas, industriales o agropecuarias dan origen a la contaminación del agua, debido a que esta sufre cambios por la adición de diversas sustancias como detergentes, residuos sólidos, residuos derivados del petróleo, elementos químicos derivados de la industria y la agricultura, las cuales alteran la composición natural y disminuyen considerablemente la calidad del agua (p. 137).

En la misma línea, Manahan (2007) hace referencia a la contaminación del líquido vital y menciona que este concepto produce preocupación en la sociedad por el alto grado de carga contaminante que registra el agua hoy en día, dado que su uso y consumo genera enfermedades y epidemias en los seres vivos afectando así su bienestar, generalmente porque puede contener contaminantes orgánicos, inorgánicos, químicos o tóxicos de acuerdo a su origen de procedencia, lo que ha provocado la necesidad de contar con estándares que muestren los niveles de contaminación de las fuentes de agua dulce (p.145).

Así como también lo explican Henry y Heinke (1999), se han elaborado normas de calidad para que el agua residual reciba el tratamiento correspondiente antes de ser vertida a los distintos cuerpos receptores de agua dulce (p. 287).

## **2.3 Agua residual**

Para Metcalf & Eddy (1995) aguas residuales son el resultado del uso del agua en las diferentes actividades que realizan los seres humanos. Se la define como el agua portadora de residuos o sustancias contaminantes proveniente tanto de hogares, industrias o agricultura, y que no se pueden volver a utilizar o descargar al ambiente, mientras no reciban un tratamiento que disminuya los niveles de contaminación y mejore la calidad del agua.

### **2.3.1 Aguas residuales domésticas**

Las aguas residuales domesticas son aquellas que resultan de las actividades de los hogares, conjuntos residenciales, instituciones públicas o privadas y que pueden mezclarse con las aguas lluvias si estas son vertidas a la red de alcantarillado combinado (Manahan, 2007). Es por ello, que los principales contaminantes de las aguas residuales domésticas son los sólidos suspendidos, desechos fecales, patógenos, tensoactivos, grasas y aceites (Campos Gómez, 2000).

## **2.4 Composición de las aguas residuales domésticas**

A continuación, se presenta la composición de las aguas residuales de procedencia doméstica acorde a la siguiente clasificación de: propiedades físicas, constituyentes químicos y biológicos.

Tabla 1.

*Composición típica de las aguas residuales domésticas*

<b>Propiedades físicas</b>	<b>Constituyentes químicos</b>	<b>Constituyentes biológicos</b>
Olor	Demanda bioquímica de oxígeno (DBO)	Protistas
Color	Demanda química de oxígeno (DQO)	Virus
Temperatura	Nitrógeno total	Bacterias
Turbiedad	Fósforo total	Hongos
Sólidos totales	Azufre	
Sólidos disueltos	Cloruros	
Sólidos en suspensión	Alcalinidad	
Sólidos sedimentables	Grasas y aceites	

Adaptado de (Sans Fonfría & Ribas, 1989).

## 2.5 Planta de tratamiento de aguas residuales

Las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) son obras civiles conformadas por varias infraestructuras hidráulicas diseñadas para someter al agua residual a una serie de tratamientos físicos, químicos y biológicos de acuerdo a las propiedades y constituyentes que superen los límites máximos permisibles establecidos por la norma nacional vigente. Esta infraestructura hidráulica depura el agua residual a través de cuatro fases de tratamiento que son: pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario (Metcalf & Eddy, 1995).

## 2.6 Pretratamiento

El Pretratamiento o tratamiento preliminar son aquellas obras de llegada del caudal de agua residual a la planta de tratamiento de aguas residuales. Las principales funciones de un sistema de pretratamiento son:

- Remover arenas y sólidos de gran tamaño del agua residual, puesto que ocasionan daños en las partes mecánicas y obstrucciones del caudal en las operaciones de tratamiento posteriores.
- Medir y regular el caudal de agua residual que llega a la planta de tratamiento.

Las operaciones de pretratamiento más comúnmente utilizadas son: canales de cribado, cámaras desarenadoras y desengrasadoras (Fernández, 2016).

## **2.7 Obras de llegada**

Las Obras de Llegada son un conjunto de estructuras instaladas en la entrada de la planta de tratamiento de aguas residuales. Son diseñadas para recolectar la descarga del caudal de aguas residuales procedentes del sistema de alcantarillado de la ciudad. Además, las obras de llegada se utilizan para regular la presión de llegada y medir el caudal que ingresa a la PTAR (CEC, 2000).

## **2.8 Canal de aproximación**

Según Fuentes y Anzar (2012) el Canal de Aproximación es una obra de llegada a la planta de tratamiento cuya función es receptor el caudal de descarga del emisario y disminuir su velocidad para conducirlo de una manera uniforme hacia los tratamientos posteriores. En épocas con alta precipitación, el sistema de alcantarillado combinado conduce un alto caudal que puede exceder la capacidad hidráulica para la que se ha diseñado la planta de tratamiento y alterar su normal operación. Para ello, se instalan elementos como: un vertedero o canal by pass, con el fin de evacuar el caudal excedente del caudal máximo horario que llega al canal de aproximación.

## **2.9 Medición de caudales**

Uno de los criterios a tomar en cuenta a la hora de diseñar una planta de tratamiento moderna es la instalación de dispositivos de medición de caudales (Metcalf & Eddy, 1995). Según Chattopadhyay (2006) “estos dispositivos se emplean extensamente en canales abiertos donde se mide, registra y analiza el volumen de agua que ingresa a la PTAR por unidad de tiempo”.

Hoy en día existen varios aparatos para la medición de caudales, pero los más comúnmente utilizados son:

- Medidor Parshall
- Vertederos

### **2.9.1 Medidor Parshall**

El medidor Parshall o canaleta Parshall es un dispositivo hidráulico diseñado por Ralph Parshall en 1920. La cual está destinada primordialmente a la medición del caudal de aguas residuales subcríticas que pasan por canales abiertos, con el objetivo de tener un mayor control del flujo de agua residual en los procesos de tratamiento (Lozano-Rivas & Lozano Bravo, 2015).

R. Parshall (1950) menciona que la medición de caudal en un dispositivo Parshall se lleva a cabo acelerando el flujo subcrítico a un nivel supercrítico mediante la restricción del mismo a medida que pasa por la canaleta. Esta restricción se logra al contraer las paredes laterales del canal y dejar caer el agua a la superficie.

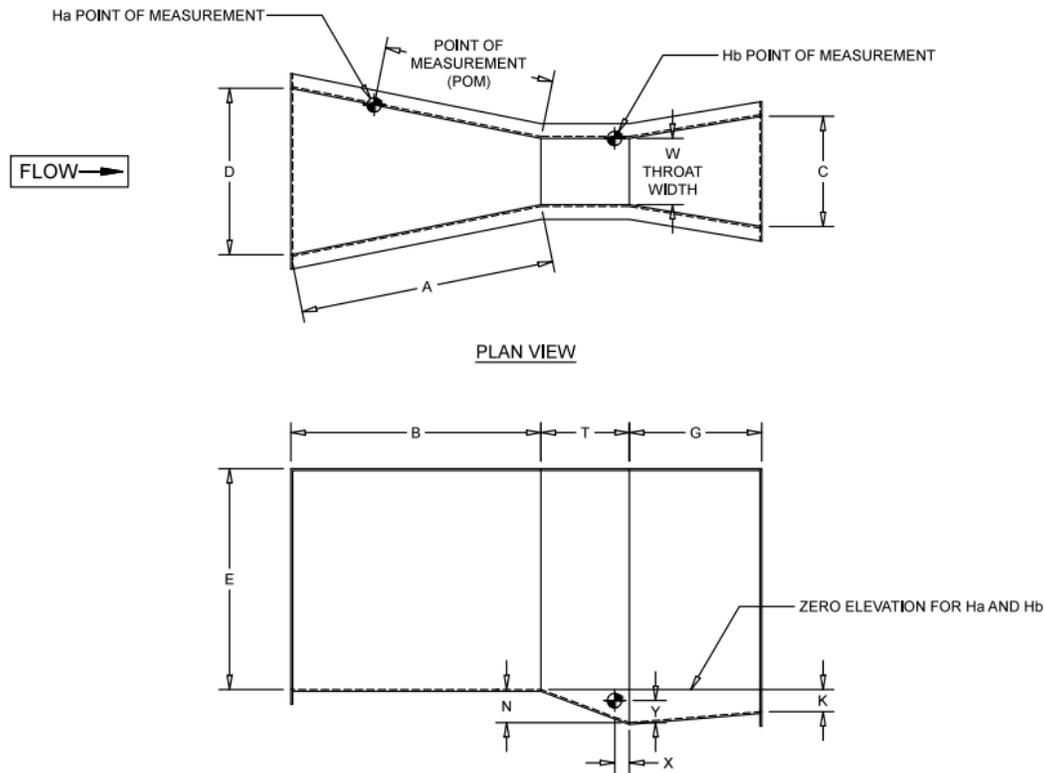


Figura 1. Esquema de una canaleta Parshall.

Tomado de (Openchannelflow, s.f.)

La canaleta Parshall está formada por tres secciones claramente definidas (Figura 1.) que son:

- Sección convergente
- Garganta
- Sección divergente

## 2.9.2 Vertederos

Los vertederos son un dispositivo que se usa para medir y controlar el ingreso del caudal de aguas residuales a una planta de tratamiento. Los cuales a su vez consisten en superponer una pared de variadas formas para interceptar la corriente de agua y provocar una diferencia de alturas del fluido que pasa por el canal de aproximación (Creus Solé, 2005). Las formas de vertederos más comunes son:

- Rectangular

- Triangular
- Trapezoidal
- Circular

## **2.10 Cribado**

El cribado es un tratamiento físico que se utiliza para remover los sólidos de gran tamaño de las aguas residuales, con el objetivo de proteger las bombas y sistemas hidráulicos de la planta de tratamiento (CEC, 2000). En esta operación, la técnica más usada son el sistema de rejas, que están constituidas por una serie de barras que se colocan paralelamente en el canal de aproximación. La limpieza de las rejas se la puede realizar de manera manual o mecánica (Sans Fonfría & Ribas, 1989).

### **2.10.1 Rejas gruesas**

Las rejas gruesas son artefactos conformados por una serie de barras paralelas con un espaciamiento que oscila entre 50 mm a 100 mm. Este mecanismo se instala en el canales abiertos para remover los residuos sólidos de gran tamaño que son arrojados al alcantarillado por la población (CEC, 2000).

### **2.10.2 Rejas medias**

El tipo de rejas medias son un sistema de barras paralelas, cuyo espaciamiento uniforme bordea entre 25 mm a 50 mm de distancia. Estas rejas se aplican para remover sólidos flotantes y de mediano tamaño que hayan pasado las rejas gruesas, generalmente se utilizan en ciudades con sistemas ineficientes de recolección de basura (CEC, 2000).

### **2.10.3 Rejas finas**

Una reja fina es aquel conjunto de barras en serie, que tienen una separación uniforme entre 10 mm a 20 mm de distancia. Este tipo de estructura es capaz de

retener sólidos en suspensión, lo que facilita la eficiencia de los tratamientos posteriores de la planta (Grimaldo J, 2006).

### **2.11 Sistemas de limpieza de rejillas**

Para Judd (2010) el sistema de rejillas debe someterse constantemente a un estado de limpieza, ya sea manual o mecánicamente. Puesto que, si se deja acumular los sólidos de gran tamaño en las rejillas, estos reducen el área útil del sistema de cribado y por consiguiente aumentan la pérdida de carga hidráulica.

Las rejillas de limpieza manual generalmente se utilizan en pequeñas plantas de tratamiento, donde la cantidad de sólidos retenidos es baja y el coste del personal de limpieza es asumible por el municipio local (Fuentes Santos & Aznar Jiménez, 2012).

Melcalf y Eddy (2014) mencionan que este sistema de limpieza se caracteriza por que las barras que conforman la rejilla se colocan de forma inclinada entre 45 a 60 grados con respecto a la horizontal para facilitar la extracción de los residuos sólidos.

Según estos autores, las rejillas de limpieza mecánica es otro de los diseños que se ha desarrollado en los últimos años como una mejor alternativa para la extracción de sólidos retenidos en las rejillas. El objetivo de esta técnica es reducir los problemas de mano de obra que se requieren para las rejillas de limpieza manual.

Además, la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en México, en uno de sus manuales, menciona que los sistemas de rejillas de limpieza mecánica se colocan entre 75 a 90 grados de inclinación con respecto a la horizontal. Cabe mencionar, que este tipo de diseño se utiliza mayoritariamente en plantas con altos caudales y altas cantidades de residuos sólidos, con el fin de mejorar la eficiencia del tratamiento de cribado (CONAGUA, s.f.).

## **2.12 Desarenador**

El desarenador es una obra hidráulica que tiene como función remover las partículas de arena de las aguas residuales que ingresan a la planta de tratamiento. El proceso de desarenado se lleva a cabo por la diferencia de densidades, es por ello que se logra extraer las partículas sedimentables. Los desarenadores se diseñan para sedimentar partículas de arena, que oscilan entre 0,2 mm y 0,5 mm de diámetro (Giesecke & Mosonyi, 2005).

Existen diferentes tipos de desarenador, de acuerdo al método de remoción de las arenas, tales como: desarenador de flujo horizontal, desarenador aireado y desarenador de vórtice (Metcalf & Eddy, 1995).

### **2.12.1 Desarenadores de flujo horizontal**

Un desarenador de flujo horizontal es un canal longitudinal cuya geometría se dimensiona de manera que se logre disminuir la velocidad del agua a un valor constante de 0,3 m/s, y un adecuado tiempo de retención hidráulica que permita sedimentar las partículas de arena mayores a un diámetro de 0.25 mm. La velocidad de agua establecida mantiene en suspensión la mayor cantidad de materia orgánica, proporcionando su circulación a través del desarenador (Giesecke & Mosonyi, 2005).

### **2.12.2 Desarenadores aireados**

Para Giesecke y Mosonyi (2005) los desarenadores aireados son cámaras decantadoras diseñadas por la necesidad de contar con una operación de lavado independiente. Este sistema de tratamiento cuenta con equipos difusores que inyectan aire al canal, de forma que se crea una corriente en espiral que permite la sedimentación de partículas de 0.2 mm de diámetro, así como también de

colectores que extraen los sedimentos y los depositan en un pequeño canal que se instala a un lado del desarenador.

Los aireadores se instalan en uno de los lados de la cámara y a una altura entre 0.45 y 0.6 m por encima de la tolva del desarenador. La velocidad con la que sedimentan las partículas en el fondo del tanque está precedida por la rapidez con la que se inyecta aire y su geometría, por lo tanto, se debe lograr que la agitación de las partículas no sea muy elevada ya que podría arrastrar arena fuera de la unidad, o muy pequeña debido a que se produciría la decantación de una parte de materia orgánica (Metcalf & Eddy, 1995).

### **2.12.3 Desarenadores de vórtice**

El desarenador de vórtice es una cámara que opera a través de fuerzas centrífugas, las cuales provocan en el interior del tanque la formación de un vórtice, el cual gira a una velocidad constante para poder separar las partículas de arena de la materia orgánica presente en el flujo de agua residual. La arena de acuerdo a su densidad, fuerza de arrastre y diámetro de 0.2 mm, es atrapada dentro del vórtice y sedimentada en el fondo de la unidad por la aplicación de fuerzas gravitacionales (Metcalf & Eddy, 1995).

### **2.13 Tratamiento primario**

El tratamiento primario es la fase continua a la de pretratamiento, y es aquel proceso físico que se encarga de la remoción de sólidos sedimentables (SS) y sólidos suspendidos totales (SST). Además, mediante este tratamiento se logra obtener la disminución de la carga contaminante biodegradable ( $DBO_5$ ) antes de ser vertida al tratamiento secundario. Las operaciones unitarias habituales para sedimentación son: clarificadores, tanques Imhoff, entre otros decantadores (CEC, 2000).

### **2.13.1 Clarificador primario**

Para Neuzil (2006) el clarificador primario es una operación cuyo tratamiento se fundamenta en la separación de sólidos suspendidos por medio de gravedad, ocasionando la decantación de los sólidos en el fondo del tanque clarificador.

Siguiendo al mismo autor, el principio de sedimentación de partículas y materia flotante se lleva a cabo disminuyendo la velocidad del afluente, de manera que se obtenga un período de retención hidráulica entre 1.5 h a 2.5 h, lo que también permite reducir una parte de la carga orgánica del flujo de agua residual. Estas obras hidráulicas se diseñan con una tolva al inicio del tanque donde se colectan y almacenan los lodos sedimentados a través de rascadores accionados por cadenas mecánicas instaladas a lo largo del clarificador primario rectangular (Neuzil, 2006).

### **2.14 Tratamiento secundario**

El tratamiento secundario, principalmente, es un proceso de tratamiento de tipo biológico que incluye una sedimentación secundaria, en donde su función es la degradación y eliminación de la materia orgánica biodegradable. Las operaciones habituales de tratamiento biológico son: filtros percoladores, cámaras de tratamiento aerobio y anaerobio, proceso de lodos activados, entre otros.

Los tratamientos de tipo biológico consisten en promover el crecimiento de microorganismos (a través de la inyección de oxígeno), que son las responsables de asimilar las cargas de materia orgánica no sedimentable y transformarla en dióxido de carbono, agua y materia estable (Ramalho, Jiménez Beltrán, & Lora, 1996).

### **2.14.1 Filtro Percolador**

El filtro percolador es un sistema de tratamiento biológico conformado por un tanque circular relleno de material filtrante que puede ser piedra, plástico o madera prensada (Metcalf & Eddy, 1995). En el medio filtrante se asienta la película de microorganismos que se encarga de metabolizar la materia orgánica y desprenderla del caudal de agua residual para removerla en el clarificador secundario (ATV-DVWK, 2001). El agua residual se rocía en el material filtrante de arriba hacia abajo por medio de brazos mecánicos que giran alrededor del tanque percolador. La combinación de un filtro percolador seguido por un sedimentador secundario consigue una eficiencia de remoción del 99% de sólidos en suspensión y carga orgánica (Henze, Loosdrecht, Ekama, & Brdjanovic, 2008).

### **2.14.2 Clarificador secundario**

El clarificador secundario trabaja en dos fases de sedimentación, donde la primera fase decanta la masa de lodos activados y la segunda fase decanta sólidos más ligeros por medio de gravedad. El lodo activado es más complejo de decantar que los sólidos en suspensión removidos en el clarificador primario, debido a que el lodo forma fácilmente flóculos, que tienen una densidad ligeramente más alta que el agua, y es por ello que la geometría del clarificador se diseña de manera que el tiempo de retención hidráulica sea entre 4-6 horas. En este contexto, una característica del tanque de sedimentación secundario es que la primera lámina de agua debe ser completamente clara, caso contrario significa que el filtro biológico no funciona adecuadamente y por ende sobrecarga al clarificador de lodos activados (Henze et al., 2008).

## **2.15 Tratamiento terciario**

La función del tratamiento terciario es remover las partículas contaminantes que no se remueven o eliminan durante el tratamiento secundario, por tal razón en esta

operación unitaria se utilizan métodos químicos que puedan sedimentar rápidamente las partículas o eliminarlas a través de procesos de desinfección, para de esta manera mejorar el tratamiento del agua y conducirla hacia un cuerpo receptor de agua dulce (Glynn & Heinke, 1999).

### 3 METODOLOGÍA

#### 3.1 Medición de caudales

Con el objetivo de optimizar la planta de tratamiento de aguas residuales Vivienda Popular se realizó la medición y registro de los caudales que ingresan a dicha estructura, a fin de determinar los picos máximos y mínimos que actualmente son descargados para observar la variación de caudales a medida que transcurre el tiempo. La medición de caudales se la realizó en el tanque de entrada a la PTAR.

El procedimiento que se utilizó para medir el flujo de descarga es el Método volumétrico establecido por la Food and Agriculture Organization (FAO). Este método, consistió en la medición del caudal al final del alcantarillado combinado, a través del desvío del efluente hacia un recipiente con un volumen conocido y midiendo el tiempo que demora su llenado mediante el uso de un cronómetro (Food and Agriculture Organization, 1997). Una vez medidas dichas variables se procedió a calcular el caudal mediante la fórmula:

(Ecuación 1)

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

Donde:

Q= Caudal (L/s)

V= Volumen medido en la cubeta (L)

t= tiempo (s)

La campaña de medición de caudales se la realizó durante tres días (lunes 12, jueves 16 y domingo 19 de agosto del 2018) en época seca, empezando a las 7:00am y terminando a las 18:00pm, siendo estas tomadas en intervalos de 15 minutos, con el objetivo de tabular los datos recogidos en campo para determinar las horas en que mayormente se descarga el agua residual, y así establecer las horas en que se producen los picos máximos y mínimos del caudal de agua residual.

### **3.2 Procedimiento para la toma de Muestras**

Para establecer el tipo de muestreo a realizarse, el 3 de agosto de 2018 se determinaron los parámetros físico-químicos a ser analizados, y en vista de que, únicamente existe la descarga de aguas de consumo doméstico, no se ve la necesidad de realizar una toma de muestras para análisis de metales pesados o químicos infecciosos, de esta manera se realizaron dos tipos de muestreos de acuerdo a los criterios que se miden In-Situ y los que se recolectan para ser analizados en laboratorio.

Se realizaron campañas de muestreo simple para los parámetros medibles en campo y de muestreo compuesto para los parámetros que se analizan en el laboratorio. De igual manera que la medición de caudales, la toma de muestras se la realizó los días lunes, jueves y domingo debido a que en esos días no hubo presencia de lluvia, misma que infiere en la determinación de los resultados finales.

#### **3.2.1 Muestreo Simple**

El Muestreo Simple es una técnica que consistió en tomar una muestra de agua residual en un recipiente de 50 ml a la entrada de la PTAR Vivienda Popular, para medir los siguientes parámetros: pH, oxígeno disuelto, turbidez, conductividad eléctrica y temperatura. La muestra se la tomó en la cámara del cribado, debido a que es la única área donde se puede ingresar a recolectar muestras de agua residual.

### 3.2.2 Muestreo Compuesto

El muestreo compuesto consistió en coleccionar 5 muestras simples de 200 ml cada una hasta llenar un frasco ambar de 1 L, en el que se transportó dicha muestra hasta un laboratorio para la caracterización del agua residual. La toma de las muestras simples se la realizó cada 15 minutos en el transcurso de las siguientes horas: 8:00am, 9:00am, 11:00am, 13:30pm, 17:00pm durante los días lunes, miércoles, viernes, domingo y martes, en las dos últimas semanas del mes de agosto del 2018.

Se recolectaron un total de 5 muestras compuestas en el afluente y 1 muestra compuesta en el efluente del sistema de tratamiento Vivienda Popular, con el fin de utilizar esta última para evaluar el grado de eficiencia de la fosa séptica. Estas muestras se preservaron refrigeradas en un cooler, debido a que se enviaron al laboratorio certificado LACSA de la ciudad de Quito, donde se realizó el respectivo análisis de los siguientes parámetros:

- Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)
- Demanda Química de Oxígeno (DQO)
- Fósforo total (P Total)
- Nitrógeno total (TKN)
- Sólidos sedimentables
- Sólidos suspendidos totales
- Sólidos volátiles
- Sólidos totales
- Coliformes fecales

Los resultados de los análisis de la caracterización del agua residual de las 6 muestras compuestas se indican en la siguiente tabla:

Tabla 2.

*Caracterización de las muestras compuestas de agua residual*

Caracterización de las muestras compuestas de agua residual de la PTAR Vivienda Popular										
Parámetros	Símbolo	Unidad	Nº de Muestra						Límite máx. Permisible	Criterio de Resultados
			M1 afluente	M2 afluente	M3 afluente	M4 efluente	M5 afluente	M6 afluente		
Demanda Bioquímica de oxígeno (5 días)	DBO5	mg/l	262.5	406.5	310	191.4	237	280.5	100	No Cumple
Demanda Química de oxígeno	DQO	mg/l	661.72	1087.11	554.58	239.48	393.88	425.39	200	No Cumple
Fósforo total	P Total	mg/l	5.98	8.04	3.73	3.37	4.66	4.64	10	Cumple
Nitrógeno total	TKN	mg/l	42.68	64.53	33.12	35.96	31.07	45.44	50	Cumple
Sólidos sedimentables	SS	mg/l	5	4	1.5	4	8	7	-	No Aplica
Sólidos suspendidos totales	SST	mg/l	260	182	78	212	257	309	130	No Cumple
Sólidos volátiles	SV	mg/l	204	360	192	288	308	308	-	No Aplica
Sólidos totales	ST	mg/l	1360	779	393	522.5	704.5	751	1600	Cumple
Coliformes fecales	NMP	NMP/100 ML	11000	2100	1600	430	3500	4300	2000	No Cumple

### 3.3 Determinación del grado de eficiencia de la Planta de Tratamiento Vivienda Popular

Para determinar las cargas contaminantes que ingresan y salen de la planta de tratamiento, se utilizarán los datos resultantes de la caracterización del agua residual, analizados el 31 de agosto de 2018, para ser multiplicados por los datos de los caudales medidos al ingreso de la planta de tratamiento. Motivo por el cual se utilizó la siguiente ecuación:

(Ecuación 2)

$$Carga\ contaminante = Q * C$$

Donde:

Carga contaminante (g/día)

Q= Caudal (m<sup>3</sup>/día)

C= Concentración (DBO, DQO, SST)

Además, se evaluó el grado de eficiencia de la actual planta tratamiento de aguas residuales Vivienda Popular a través de la siguiente ecuación:

(Ecuación 3)

$$\eta = \frac{Fz - Fa}{Fz} * 100$$

Donde:

$\eta$ = Grado de eficiencia en %

Fz= Cargas contaminantes que ingresan a la planta de tratamiento

Fa= Cargas contaminantes que salen de la planta de tratamiento

### 3.4 Bases y criterios de diseño

#### 3.4.1 Área de influencia

De acuerdo a la información proporcionada por la EPMAPA-T, el área beneficiaria corresponde al sector noroccidental de la ciudad de Tulcán (figura 1.), lo que representa un área de 6.47 km<sup>2</sup>.



Figura 2. Área de influencia de aporte a la planta de tratamiento Vivienda Popular  
Adaptado de (GAD Municipal de Tulcán, 2018)

#### 3.4.2 Población

Según el INEC (2010), la densidad poblacional a nivel urbano de la ciudad de Tulcán es de 435.34 habitantes por km<sup>2</sup>, misma que siendo multiplicada por el área de

influencia se calculó la población actual que aporta a la PTAR Vivienda Popular. Siendo esta población actual de 2816 habitantes.

Tabla 3.

*Tabla de Población, superficie (km<sup>2</sup>), densidad poblacional a nivel parroquial*

POBLACIÓN, SUPERFICIE (KM2), DENSIDAD POBLACIONAL A NIVEL PARROQUIAL						
Código	Nombre de provincia	Nombre de canton	Nombre de parroquia	Población	Superficie de la parroquia (km2)	Densidad Poblacional
010150	AZUAY	CUENCA	CUENCA	331.888	70.59	4.701.63
010151	AZUAY	CUENCA	BAÑOS	16.851	326.71	51.58
010152	AZUAY	CUENCA	CUMBE	5.546	70.84	78.29
010153	AZUAY	CUENCA	CHAUCHA	1.297	313.31	4.14
010154	AZUAY	CUENCA	CHECA (JIDCAY)	2.741	62.81	43.64
010155	AZUAY	CUENCA	CHIQUINTAD	4.826	92.90	51.95
010156	AZUAY	CUENCA	LLACAO	5.342	17.84	299.44
010157	AZUAY	CUENCA	MOLLETURO	7.166	976.70	7.34
010158	AZUAY	CUENCA	NULTI	4.324	31.08	139.12
010159	AZUAY	CUENCA	OCTAVIO CORDERO PALACIOS	2.271	20.52	110.67
040150	CARCHI	TULCAN	TULCAN	60.403	138.75	435.34
040151	CARCHI	TULCAN	EL CARMELO (EL PUN)	2.789	51.56	54.09
040153	CARCHI	TULCAN	JULIO ANDRADE (OREJUELA)	9.634	114.24	84.33
040154	CARCHI	TULCAN	MALDONADO	1.703	206.35	8.25
040155	CARCHI	TULCAN	PIOTER	718	16.93	42.41
040156	CARCHI	TULCAN	TOBAR DONOSO (LA BOCANA)	905	626.19	1.45
040157	CARCHI	TULCAN	TUFIÑO	2.339	177.72	13.16
040158	CARCHI	TULCAN	URBINA (TAYA)	2.204	41.16	53.55
040159	CARCHI	TULCAN	EL CHICAL	3.437	438.21	7.84
040161	CARCHI	TULCAN	SANTA MARTHA DE CUBA	2.366	17.06	138.69
040250	CARCHI	BOLIVAR	BOLIVAR	5.206	100.49	51.81
040251	CARCHI	BOLIVAR	GARCIA MORENO	1.406	53.66	26.20
040252	CARCHI	BOLIVAR	LOS ANDES	2.260	61.11	36.98
040253	CARCHI	BOLIVAR	MONTE OLIVO	1.690	65.68	25.73
040254	CARCHI	BOLIVAR	SAN VICENTE DE PUSIR	2.044	46.32	44.13
040255	CARCHI	BOLIVAR	SAN RAFAEL	1.741	31.89	54.59

Tomado de INEC, 2010.

### 3.4.3 Población futura

Para determinar la población futura se partió del cálculo de la población actual del área de influencia por el índice de crecimiento poblacional de Tulcán, tomando como periodo de diseño entre 20 a 30 años de vida útil de una PTAR siempre y cuando se cumpla con los tiempos de mantenimiento.

Se estableció la siguiente expresión correspondiente al método geométrico:

(Ecuación 4)

$$P_f = P_a * (1 + i)^t$$

Donde:

Pf= Población futura (hab)

Pa= Población actual (hab)

i= índice de crecimiento poblacional

t= Período de diseño

La población futura calculada a un periodo de diseño de 20 años y un índice de crecimiento poblacional de Tulcán del 1.18% es de 3560 habitantes.

#### 3.4.4 Caudales de diseño

Los caudales de diseño se determinaron siguiendo las reglas y criterios de la norma alemana ATV-DVWK-A 198E para estandarización y derivación de valores de dimensionamiento para instalaciones de depuración de aguas residuales. Sin embargo, para estimar el caudal medio de agua residual se tomó como base el factor de dotación per cápita de cada habitante. Dicha variable se la obtuvo de la tabla 4, Capítulo V, de la Norma para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes.

Tabla 4.

*Dotaciones recomendadas*

<b>POBLACIÓN (habitantes)</b>	<b>CLIMA</b>	<b>DOTACIÓN MEDIA FUTURA (l/hab/día)</b>
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

Tomado de C.E.C, 2000.

### 3.4.5 Caudal medio de diseño

El caudal medio de diseño para un área de aporte de aguas residuales domésticas, se calculó mediante la siguiente expresión:

(Ecuación 5)

$$Q_{DW,aM} = Q_{ww,aM} + Q_{inf,pM}$$

Donde:

$Q_{DW,aM}$ = Caudal medio de diseño ( $m^3/s$ )

$Q_{ww,aM}$ = Caudal medio de agua residual ( $m^3/s$ )

$Q_{inf,pM}$ = Caudal de infiltración ( $m^3/s$ )

### 3.4.6 Caudal medio de agua residual

El caudal medio de agua residual se estimó en base a la dotación media futura de 150 l/hab/día en concordancia al clima frío de la ciudad de Tulcán. Para ello se utilizó la siguiente expresión:

(Ecuación 6)

$$Q_{ww,aM} = \frac{P_f * W_{ww,d}}{86400}$$

Donde:

$Q_{ww,aM}$ = Caudal medio de agua residual ( $m^3/s$ )

$P_f$ = Población futura (hab)

$W_{ww,d}$ = Dotación per cápita de agua por habitante (l/hab/día)

### 3.4.7 Caudal máximo horario

El caudal máximo horario se determinó con ayuda del divisor  $X_{Qmax}$  para flujo de agua residual en concordancia al tamaño del área de influencia como se muestra en la figura 2.

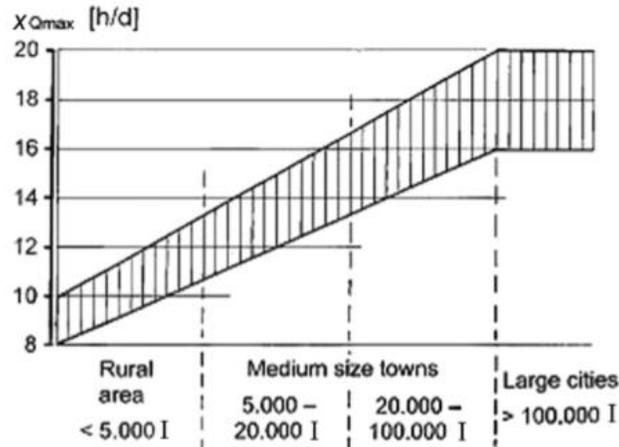


Figura 3. Divisor  $X_{Qmax}$  dependiendo del tamaño del área de influencia.

Tomado de ATV-DVWK-A 198E, 2003.

Para calcular el caudal máximo horario, se utilizó la siguiente expresión:

(Ecuación 7)

$$Q_{ww,h,max,pM} = \frac{24 * Q_{ww,aM}}{X_{Qmax}} + Q_{inf,pM}$$

Donde:

$Q_{ww,h,max,pM}$ = Caudal máximo horario ( $m^3/s$ )

$Q_{ww,aM}$ = Caudal medio de agua residual ( $m^3/s$ )

$X_{Qmax}$ = Divisor para flujo de agua residual

$Q_{inf,pM}$ = Caudal de infiltración ( $m^3/s$ )

### 3.4.8 Caudal mínimo horario

El caudal mínimo se estimó tomando el dato de caudal mínimo diario aforado en la descarga del alcantarillado combinado, y utilizando la siguiente expresión:

(Ecuación 8)

$$Q_{ww,h,min,pM} = Q_{ww,aM} * \left[ \frac{Q_{DW,h,min} - Q_{inf,pM}}{Q_{DW,d} - Q_{inf,pM}} \right]$$

Donde:

$Q_{ww,h,min,pM}$ = Caudal máximo mínimo horario ( $m^3/s$ )

$Q_{DW,h,min}$ = Caudal mínimo diario aforado ( $m^3/s$ )

$Q_{DW,d}$ = Caudal medio de diseño ( $m^3/s$ )

### 3.4.9 Caudal de infiltración

De acuerdo a la norma alemana ATV-DVWK-A 198E (2003), el caudal de infiltración se determina a través de mediciones nocturnas y en clima seco, es decir sin que haya presencia de lluvia, por tal razón se realizaron dos mediciones los días 17 y 31 de agosto del 2018 a las 00:00am y 01:00am horas respectivamente.

Cabe mencionar, que en dicha norma se estipula que las mediciones se deben realizar por lo menos dos veces al mes durante un año, para obtener resultados suficientes para estimar la media anual del caudal de Infiltración. Además, indica que el horario favorable para realizar la medición es a partir de las 00:00am a 04:00am.

### 3.4.10 Determinación de la carga contaminante

Para diseñar la geometría de las unidades de tratamiento es necesario determinar la carga contaminante que ingresa a la planta de tratamiento. Por tal razón, se utilizaron aportes sugeridos en la tabla 1, apartado 4.3.2, de la norma ATV-DVWK-A 198E, para obtener los valores de carga contaminante de los parámetros  $DBO_5$ , DQO, SST, TKN y P total con la ingresa el caudal de agua residual.

Tabla 5.

*Aporte per cápita específica de cada habitante*

PARÁMETROS	CARGA ESPECÍFICA (g/hab*d)
DBO5	60
DQO	120
SST	70
TKN	11
P	1.8

Tomado de (ATV-DVWK-A 198E, 2003).

Para estimara el valor de carga contaminante se usaron las siguientes expresiones:  
(Ecuación 9)

- a)  $C_{DBO_5} = Pf * DBO_5$
- b)  $C_{DQO} = Pf * DQO$
- c)  $X_{SST} = Pf * SST$
- d)  $C_{TKN} = Pf * TKN$
- e)  $C_P = Pf * P$

Donde:

$C_{DBO_5}$ ,  $C_{DQO}$ ,  $X_{SST}$ ,  $C_{TKN}$ ,  $C_P$ = Carga de  $DBO_5$ , DQO, SST, TKN, P (kg/d)

$Pf$ = Población futura (hab)

$DBO_5$ , DQO, SST, TKN, P= Aporte per cápita de cada parámetro (g/hab\*d)

### 3.4.11 Diseño hidráulico de las unidades de tratamiento

Acorde a los resultados obtenidos de caudales de diseño y en función de los parámetros de carga contaminante se debe implementar operaciones unitarias capaces de remover: sólidos de gran tamaño, arenas, sólidos suspendidos totales y carga contaminante de  $DBO_5$  y DQO. Po tal razón, se diseñó la geometría de las unidades de tratamiento en base a los estándares y criterios de la norma nacional del Código Ecuatoriano de la Construcción para estudio y diseño de sistemas de agua potable y disposición de aguas residuales para poblaciones mayores a 1000 habitantes y las normas internacionales alemanas DIN19551 y ATV-DVWK- Reglas y Estandarización de valores de dimensionamiento para instalaciones de aguas residuales.

Las unidades de tratamiento a implementar en la PTAR se definen en el siguiente esquema:

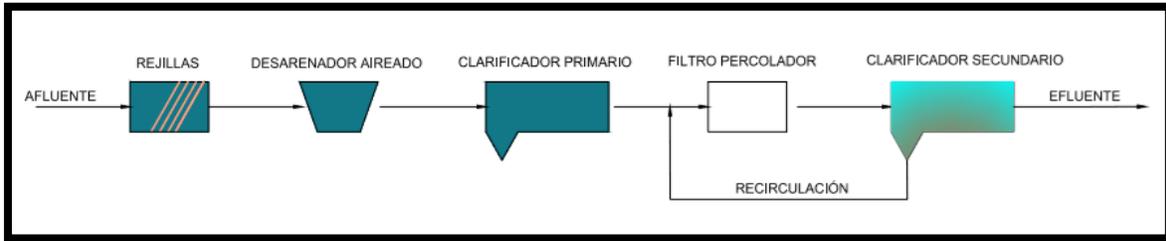


Figura 3. Esquema de las unidades de tratamiento para la PTAR Vivienda Popular

### 3.4.12 Canal de Aproximación

Se propone la implementación de un Canal de Aproximación abierto cuyo diseño se basó en el resultado del caudal máximo horario y con una sección curvada acorde a la topografía del área de construcción. Para el dimensionamiento del canal se siguió los criterios de la norma C.E.C., 2000, que además regula la implementación de un canal by-pass para desviar el caudal de exceso que ingresa a la PTAR.

Cabe mencionar que, para calcular la velocidad con la que pasa el caudal de agua residual, se utilizó el método de Manning, tomando como coeficiente de rugosidad un valor de 0.012 (Metcalf y Eddy, 2014) para canales con paredes de hormigón.

El dimensionamiento de la geometría del canal de aproximación se definió mediante las siguientes expresiones:

#### Área del canal a través de la expresión del caudal de continuidad

(Ecuación 10)

$$A = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{V}$$

Donde:

A= Área del canal de aproximación (m<sup>2</sup>)

Q<sub>ww,h,max,pM</sub>= Caudal máximo horario (m<sup>3</sup>/s)

V= Velocidad del agua residual (0.45) (m/s)

### Profundidad del canal de aproximación

Para el cálculo de la profundidad es necesario aplicar la relación ancho: profundidad de 1.5:1, por lo que la expresión de:

$$A = b * p, A = 1.5b * p,$$

Se expresa de la siguiente manera:

(Ecuación 11)

$$P = \sqrt{\frac{A}{1.5}}$$

Donde:

b= Ancho del canal de aproximación (m)

P= Profundidad del canal de aproximación (m)

A= Área del canal de aproximación (m<sup>2</sup>)

### Ancho del canal de aproximación

(Ecuación 12)

$$b = 1.5 * P$$

Donde:

b= Ancho del canal de aproximación (m)

P= Profundidad del canal de aproximación (m)

### Radio hidráulico

(Ecuación 13)

$$R = \frac{A}{b + 2P}$$

Donde:

R= Radio hidráulico (m)

A= Área del canal de aproximación (m<sup>2</sup>)

b= Ancho del canal de aproximación (m)

P= Profundidad del canal de aproximación (m)

### Velocidad del caudal de agua residual a través de Manning

(Ecuación 14)

$$V_m = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$V_m$ = Velocidad de Manning (m/s)

$n$ = Coeficiente de rugosidad para hormigón

$R$ = Radio hidráulico (m)

$S$ = Pendiente del canal de aproximación

Para el dimensionamiento definitivo del canal de aproximación, se procede a calcular las expresiones de los puntos 6.1.1, 6.1.2 y 6.1.3 con el resultado obtenido de la velocidad de Manning.

### Profundidad de diseño del canal de aproximación

(Ecuación 15)

$$P_d = P + h_s$$

Donde:

$P_d$ = Profundidad de diseño del canal de aproximación (m)

$h_s$ = Altura de seguridad (0.3) (m)

#### 3.4.13 Sistema de rejillas

De acuerdo a lo estipulado en el Código Ecuatoriano de la Construcción -CEC, (2000), se diseñó la implementación de un sistema de rejillas de barras gruesas seguido por uno de barras finas, en el canal de aproximación anteriormente diseñado. Con el fin de retener los sólidos de gran tamaño, debido a que estos pueden ocasionar daños en las tuberías y las unidades de los tratamientos posteriores.

El C.E.C. (2000) establece un ancho 0.013 m para cada barra gruesa con un espaciamiento de 0.04 m entre estas y, por otra parte, se define un ancho de 0.005 m para cada barra fina con un espaciamiento entre ellas de 0.02 m. Adicionalmente, la norma antes mencionada recomienda que la velocidad entra las barras debe conservarse entre 0.4 y 0.75 m/s, además de una inclinación de las barras de 45° a 60° con respecto a la horizontal.

El diseño del sistema de rejillas se lo realizo mediante las expresiones que se muestran a continuación:

### Número de barras

(Ecuación 16)

$$n = \frac{b}{(a + s)}$$

Donde:

n= Número de barras

b= Ancho del canal de aproximación (m)

a= Ancho de las barras (m)

s= Espaciamiento entre barras (m)

### Ancho efectivo del canal

(Ecuación 17)

$$be = b - (n * a)$$

Donde:

be= Ancho efectivo del canal (m)

### Sección transversal

(Ecuación 18)

$$A_{sc} = p * be$$

Donde:

A<sub>sc</sub>= Sección transversal del canal (m<sup>2</sup>)

**Velocidad horizontal**

(Ecuación 19)

$$v = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{A_{sc}}$$

Donde:

V= Velocidad horizontal (m/s)

Q<sub>ww,h,max,pM</sub>= Caudal máximo horario (m<sup>3</sup>/s)**Radio hidráulico**

(Ecuación 20)

$$R = \frac{A}{b + 2P}$$

**Velocidad de Manning**

(Ecuación 21)

$$Vm = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

**Pérdida de carga en las rejillas**

(Ecuación 22)

$$\Delta h = \beta * \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha$$

Donde:

 $\Delta h$  = Pérdida de carga en las rejillas (m) $\beta$  = Factor de forma de las barras (2.42)

e= Espesor de las barras (m)

d= Distancia entre barras (m)

V= Velocidad del flujo de agua residual (m/s)

g= Constante de gravedad (m/s<sup>2</sup>) $\alpha$ = Ángulo de inclinación de las barras

## Lámina de agua

(Ecuación 23)

$$h_a = \frac{Asc}{be}$$

Donde:

$h_a$ = Altura de la lámina de agua en el canal de aproximación (m)

### 3.4.14 Desarenador aireado

Se diseñó un desarenador de tipo aireado en base a los criterios y estándares establecidos por la norma alemana DIN 19551. Este tipo de desarenador está constituido por dos secciones, una de las ellas destinada a la decantación de partículas de arena, mientras que la otra sección se encarga de la remoción de grasas por medio de difusores.

Se diseñó una cámara desarenadora capaz de sedimentar partículas de arena con un diámetro de alrededor de 0.2 mm. Su geometría se dimensionó de acuerdo a los valores y relaciones sugeridas en la norma DIN, con el objetivo de llegar a tener un tiempo de retención hidráulica de aproximadamente 10 minutos.

Las relaciones y expresiones para el dimensionamiento del desarenador son las siguientes:

#### Altura del desarenador aireado

Para determinar la altura del desarenador se considera una relación ancho:altura de 0.8:1, por tal razón se estimó un ancho acorde a los requerimientos de la norma DIN

(Ecuación 24)

$$H = \frac{b}{0.8}$$

Donde:

H= Altura del desarenador aireado (m)

b= Ancho del desarenador aireado

### **Longitud del desarenador aireado**

La relación ancho:longitud establecida por la norma DIN para calcular la longitud del desarenador aireado es 1:10

(Ecuación 25)

$$L = b * 10$$

Donde:

L= Longitud del desarenador aireado (m)

### **Área del desarenador aireado**

(Ecuación 26)

$$A = \frac{b * H}{2}$$

Donde:

A= Área del desarenador aireado (m<sup>2</sup>)

### **Volumen del desarenador aireado**

(Ecuación 27)

$$V = L * A$$

Donde:

V= Volumen del desarenador aireado (m<sup>3</sup>)

### **Tiempo de retención hidráulica del desarenador aireado**

(Ecuación 28)

$$TRH = \frac{V}{Q_{WW, h, max, pM}}$$

Donde:

TRH= Tiempo de retención hidráulica (min)

$Q_{ww,h,max,pM}$ = Caudal máximo horario ( $m^3/s$ )

### Velocidad de sedimentación por medio de Stoke

(Ecuación 29)

$$V_{ss} = \frac{1}{18} g \left( \frac{\rho_p - \rho_a}{\mu} \right) d^2$$

Donde:

$V_{ss}$ = Velocidad de sedimentación por medio de Stoke (m/s)

$g$ = Constante de gravedad ( $m/s^2$ )

$\rho_p$ = Densidad específica de la partícula ( $kg/m^3$ )

$\rho_a$ = Densidad del agua ( $kg/m^3$ )

$\mu$ = Viscosidad dinámica ( $kg/m*s$ )

$d$ = Diámetro de la partícula de arena (m)

### Número de Reynolds

(Ecuación 30)

$$Re = \frac{V_{ss} * d * \rho_a}{\mu}$$

Donde:

$Re$ = Número de Reynolds

### Coeficiente de arrastre

(Ecuación 31)

$$Cd = \frac{18.5}{Re^{0.6}}$$

Donde:

$Cd$ = Coeficiente de arrastre

### Velocidad de sedimentación por medio de Newton

(Ecuación 32)

$$V_{SN} = \sqrt{\frac{4 * g * (d_p - d_a) * d}{3 * C_d * d_a}}$$

Donde:

$V_{SN}$  = Velocidad de sedimentación por medio de Newton

#### 3.4.15 Canaleta Parshall

De acuerdo a Azevedo y Acosta (1976) las dimensiones típicas de las secciones de la canaleta Parshall se encuentra preestablecidas basándose en el caudal de aforo para establecer la medida del ancho de la garganta, las cuales van desde 2.5 cm como se indica en la siguiente tabla:

Tabla 6.

*Dimensiones típicas de la canaleta Parshall*

W	A	POM	B	C	D	E	T	G	K	N	X	Y
2.54	36.27	24.21	35.56	9.29	16.75	22.86	7.62	20.32	1.91	2.86	0.79	1.27
5.08	41.43	27.62	40.64	13.49	21.35	25.4	11.43	25.4	2.22	4.29	1.59	2.54
7.62	46.67	31.12	45.72	17.78	39.69	60.96	15.24	30.48	2.54	5.72	2.54	3.81
15.24	62.07	41.44	60.96	38.74	47.23	60.96	30.48	60.96	7.62	11.43	5.08	7.62
22.86	87.95	58.74	86.36	38.1	57.47	76.2	30.48	45.72	7.62	11.43	5.08	7.62
30.48	137.2	91.44	134.3	60.96	84.46	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
45.72	144.8	96.52	141.9	76.2	102.6	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
60.96	152.4	101.6	149.5	91.44	120.7	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
91.44	167.6	111.8	164.5	121.9	157.2	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
121.9	182.9	121.9	179.4	152.4	193.7	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
22.86	198.1	132.1	194.3	182.9	230.2	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
182.9	213.4	142.2	209.2	213.4	266.7	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
213.4	228.6	152.4	224.2	243.8	303.2	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
243.8	243.8	162.6	239.1	274.3	339.7	91.44	60.96	91.44	7.62	22.86	5.08	7.62
304.8	435.2	182.9	426.7	365.8	475.6	121.9	91.44	182.9	15.24	34.29	30.48	22.86
365.8	497.3	203.2	487.7	447	560.7	152.4	91.44	243.8	15.24	34.29	30.48	22.86

Tomado de Azevedo, J. y Acosta G., 1976, p. 472.

### 3.4.16 Clarificador primario rectangular

Para este proyecto se diseñó un clarificador primario de tipo rectangular, cuyos valores para dimensionar la geometría del tanque se extrajeron de la norma alemana DIN19551, donde se estipula en la tabla 1, del apartado 4 las dimensiones estándar de un clarificador primario rectangular como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 7.

*Dimensiones para clarificadores rectangulares con raspadores de blindaje según el ancho del tanque*

<b>b<sub>1</sub></b>	<b>b<sub>2</sub></b>	<b>b<sub>3</sub></b>	<b>b<sub>4</sub></b>	<b>c<sub>1</sub> min</b>	<b>c<sub>2</sub> min</b>	<b>e</b>	<b>f</b>
4	3.3	1.6	0.45	0.25	0.7	3	0.4 0.6 0.8 1 1.2
5	4.3	2.1	0.7				
6	5.3	2.6	0.95				
7	6.3	3.1	1.2				
8	7.3	3.6	1.45				
10	9.3	2.6	1.45	0.3	0.9	4	
12	11.3	3.6	1.45				
14	13.3	3.1	1.2				
16	15.3	3.6	1.45				

Tomado de DIN 19551-1, 2002.

Adicionalmente, del capítulo X de la NEC se obtiene un valor recomendado para carga superficial de entre 30 y 60 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*día, de forma que las fórmulas para su diseño se indican a continuación:

#### Área superficial del clarificador

(Ecuación 33)

$$Asc = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{q_a}$$

Donde:

Asc= Área superficial del clarificador primario (m<sup>2</sup>)

Q<sub>ww,h,max,pM</sub>= Caudal máximo horario (m<sup>3</sup>/s)

$q_a$ = Carga superficial ( $m^3/m^2 \cdot h$ )

### Ancho y profundidad del clarificador

El ancho del clarificador primario se tomó de la Tabla 7 de dimensiones para clarificadores rectangulares de la norma DIN 19551 (2002), en donde se estipula que el ancho de estas estructuras pueden ser de 4 m hasta 16 m, de acuerdo al caudal que se requiera receptor.

En cuanto a la profundidad del clarificador primario se siguió la recomendación típica de la norma C.E.C. (2000), siendo esta medida de 3 m.

### Área superficial efectiva del clarificador

(Ecuación 34)

$$Asce = b * L$$

Donde:

$Asce$ = Área superficial efectiva del clarificador primario ( $m^2$ )

$L$ = Longitud del clarificador primario ( $m^3/m^2 \cdot h$ )

### Volumen del clarificador

(Ecuación 35)

$$V = b * L * H$$

Donde:

$V$ = Volumen del clarificador primario ( $m^3$ )

### Tiempo de residencia a caudal medio y caudal pico

(Ecuación 36)

$$\Theta = \frac{V}{Q_{DW, aM}}; \Theta_{Q_{ww, h, max, pM}} = \frac{V}{Q_{ww, h, max, pM}}$$

Donde:

$\Theta$  = Tiempo de residencia a caudal medio (h)

$Q_{DW,aM}$  = Caudal medio de diseño ( $m^3/s$ )

$\Theta_{Q_{ww,h,max,pM}}$  = Tiempo de residencia a caudal pico (h)

$Q_{ww,h,max,pM}$  = Caudal máximo horario ( $m^3/s$ )

### Comprobación de la Carga superficial a caudal pico

(Ecuación 37)

$$qa_{Q_{ww,h,max,pM}} = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{Asc}$$

Donde:

$qa_{Q_{ww,h,max,pM}}$  = Carga superficial a caudal pico ( $m^3/m^2 \cdot h$ )

### Velocidad de arrastre

(Ecuación 38)

$$V_H = \left( \frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

$V_H$  = Velocidad de arrastre (m/s)

$K$  = Constante de cohesión

$s$  = Peso específico de las partículas

$g$  = constante de gravedad ( $m/s^2$ )

$d$  = Diámetro de las partículas (m)

$f$  = Factor de fricción Darcy-Weisbach

### Velocidad horizontal

(Ecuación 39)

$$V_h = \frac{Q_{DW,aM}}{Asce}$$

Donde:

$V_h$  = Velocidad horizontal (m/s)

$Asce$  = Área superficial efectiva del clarificador primario ( $m^2$ )

Cabe mencionar que, la funcionalidad de un clarificador primario se centra en la remoción de sólidos suspendidos totales y un pequeño porcentaje de la demanda biológica de oxígeno, por tal motivo se determinó la eficiencia de remoción de dichos parámetros, de forma que se obtiene la cantidad de carga orgánica del flujo de agua residual luego de pasar por el clarificador primario. Para ello, se tomó como base las constantes que se indican a continuación:

Tabla 8.

*Constantes de remoción para SST y DBO<sub>5</sub>*

<b>PARÁMETROS</b>	<b>a</b>	<b>b</b>
SST	0.0075	0.014
DBO <sub>5</sub>	0.018	0.02

Adaptado de Metcalf y Eddy, 2014

### **Eficiencia de remoción de los parámetros SST y DBO<sub>5</sub>**

(Ecuación 40)

$$\text{Eficiencia de remoción} = \frac{t}{a + bt}$$

Donde:

t= Tiempo de residencia (h)

a, b= Constantes de remoción para SST y DBO<sub>5</sub>

### **Concentración de SST y DBO<sub>5</sub> en el flujo de salida del clarificador primario**

(Ecuación 41)

$$SST_{EFF} = SST_{IN} * (1 - EF_{SST})$$

$$DBO_{5\,EFF} = DBO_{5\,IN} * (1 - EF_{DBO})$$

Donde:

SST<sub>EFF</sub>, DBO<sub>5</sub><sub>EFF</sub>= Concentración de SST, DBO<sub>5</sub> en el efluente del clarificador primario (mg/L)

$SST_{IN}$ ,  $DBO_{5 IN}$  = Concentración de SST,  $DBO_5$  en el afluente del clarificador primario (mg/L)

### 3.4.17 Filtro Percolador

Para remover la cantidad de carga orgánica del flujo de agua residual se decidió implementar un filtro percolador, mismo que se diseña a partir del resultado de la concentración diaria de  $DBO_5$  con la que el flujo de agua residual sale del clarificador primario. Las dimensiones del filtro percolador se determinaron cumpliendo los requerimientos y ecuaciones planteadas por la norma alemana ATV-DVWK-A 281E. Adicionalmente, para determinar los parámetros de dimensionamiento del filtro percolador, se debe extraer el resultado de la concentración de DBO en el efluente del clarificador primario y, además de los criterios de diseño que se indican en la siguiente tabla:

Tabla 9.

*Criterios de diseño para el dimensionamiento del filtro percolador*

Criterios de diseño	Símbolo	Unidad	Valor
Concentración diaria de DBO	$DBO_{cnc}$	kg/m <sup>3</sup>	0.14
Carga volumétrica de DBO en el filtro percolador	$Br, DBO$	kg/m <sup>3</sup> *d	0.30
Concentración media en el distribuidor con recirculación	$DBO, InB, FP$	kg/m <sup>3</sup>	0.14

Adaptado de ATV-DVWK-A 281E, 2001

#### 3.4.17.1 Carga diaria de $DBO_5$ en el caudal de ingreso

(Ecuación 42)

$$B_{d, DBO, InB} = Q_{DW, aM} * DBO_{cnc}$$

Donde:

$B_{d, DBO, InB}$  = Carga diaria de  $DBO_5$  en el caudal de ingreso (kg/d)

$Q_{DW, aM}$  = Caudal medio de diseño (m<sup>3</sup>/s)

$DBO_{cnc}$ = Concentración diaria de DBO diaria (kg/m<sup>3</sup>)

### Volumen del filtro percolador

(Ecuación 43)

$$V_{FP,C} = \frac{B_{d, DBO, InB}}{B_{r, DBO}}$$

Donde:

$V_{FP,C}$ = Volumen del filtro percolador (m<sup>3</sup>)

$B_{r, DBO}$ = Carga volumétrica de DBO en el filtro percolador (kg/m<sup>3</sup>\*d)

### Tasa de recirculación

(Ecuación 44)

$$RR_{DW} = \frac{DBO_{cnc}}{DBO_{InB,FP}}$$

Donde:

$RR_{DW}$ = Tasa de recirculación (m<sup>3</sup>)

$DBO_{InB,FP}$ = Concentración media en el distribuidor con recirculación

### Carga hidráulica máxima

(Ecuación 45)

$$Q_{FP} = Q_{DW, aM} * (1 + RR_{DW})$$

Donde:

$Q_{FP}$ = Carga hidráulica máxima (m<sup>3</sup>/s)

### Área superficial del filtro percolador

(Ecuación 46)

$$A_{FP} = \frac{V_{FP,C}}{h_{FP}}$$

Donde:

$A_{FP}$ = Área superficial del filtro percolador (m<sup>2</sup>)

$h_{FP}$ = Altura del filtro percolador (m)

### Tasa de carga superficial

(Ecuación 47)

$$Q_{A,FP} = \frac{Q_{DW,aM} * (1 + RR_{DW})}{A_{FP}}$$

Donde:

$Q_{A,FP}$ = Tasa de carga superficial ( $m^3/m^2*h$ )

### Diámetro del filtro percolador

(Ecuación 48)

$$D_{FP} = \sqrt{\frac{4 * A_{FP}}{\pi}}$$

Donde:

$D_{FP}$ = Diámetro del filtro percolador (m)

#### 3.4.18 Clarificador Secundario

En cumplimiento a la norma alemana ATV-DVWK-A 281E de filtros percoladores es necesario diseñar un clarificador secundario para decantar los lodos que se generan en el tratamiento biológico. Para el dimensionamiento del clarificador secundario de tipo rectangular se contemplan los lineamientos de la norma antes mencionada y, además para determinar las alturas de la capa de agua limpia, capa de transición y zona de amortiguamiento, y finalmente la capa de almacenamiento y limpieza se consideró las normas y ecuaciones estipuladas en la norma ATV-DWA 131 actualizada en el año 2016.

Para el diseño teórico del clarificador secundario se tomó como base los criterios y parámetros de las normas ATV-DVWK-A 281E y ATV-DWA 131, con el fin de lograr un dimensionamiento óptimo del tanque sedimentador.

Tabla 10.

*Criterios de diseño para el dimensionamiento del clarificador secundario*

<b>Criterios de diseño</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Tasa de Recirculación	RRm	-	0.75
Carga superficial	qA	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *h	0.8
Tiempo de espesamiento	tE	h	2
Índice de volumen del lodo	SVI	L/Kg	100
Capa de agua limpia	h1	m	0.5
Altura de seguridad	hs	m	0.4

**Caudal de ingreso al clarificador secundario**

(Ecuación 49)

$$Q_{SST} = Q_{DW,aM} * (1 + RR_M)$$

Donde:

Q<sub>SST</sub>= Caudal de ingreso al clarificador secundario (m<sup>3</sup>/h)Q<sub>DW,aM</sub>= Caudal medio de diseño (m<sup>3</sup>/s)RR<sub>m</sub>= Tasa de recirculación**Área del clarificador secundario**

(Ecuación 50)

$$A_{SST,nec} = \frac{Q_{SST}}{q_A}$$

Donde:

A<sub>SST,nec</sub>= Área del clarificador secundario (m<sup>2</sup>)q<sub>A</sub>= Carga superficial (m<sup>3</sup>/ m<sup>2</sup>\*h)**Volumen del clarificador secundario**

(Ecuación 51)

$$V_{SST} = A_{SST,nec} * h_{SST}$$

Donde:

V<sub>SST</sub>= Volumen del clarificador secundario (m<sup>3</sup>)h<sub>SST</sub>= Altura del clarificador secundario (m)

**Largo del clarificador secundario**

(Ecuación 52)

$$L_{SST} = \frac{A_{SST,nec}}{b_{SST}}$$

Donde:

L<sub>SST</sub>= Largo del clarificador secundario (m)b<sub>SST</sub>= Ancho del clarificador secundario (m)**Concentración de sólidos suspendidos en el fondo**

(Ecuación 53)

$$SS_{BS} = \frac{1000}{SVI} * \sqrt[3]{t_E}$$

Donde:

SS<sub>BS</sub>= Concentración de sólidos suspendidos en el fondo (kg/m<sup>3</sup>)

SVI= Índice de volumen del lodo (L/kg)

t<sub>e</sub>= Tiempo de espesamiento (h)

El dato de Índice de volumen del lodo se estimó de la tabla 4, apartado 6.2 de la norma ATV-DWA-A131 (2016), la cual se muestra a continuación:

Tabla 11.

*Valores orientativos para el Índice de lodos*

Objetivo de la Limpieza	ISV (l/kg) Influencia Comercial	
	Favorable	Desfavorable
Sin Nitrificación	100-150	120-180
Nitrificación (y desnitrificación)	100-150	120-180
Estabilización de lodos	75-120	100-150

Tomado de (ATV-DWA 131, 2016)

**Concentración de sólidos suspendidos del lodo de recirculación**

(Ecuación 54)

$$SS_{RS} = 0.8 * SS_{BS}$$

Donde:

SS<sub>RS</sub>= Concentración de sólidos suspendidos del lodo de recirculación (kg/m<sup>3</sup>)**Concentración de sólidos en el efluente del tratamiento biológico**

(Ecuación 55)

$$SS_{BB} = \frac{RR_M * SS_{RS}}{(1 + RR_M)}$$

Donde:

SS<sub>BB</sub>= Concentración de sólidos en el efluente del tratamiento biológico (kg/m<sup>3</sup>)RR<sub>m</sub>= Tasa de recirculación**Tasa de exceso del lodo**

(Ecuación 56)

$$q_{SV} = RR_M * SVI * SS_{BB}$$

Donde:

q<sub>SV</sub>= Tasa de exceso del lodo (L/m<sup>2</sup>\*h)**Volumen de lodos comparativo**

(Ecuación 57)

$$VSV = \frac{q_{SV}}{q_A}$$

Donde:

VSV= Volumen de lodos comparativo (L/m<sup>3</sup>)q<sub>a</sub>= Carga superficial (m<sup>3</sup>/ m<sup>2</sup>\*h)**Tiempo de retención hidráulica**

(Ecuación 58)

$$t_{SST} = \frac{V_{SST}}{Q_{SST}}$$

Donde:

$t_{SST}$ = Tiempo de retención hidráulica (h)

### Capa de transición y zona de amortiguamiento

(Ecuación 59)

$$h_{23} = q_A(1 + RR_M) \left[ \frac{500}{1000 - VSV} + \frac{VSV}{1100} \right]$$

Donde:

$h_{23}$ = Capa de transición y zona de amortiguamiento (m)

### Capa de almacenamiento y limpieza

(Ecuación 60)

$$h_4 = \frac{SS_{BB} * q_A * (1 + RR_M) * t_E}{SS_{BS}}$$

Donde:

$h_4$ = Capa de almacenamiento y limpieza (m)

### Profundidad total del clarificador secundario

(Ecuación 61)

$$h_t = h_1 + h_{23} + h_4 + h_s$$

Donde:

$h_t$ = Profundidad total del clarificador secundario (m)

$h_s$ = Profundidad de seguridad (0.4) (m)

## 4 RESULTADOS

### 4.1 Descripción de la población y caudales de diseño

Se determinó una población actual de 2816 habitantes, a partir de la multiplicación del área de influencia residencial de 6.47 km<sup>2</sup> por la densidad poblacional de Tulcán

de 435.34 hab/km<sup>2</sup>. Con el dato de población actual se obtuvo el resultado de la población futura, la cual es de 3560 habitantes al final de un período de diseño de 20 años.

De acuerdo a la población futura de aporte y el clima frío de la ciudad de Tulcán se asume una Dotación per cápita de agua de 150 L/hab\*día, mismo valor que se utilizó para definir el caudal de agua residual de 6.18 L/s que ingresa a la planta de tratamiento. Adicionalmente, se determinó el caudal de infiltración realizando mediciones en horas de la madrugada como se estipula en la norma alemana ATV-DWK-A 198E, lográndose aforar una infiltración de 0.74 L/s. De esta manera, con los datos del caudal de agua residual y el caudal de infiltración, se procedió a obtener los resultados de los caudales máximo horario de 15.62 L/s y mínimo horario de 1.88 L/s. Dichos valores se indican en la siguiente tabla de resumen:

Tabla 12.

*Descripción de los caudales de diseño (Norma ATV-DVWK-A 198E)*

<b>Descripción Caudales</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Unidad</b>	<b>Valor</b>
Caudal máximo diario aforado	QDW, h, max	l/s	7.31
Caudal mínimo diario aforado	QDW, h, min	l/s	2.62
Caudal de infiltración	Qinf, pM	l/s	0.74
Caudal de agua residual	Qww, aM	l/s	6.18
Caudal medio de diseño	QDW, aM	l/s	6.92
Caudal máximo horario	QWW, h, max, pM	l/s	15.62
Caudal mínimo horario	Qww, h, min, pM	l/s	1.88

## **4.2 Diseño del canal de aproximación**

Se estimó el diseño hidráulico del canal de aproximación a partir del resultado del caudal máximo horario de 15.62 L/s de agua residual que ingresa a la planta de

tratamiento. Las dimensiones del canal se calcularon tomando como base una velocidad estimada de 0.45 m/s, con la cual se definió área transversal de 0.03 m<sup>2</sup> dando así una profundidad del conducto de 0.15 m y un ancho de 0.23 m. Con estos datos se procedió a determinar el radio hidráulico de 0.065 m y, posteriormente, la velocidad de Manning de 0.43 m/s, resultado que se determinó en base a un coeficiente de rugosidad de 0.012 para canales con paredes de hormigón y una pendiente estimada del 1%.

En este contexto, partiendo del dato de la velocidad de Manning y asumiendo un ancho del canal de 0.4 m por facilidades de limpieza. Se calculó la geometría del canal con un área teórica de 0.04 m<sup>2</sup> y una profundidad de 0.09 m, a la cual se le adiciono una altura de seguridad de 0.3 m, de forma que la profundidad total de la estructura es de 0.4 m. A continuación, se presenta la tabla con el resumen de resultados:

Tabla 13.

*Resumen de resultados del canal de aproximación*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Área del canal	A	m <sup>2</sup>	0.04
Ancho del canal estimado	b	m	0.40
Profundidad	p	m	0.09
Radio Hidráulico	R	m	0.06
Velocidad de Manning	V <sub>m</sub>	m/s	0.42
Velocidad	V	m/s	0.43
Altura de seguridad	h <sub>s</sub>	m	0.30
Profundidad de diseño	P <sub>d</sub>	m	0.40

#### 4.3 Diseño del sistema de rejillas

El sistema de rejillas a implementar en la PTAR está constituido por un conjunto de barras gruesas y barras finas de limpieza manual con una sección transversal de 0.03 m<sup>2</sup> y ubicadas a 1.52 m de distancia entre sí. Por otra parte, se calculó un total de 8 barras gruesas y 16 barras finas, donde se definió que al pasar el agua residual

entre las barras esta tendrá una velocidad horizontal de aproximadamente 0.25 m/s con una altura teórica de la lámina de agua de 0.091 m.

Tabla 14.

*Resumen de resultados de las rejillas gruesas*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Ancho de las barras	a	m	0.01
Espaciamiento entre barras	s	m	0.04
Número de barras	n	-	8
Ángulo de inclinación de las barras	-	°	45
Ancho del canal efectivo	be	m	0.30
Sección transversal	Asc	m <sup>2</sup>	0.03
Velocidad horizontal	Vh	m/s	0.25
Radio Hidráulico	R	m	0.06
Velocidad de Manning	Vm	m/s	0.39
Factor de forma de la barra	$\beta$	-	2.42
Pérdida de carga	$\Delta h$	cm	0.15
Altura lámina de agua	ha	m	0.09

Tabla 15.

*Resumen de resultados de las rejillas finas*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Ancho de las barras	a	m	0.01
Espaciamiento entre barras	s	m	0.02
Número de barras	n	-	16
Ángulo de inclinación de las barras	-	°	45
Ancho del canal efectivo	be	m	0.32
Sección transversal	Asc	m <sup>2</sup>	0.03
Velocidad horizontal	Vh	m/s	0.24
Radio Hidráulico	R	m	0.06
Velocidad de Manning	Vm	m/s	0.40
Factor de forma de la barra	$\beta$	-	2.42
Pérdida de carga	$\Delta h$	cm	0.09
Altura lámina de agua	ha	m	0.09

#### 4.4 Diseño del desarenador aireado

Para el diseño del desarenador aireado se utilizó como referencia los criterios y dimensiones estipulas en la norma almena DIN 19551, en la cual se menciona que la geometría de la cámara desarenadora debe ser la óptima para decantar partículas de arena iguales o mayores a 0.2 mm de diámetro con un tiempo de retención hidráulica de 10 minutos.

Por consiguiente, asumiendo un ancho de la cámara de 1.07 m y tomando como referencia las relaciones ancho: altura (0.8:1) y ancho: longitud (1:10), se determinó una altura de 1.34 m con una longitud de 10.70 m. Resultados con las cuales se calculó un área del desarenador de 0.88 m<sup>2</sup> y un volumen de 9.37 m<sup>3</sup>, lográndose con estas dimensiones retener el caudal de agua residual por el tiempo antes mencionado.

Tabla 16.

##### *Resumen de resultados del desarenador aireado*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Ancho de tolva	Wt	m	0.4
Profundidad de la tolva	Ht	m	0.3
Angulo de inclinación de la tolva	$\theta$	°	60
Ancho	b	m	1.07
Relación ancho:altura	-	-	0.8:1
Altura	H	m	1.34
Relación ancho:longitud	-	-	0.05
Longitud	L	m	10.7
Área del desarenador	A	m <sup>2</sup>	0.88
Volumen del desarenador	V	m <sup>3</sup>	9.37
Tiempo de retención hidráulica	TRH	min	10.00

#### 4.5 Diseño del clarificador primario

Acorde a los estándares y valores recomendados en la norma DIN 19551 para el diseño de clarificadores primarios, y tomando como base el dato de carga superficial

de  $1.67 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$  (CEC 2000), se estimó la geometría de un tanque rectangular de 4m de ancho por 9 m de largo y con una profundidad de 3 m capaz de receptor un caudal de  $24.9 \text{ m}^3/\text{h}$  y contener un volumen de  $108 \text{ m}^3$  en un tiempo de residencia de 4.33 horas.

Dentro del diseño hidráulico del clarificador se determinó, la velocidad que produciría el arrastre con un valor de  $0.067 \text{ m/s}$  y la velocidad horizontal del flujo de  $0.000192 \text{ m/s}$ . El cálculo de dichos parámetros es fundamental para establecer que no habrá re suspensión del material sedimentado cuando la velocidad horizontal es menor que la velocidad de arrastre.

Además, se decidió que el flujo de agua residual se conduzca del desarenador aireado al clarificador primario por medio de una tubería de PVC de 200 mm de diámetro y una longitud de 2.02 m, para la cual se estimó la pérdida de carga de  $0.000573 \text{ m}$  a través del método de Hazen-Williams.

Como parte del diseño del clarificador primario se determinó la eficiencia de remoción del  $\text{DBO}_5$  y SST obteniéndose un resultado de 38.46% y 70.59% respectivamente. Por tal motivo, la concentración teórica en el efluente del tanque es de  $209.32 \text{ mg/L}$  para  $\text{DBO}_5$  y de  $151.82 \text{ mg/L}$  para Sólidos Suspendidos Totales (SST).

Tabla 17.

*Resumen de resultados del clarificador primario*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Carga superficial	qa	$\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{h}$	1.67
Área superficial teórica del clarificador	Asc	$\text{m}^2$	33.67
Ancho del clarificador	b	m	4.00
Largo del clarificador	L	m	9.00
Profundidad del clarificador	H	m	3.00
Área superficial efectiva del clarificador	Asce	$\text{m}^2$	36.00

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Volumen del clarificador	V	m <sup>3</sup>	108.00
Tiempo de residencia	$\Theta$	h	4.33
Número de unidades		-	1
Carga superficial a caudal pico	qa QDW, aM	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *h	1.56
Tiempo de residencia a caudal pico	$\Theta$ QDW, aM	h	1.92
Constante de cohesión	k	-	0.05
Peso específico de las partículas	s	-	1.25
Gravedad	g	m/s <sup>2</sup>	9.80
Diámetro de las partículas	d	cm	0.01
Factor de ficción Darcy-Weisbach	f	-	0.02
Velocidad de arrastre		m/s	0.07
Velocidad horizontal	Vh	cm/s	0.01

#### 4.6 Diseño del filtro percolador

En vista de que la carga orgánica en el efluente del tratamiento primario no cumple con los límites permisibles de descarga, se propone el diseño de un filtro percolador con una altura estimada de 4.5 m y un diámetro de 10.86 m capaz de contener un volumen de 417.21 m<sup>3</sup>.

Se determinó que la conducción del flujo de agua residual desde el clarificador primario sea a través de una tubería de 200 mm de diámetro hacia los dos brazos de distribución del filtro percolador, los cuales rotan a 0.50 rev/min en estado operativo, y a 0.03 rev/min cuando se encuentre lavando el FP. Las guías para la tasa Spülkraft que se utilizaron son 10mm/paso para operación y 200mm/paso para lavado, y se obtuvieron de la tabla 2.12 del apartado 2.4.2 de la norma CONAGUA 34, pag. 70.

Los parámetros para el dimensionamiento de la geometría del filtro percolador se basaron en la concentración diaria de DBO de 0.21 kg/m<sup>3</sup>, a partir de la cual se

obtuvo los resultados de carga diaria de DBO en el afluente de 125.16 hg/día y de tasa de recirculación con un valor de 0.50. Además, se calculó la tasa de carga superficial lográndose un valor de 0.40 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*h necesaria para calcular un caudal de 15.4 L/s referente a la tasa de bombeo de recirculación.

Tabla 18.

*Resumen de resultados del filtro percolador*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Carga diaria de DBO en el caudal de entrada	Bd, DBO, InB	kg/d	125.16
Volumen del Filtro Percolador	VFP, C	m <sup>3</sup>	417.21
Tasa de recirculación	RRDW	-	0.50
Carga hidráulica máxima	QFP	m <sup>3</sup> /s	0.01
Altura del filtro percolador	hFP	m	4.5
Área superficial del filtro percolador	AFP	m <sup>2</sup>	92.71
Tasa de carga superficial	QA,FP	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *h	0.40
Diámetro del filtro percolador	DFP	m	10.86
Radio del filtro percolador	rFP	m	5.43

#### 4.7 Diseño del clarificador secundario

Por consiguiente, a la propuesta de implantación del tratamiento biológico se realiza el diseño del tanque decantador secundario de tipo rectangular, tomando como base los valores y criterios de diseño estipulados anteriormente en la tabla 9, con el fin de sedimentar el material percolado y extraer los lodos activados que se generan en el FP.

La geometría del clarificador secundario se dimensionó partiendo de la obtención del caudal de ingreso al clarificador secundario de 43.6,0 m<sup>3</sup>/h y del valor de la carga superficial de 0.80 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>\*h, criterios con los cuales se calculó un área superficial del tanque de 54.50 m<sup>2</sup>. No obstante, se estimó un ancho de la estructura de 4 m y un largo calculado de 13.63 m.

Por otra parte, para determinar la altura total del clarificador secundario es necesario tomar en cuenta la altura de varias capas que se producen en el interior de la cámara, las cuales se establecen de acuerdo a la cantidad de material sedimentable presente en el mismo. Por esta razón, se calculó al inicio el valor teórico de  $12.60 \text{ kg/m}^3$  para la concentración de sólidos suspendidos en el fondo, segundo el resultado de  $10.08 \text{ kg/m}^3$  para el caso de la concentración de sólidos suspendidos del lodo de recirculación, y finalmente un valor de  $4.32 \text{ kg/m}^3$  para la concentración de sólidos en el efluente del tratamiento biológico.

Basándose en los resultados de la concentración de sólidos se logró determinar que la capa de almacenamiento y limpieza; y, la capa de transición y zona de amortiguamiento tienen una altura teórica de 0.96 m y 1.69 m respectivamente. Adicionalmente, tomando en cuenta los fundamentos de la norma alemana ATV-DWA-A 131, se estima una capa de agua limpia de 0.5 m y una altura de seguridad de 0.4 m que, en consecuencia, sumándose las cuatro capas mencionadas dan como resultado una altura total de 3.6 m.

La altura total antes mencionada se usó para determinar los criterios hidráulicos como el volumen del clarificador secundario de  $196.20 \text{ m}^3$  y seguidamente el valor del tiempo de retención del agua, siendo este valor de 4.50 horas, cumpliendo de esta manera con la norma alemana que menciona un tiempo de alrededor de 4 horas. Finalmente, basándose en la misma norma, se estimó un índice de volumen de lodo de  $100 \text{ L/kg}$ , dato con el cual se calculó que el clarificador secundario es capaz de soportar una tasa de exceso de lodo  $323.98 \text{ L/m}^2/\text{h}$ .

Tabla 19.

*Resumen de resultados del clarificador secundario*

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Caudal de ingreso al clarificador secundario	QSST	$\text{m}^3/\text{h}$	43.60
Área del clarificador secundario	ASST,nec	$\text{m}^2$	54.50

Variable	Símbolo	Unidad	Valor
Profundidad del clarificador secundario	hSST	m	3.60
Volumen del clarificador secundario	VSST	m <sup>3</sup>	196.20
Ancho del clarificador secundario	bSST	m	4.00
Largo del clarificador secundario	LSST	m	13.63
Concentración de sólidos suspendidos en el fondo	SSBS	Kg/m <sup>3</sup>	12.60
Concentración de sólidos suspendidos del lodo de recirculación	SSRS	Kg/m <sup>3</sup>	10.08
Concentración de sólidos en el efluente del tratamiento biológico	SSBB	kg/m <sup>3</sup>	4.32
Tasa de exceso del lodo	qSV	L/m <sup>2</sup> *h	323.98
Volumen de lodos comparativo	VSV	L/m <sup>3</sup>	404.97
Tiempo de retención hidráulica	tSST	h	4.50
Capa de agua limpia	h1	m	0.50
Capa de transición y zona de amortiguamiento	h23	m	1.69
Capa de almacenamiento y limpieza	h4	m	0.96
Altura de seguridad	hs	m	0.40
Profundidad total del clarificador secundario	ht	m	3.55

## 5 DISCUSIÓN

Una vez realizado el análisis de los resultados de la caracterización del agua residual en el afluente y efluente de la actual estación depuradora, se define que la eficiencia de tratabilidad de dicho sistema no remueve la cantidad de carga contaminante del flujo de agua residual necesaria para cumplir con los límites máximos permisibles de descarga a un cuerpo de agua, debido a que en gran parte

el diseño estructural del sistema de tratamiento no sigue los estándares y criterios estipulados en las normas nacional e internacional.

En base a los planos estructurales de la actual PTAR “Vivienda Popular” entregados por la EPMAPA-T, se logró constatar que dicha planta se diseñó para realizar tratamientos preliminares y de sedimentación primario ya que consta de una cámara de rejillas, seguida por dos unidades de fosas sépticas, las cuáles se diseñaron originalmente para tratar el agua residual de un aporte aproximado de 2000 habitantes. En este contexto, la Normativa General de Instalaciones Públicas y Domiciliarias de Chile explica que una fosa séptica es un sistema de tratamiento de aguas residuales para poblaciones rurales de alrededor de 500 habitantes y que carecen de redes públicas de alcantarillado.

Uno de los principales problemas que se denotó en la actual PTAR, es la falta de eliminación y recirculación de los lodos, debido a que las dos fosas sépticas están enterradas y no cuentan con un mecanismo para eliminar el lodo acumulado, lo que aumenta la concentración de materia orgánica en el efluente de agua residual.

Con la realización de las campañas de muestreo in-situ y la toma de muestras para su análisis en laboratorio, se pudo observar que la estructura de entrada se encuentra cubierta y por ende las rejillas que se localizan en la misma no reciben la limpieza adecuada, por lo que la basura y sólidos de gran tamaño permanecen sobre las barras obstruyendo de esta manera la normal circulación del caudal y disminuyendo su velocidad por muy debajo de lo permitido en la norma CEC (2000).

Por tal razón, se plantea la implantación de un canal de aproximación abierto para facilitar la limpieza manual de las rejillas, además se propone el diseño previamente calculado de un sistema de rejas gruesas para retener los desechos sólidos de gran tamaño y un sistema de rejas finas para remover desechos de menor tamaño que no son retenidos en las barras gruesas, como por ejemplo los plásticos, papel, entre otros.

Independientemente de los desechos sólidos, en el área de influencia de la ciudad de Tulcán existen calles aún en construcción y veredas de tierra, por lo que generalmente las partículas de arena y tierra ingresan al sistema de alcantarillado combinado y circulan hacia la planta de tratamiento.

Según estudios realizados por el CEPIS y la Universidad Peruana Unión, en una PTAR es primordial la remoción de partículas de arena y minerales finos debido a que estos producen el fenómeno de la abrasión, que implica corroer y desgastar el normal funcionamiento de los tanques, equipos y bombas (CEPIS, 2005) (UPeU, 2005). Por tal motivo, es imperiosa la implantación de una cámara de desarenado para la propuesta de optimización del sistema de tratamiento de aguas residuales.

Además, se pudo constatar que la actual obra de tratamiento de aguas residuales no posee un medio que facilite la medición y el registro diario del gasto de agua residual que ingresa a la PTAR Vivienda Popular. De allí, nace la necesidad de proponer la instalación de una canaleta Parshall con una garganta debidamente seleccionada para medir un caudal de entre 2.5 y 7.5 l/s, dichos valores se registraron en las campañas de aforo que se realizó en la descarga del alcantarillado.

En el análisis de laboratorio sobre la caracterización del agua residual tomado en el afluente y efluente de la actual fosa séptica, se logró denotar que a las 9:00 am el parámetro sólidos suspendidos totales (SST) ingresa con un valor de 257 mg/L y al pasar por la obra de tratamiento está sale con un resultado de 21 2mg/L, por lo que se establece que dicho tratamiento tiene una eficiencia de remoción del 19%, por lo tanto, se consideró el diseño de un clarificador primario que tenga la capacidad de sedimentar y remover hasta un 65% de la concentración de SST, además de un aproximado del 41% de la concentración de DBO<sub>5</sub>.

De acuerdo a la caracterización del agua residual se pudo constatar que el flujo de descarga posee una concentración de  $\text{DBO}_5$  con fluctuaciones en horas de la mañana que varían desde 262.5 mg/L a las 8:00am, 237 mg/L a las 9:00am y 280.5 mg/L a las 10:30am y finalmente en horas de la tarde se tuvo 406.5 mg/L a las 13:15pm y 310 mg/L a las 17:00pm.

Para ello, se definió la implantación de un tratamiento biológico a través del diseño hidráulico de un Filtro Percolador (FP), en primera instancia porque la demanda de energía requerida es menor al proceso de lodos activados, ya que no requiere de equipos mecánicos para la aireación.

Otro de los motivos, según lo explica Ramalho (1996), es más económica la aplicación de un FP, para remoción de  $\text{DBO}_5$  con una eficiencia aproximada del 60%, particularmente en áreas de influencia con pequeños caudales de agua residual como la de los barrios Vivienda Popular y Divino Niño que sirven de aporte a la planta de tratamiento propuesta. Sin embargo, es posible aumentar la eficiencia del Filtro Percolador a un 90% siempre y cuando se utilice materiales de relleno que tenga una mayor superficie de contacto como los filtros biológicos prefabricados de plástico.

Por último, es indispensable la implantación de un clarificador secundario, en este caso de tipo rectangular, de forma que esta operación sedimente los lodos activados generados en el filtro biológico por efecto de la degradación microbiana.

Cabe mencionar, que parte del fango sedimentado es recirculado nuevamente hacia el efluente del filtro percolador con el propósito de sostener un nivel óptimo para la actividad microbiana. El resto del agua que ha recibido el tratamiento adecuado constituye el efluente del clarificador secundario y por ende el de la planta de tratamiento de aguas residuales, ya que cumple con los límites máximos permisibles de descarga a un cuerpo de agua dulce, específicamente al río Bobo.

## 6 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1 Conclusiones

Durante la campaña de aforo de las aguas residuales se determinó que no existe ningún ingreso de aguas ilícitas al alcantarillado combinado, verificado a través del cálculo teórico de los caudales de diseño, en los cuales se obtuvo valores similares a los medidos en la entrada del actual sistema de tratamiento.

El muestreo con alícuotas para determinar la caracterización del agua residual en el afluente y efluente de la fosa séptica que funciona actualmente determinó que en horas pico (de 7:00am a 9:00am y 12:00pm a 14:00pm), el efluente vertido al río Bobo no cumple los límites máximos permisibles en lo que se refiere a la Demanda Biológica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Sólidos Suspendidos Totales (SST) y Coliformes Fecales; por lo que la planta recibió un total de 237 mg/L de DBO<sub>5</sub> y trató 191.4 mg/L, lográndose definir de esta manera un grado de depuración de la fosa séptica aproximado del 19%, lo que significa que la planta de tratamiento no cumple con el límite máximo permisible de 100 mg/L para la DBO<sub>5</sub> establecido por el Acuerdo Ministerial 061.

Las muestras de caracterización de agua residual tomadas en la descarga del alcantarillado combinado presentan altas concentración en los parámetros de DBO, DQO y SST, por lo tanto, se ve necesaria la implantación de una planta de tratamiento que contemple la remoción de arenas, sólidos suspendidos y que sea capaz de degradar la materia orgánica, cosa que no está sucediendo con la actual PTAR. De manera que es preciso el diseño de procesos de un tratamiento preliminar, primario y biológico como son las unidades de: cribado, desarenador aireado, clarificador primario, filtro percolador y sedimentador secundario.

Se realizó la configuración del área topográfica destinada para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales, es decir se ubicó cada una de las

unidades de tratamiento en base a la elevación del terreno. Cabe mencionar, que el flujo se va a conducir a través de las operaciones de tratamiento por medio de tuberías, cuya fuerza impulsora será la gravedad gracias a que las estructuras se implantarán a desnivel, lo que optimizará los costos de operación de la PTAR propuesta al no utilizar sistemas de bombeo.

Se propuso el diseño hidráulico de una planta de tratamiento de aguas residuales capaz de optimizar la operación de la actual PTAR “Vivienda Popular”, con la cual se atenderá el aporte de la población futura, disminuyendo la carga contaminante hasta cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en la norma nacional vigente del Acuerdo Ministerial 061.

## **6.2 Recomendaciones**

Se recomienda realizar un estudio estructural de la fosa séptica que actualmente trata las aguas residuales de los barrios Vivienda Popular y Divino Niño, para evaluar si el tanque se lo puede utilizar como un tratamiento de sedimentación primario a través de modificaciones en su diseño original.

En base a la norma alemana ATV-DVWK-A 198E, se recomienda efectuar las campañas de medición de caudales y caracterización del agua residual durante el transcurso de 1 año, para tener datos más concretos de forma que no se realice dimensionamientos innecesarios de la geometría de las unidades de tratamiento, y así elaborar un diseño más económico y beneficioso para el GAD Municipal.

Para la implantación de la planta de tratamiento se recomienda realizar estudios de diseño estructural y de mecánica de suelos para evitar que los procesos de tratamiento sufran agrietamiento u averías por la mala compactación del terreno, y además determinar el área exacta que va a ocupar la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Vivienda Popular.

## REFERENCIAS

- ATV-DVWK. (2001). *STANDARD ATV-DVWK-A 281E*. Dimensioning of Trickling filters and Rotating Biological Contactors. Germany.
- ATV-DVWK. (2003). *STANDARD ATV-DVWK-A 198E*. Standardisation and Derivation of Dimensioning Values for Wastewater Facilities. Germany.
- Azevedo Netto, J. & Acosta Álvarez. (1976). *Manual de Hidráulica*. México: Harla
- Campos Gómez, I. (2000). *Saneamiento Ambiental*. Universidad Estatal a Distancia, San José, Costa Rica: EUNED. Recuperado el 20 de noviembre de 2018 de <https://books.google.com.ec/books?id=lsgrGBGIGeMC&printsec=frontcover&hl=es#v=onepage&q&f=false>
- CEC. (2000). *CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PARTE IX OBRAS SANITARIAS*. Cpe: Normas Para Estudio Y Diseño De Sistemas De Agua Potable Y Disposición De Aguas Residuales Para Poblaciones Mayores a 1000 Habitantes. Recuperado el 5 de noviembre de 2018 de [https://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma\\_urbana\\_para\\_estudios\\_y\\_disenos.pdf](https://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma_urbana_para_estudios_y_disenos.pdf)
- CEPIS. (1994). *Manual de Evaluación y Manejo de Sustancias Tóxicas en Aguas Superficiales*. Recuperado el 3 de diciembre de 2018 de <http://www.bvsde.paho.org/bvsaca/e/fulltext/resejec2/resejec2.html>
- Chattopadhyay, P. (2006). *Flowmeters and flow measurement*. New Delhi, India: Asian Books. Recuperado el 5 de diciembre de 2018 de <https://books.google.com.ec/books?id=0a0ChJoyaylC&printsec=frontcover&q=Flowmeters+and+flow+measurement&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwjeqOro9dLfAhXQm-AKHdhJA6cQ6AEIJzAA#v=onepage&q=Flowmeters%20and%20flow%20measurement&f=false>

CONAGUA. (s.f.). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 26 Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario. Ciudad de México. Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales. Recuperado el 8 de diciembre de 2018 de <http://aneas.com.mx/wp-content/uploads/2016/04/SGAPDS-1-15-Libro26.pdf>

CONAGUA. (s.f.). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Libro 46 Operación y Mantenimiento de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario. Ciudad de México. Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales. Recuperado el 13 de diciembre de 2018 de <http://mapasconagua.net/libros/SGAPDS-1-15-Libro46.pdf>

DIN 19551-1. (2002). *Wastewater treatment plants - Rectangular tanks - Part 1: Settlement tanks with sludge scraper, suction type sludge remover and chain scraper; Types, main dimensions, equipments*. German National Standard.

DWA-Regelwerk. (2016). *Arbeitsblatt DWA-A 131*. Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen. Deutschland.

EPA. (1977). Introducción a la Ley de Agua Limpia. Recuperado el 8 de diciembre de 2018 de [https://cfpub.epa.gov/watertrain/pdf/modules/Introduccion\\_a\\_la\\_Ley\\_de\\_Agua\\_Limpia.pdf](https://cfpub.epa.gov/watertrain/pdf/modules/Introduccion_a_la_Ley_de_Agua_Limpia.pdf)

Fernández, R. (2016). Pretratamientos / Aguas. Recuperado el 14 de diciembre de 2018 de [https://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:-fBAyCM31foJ:https://static.eoi.es/savia/documents/pretratamientos\\_magua\\_2016\\_rfd\\_rev0.pdf+&cd=13&hl=es&ct=clnk&gl=ec](https://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:-fBAyCM31foJ:https://static.eoi.es/savia/documents/pretratamientos_magua_2016_rfd_rev0.pdf+&cd=13&hl=es&ct=clnk&gl=ec)

Food and Agriculture Organization. (1997). Medición sobre el Terreno de la Erosión del Suelo y de la Escorrentía. Capítulo 4 – Caudal. Métodos volumétricos. Recuperado el 16 de diciembre de 2018 de <http://www.fao.org/docrep/T0848S/t0848s06.htm#cap%C3%ADtulo%20%20%20caudal>

- Fuentes Santos, A., & Aznar Jiménez, A. (2012). PROYECTO DE DISEÑO Y CÁLCULO DE LA OBRA DE LLEGADA Y PRETRATAMIENTO DE UNA EDARU. Recuperado el 14 de diciembre de 2018 de [https://e-archivo.uc3m.es/bitstream/handle/10016/14487/PFC\\_Alejandro\\_Fuentes\\_Santos.pdf?sequence=1](https://e-archivo.uc3m.es/bitstream/handle/10016/14487/PFC_Alejandro_Fuentes_Santos.pdf?sequence=1)
- Giesecke, J., & Mosonyi, E. (2005). *Sandfang*. In *Wasserkraftanlagen* (pp. 189–196). Berlin/Heidelberg: Springer-Verlag. Recuperado el 18 de diciembre de 2018 de [https://doi.org/10.1007/3-540-28561-X\\_7](https://doi.org/10.1007/3-540-28561-X_7)
- Grimaldo, J. (2006). Rejas en el Tratamiento de Aguas Residuales. Ingeniería Sanitaria, Revista Ambiental UNI, 5(9), 58-60. Recuperado el 11 de diciembre de 2018 de <http://www.bibliotecacentral.uni.edu.pe/pdfs/AMBIENTAL/5,2006/art009.pdf>
- Henry, J., Heinke, W. (1999). Ingeniería ambiental. México, D.F., México: Prentice Hall. Recuperado el 15 de diciembre de 2018 de [https://books.google.com.ec/books?id=ToQmAKnPpzIC&printsec=frontcover&dq=ingenieria+ambiental&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwi9\\_uCNmNPfAhVNnOAKHR6YC8UQ6AEIMzAC#v=onepage&q=ingenieria%20ambiental&f=false](https://books.google.com.ec/books?id=ToQmAKnPpzIC&printsec=frontcover&dq=ingenieria+ambiental&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwi9_uCNmNPfAhVNnOAKHR6YC8UQ6AEIMzAC#v=onepage&q=ingenieria%20ambiental&f=false)
- Henze, M., Loosdrecht, M. C. M. van, Ekama, G. A., & Brdjanovic, D. (2008). *Biological Wastewater Treatment: principles, modelling and design*. London: IWA Publishing. Recuperado el 17 de diciembre de 2018 de <https://books.google.com.ec/books?hl=es&lr=&id=41JButufnm8C&oi=fnd&pg=PA1&dq=Biological+Wastewater+Treatment&ots=nSF4k4AE3g&sig=qsDVKD oavbWQsQh2NasRvpGPUlc#v=onepage&q=Biological%20Wastewater%20Treatment&f=false>
- Judd, S. (2010). *The MBR book: principles and applications of membrane bioreactors for water and wastewater treatment*. Great Britain :Elsevier. Recuperado el 17 de diciembre de 2018 de <https://books.google.com.ec/books?hl=es&lr=&id=SYI2FAAM04kC&oi=fnd&pg=PP1&dq=The+MBR+book+:+principles+and+applications+of+membrane+bio>

reactors+for+water+and+wastewater+treatment&ots=HrThLghefW&sig=ot9lz8o33s2aokSCzL83TMf51F4#v=onepage&q=The%20MBR%20book%20%3A%20principles%20and%20applications%20of%20membrane%20bioreactors%20for%20water%20and%20wastewater%20treatment&f=false

Lozano-Rivas, W., & Bravo, G. (2015). Diseño de mezcladores rápidos. In *Potabilización del agua: Principios de diseño. control de procesos y laboratorio* (pp. 105-128). Bogotá, Colombia: Universidad Piloto. Recuperado el 13 de diciembre de 2018 de <http://www.jstor.org/stable/j.ctt1c3q113.11>

Manahan, S. E. (2007). Introducción a la química ambiental. Barcelona, España: Editorial Reverté. Recuperado el 18 de diciembre de 2018 de <https://books.google.com.ec/books?id=5NR8DIk1n68C&printsec=frontcover&q=Introduccion+a+la+quimica+ambiental&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwj5vXSI9LfAhWMmuAKHQTJBI4Q6AEIJzAA#v=onepage&q=Introduccion+a+la+quimica+ambiental&f=false>

Metcalf & Eddy, (1995). Ingeniería de Aguas Residuales. Tratamiento, vertido y reutilización. Ed. Mc. Graw-Hill

Ministerio del Ambiente del Ecuador. (2015). Acuerdo Ministerial 061, Reforma al Texto Unificado de Legislación Secundaria del Ministerio del Ambiente, libro VI- Anexo 1: NORMA DE CALIDAD AMBIENTAL Y DE DESCARGA DE EFLUENTES: RECURSO AGUA. Recuperado el 11 de diciembre de 2018 de <http://extwprlegs1.fao.org/docs/pdf/ecu112180.pdf>

Ministerio del Ambiente del Ecuador. (2017). Las descargas de aguas residuales son controladas por el Ministerio del Ambiente | Ministerio del Ambiente. Recuperado el 18 de diciembre de 2018 de <http://www.ambiente.gob.ec/las-descargas-de-aguas-residuales-son-controladas-por-el-ministerio-del-ambiente/>

Neuzil, P. (2006). *Clarifier Design. Nucleic Acids Research*. United States. (Vol. 34).

Openchannelflow. (s.f.). Parshall Flume Users Manual. Recuperado el 13 de diciembre de 2018 de

[https://www.openchannelflow.com/assets/uploads/documents/Parshall\\_Flume\\_Users\\_Manual.pdf](https://www.openchannelflow.com/assets/uploads/documents/Parshall_Flume_Users_Manual.pdf)

Ordoñez, L., Echarri, L. & Vera, A. (2007). Contaminación del agua. *Revista Biocenosis*, 20(1-2), 137-139.

Organización Mundial de la Salud. (2006). Guías para la calidad del agua. (Vol. 1). Tercera edición. Recuperado el 10 de diciembre de 2018 de [https://www.who.int/water\\_sanitation\\_health/dwq/gdwq3\\_es\\_full\\_lowres.pdf](https://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_full_lowres.pdf)

Organización Panamericana de la Salud. (1988). Guías para la calidad del agua potable: Control de la calidad del agua potable en sistemas de abastecimiento para pequeñas comunidades. Recuperado el 7 de diciembre de 2018 de <http://apps.who.int/iris/handle/10665/165549>

Organización Panamericana de la Salud. (2004). Proyecto regional Sistemas Integrados de Tratamiento y Uso de Aguas Residuales en América Latina: Realidad y Potencial. Recuperado el 9 de diciembre de 2018 de <http://www.bvsde.paho.org/bvsaar/e/proyecto/aguaresi/justifi.html>

Parshall, R. (1950). *Measuring Water in Irrigation Channels With Parshall Flumes and Small Weirs*. Washington, D.C., United States Department of Agriculture

Ramalho, R. S. (1996). Tratamiento de aguas residuales. Barcelona, España: Reverté. Recuperado el 26 de diciembre de 2018 de <https://books.google.com.ec/books?id=30etGjzPXyWC&printsec=frontcover&dq=tratamiento+de+aguas+residuales&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwjw2KWMjtPfAhXkkOAKHbeJDvUQ6AEIJzAA#v=onepage&q=tratamiento%20de%20aguas%20residuales&f=false>

Sans Fonfría, R. & Ribas, J. (1989). Ingeniería ambiental: contaminación y tratamientos. Barcelona, España: Marcombo. Recuperado el 12 de diciembre de 2018 de [https://books.google.com.ec/books?id=kumplOJs6T0C&printsec=frontcover&dq=ingenieria+ambiental&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwi9\\_uCNmNPfAhVNnOAKHR6YC8UQ6AEIJzAA#v=onepage&q=ingenieria%20ambiental&f=false](https://books.google.com.ec/books?id=kumplOJs6T0C&printsec=frontcover&dq=ingenieria+ambiental&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwi9_uCNmNPfAhVNnOAKHR6YC8UQ6AEIJzAA#v=onepage&q=ingenieria%20ambiental&f=false)

SENAGUA. (2015). Estrategia Nacional de Agua Potable y Saneamiento. Recuperado el 16 de diciembre de 2018 de <https://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/07/REVISTA-SENAGUA.compressed.pdf>

SENPLADES. (s.f.). La Planificación: UN INSTRUMENTO PARA CONSOLIDAR LA REGIONALIZACIÓN. Recuperado el 11 de diciembre de 2018 de <http://www.planificacion.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2012/08/La-Planificación.pdf>

# **ANEXOS**

## Anexo 1. Hoja de cálculo de los caudales de diseño (ATV-DVWK-A198E)

Caudales de diseño (ATV-DVWK-A198E)					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Caudal máximo diario aforado	QDW, h, max	l/s	7.31	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.2.5, pag. 18	
Caudal mínimo diario aforado	QDW, h, min	l/s	2.62	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.2.5, pag. 18	
Caudal de infiltración	Qinf, pM	l/s	0.74	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.2.4, pag. 18	
Caudal de agua residual	Qww, aM	l/s	6.18	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fórmula 9, pag. 20	$Q_{ww,aM} = \frac{P * W_{ww,d}}{86400}$
Caudal de aguas residual combinada	Qcomb	l/s	37.82	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.2.6, fórmula 8, pag. 20	$Q_{comb} = f_{ww,qcW} * Q_{ww,aM} + Q_{inf,pM}$
Caudal medio de diseño	QDW, aM	l/s	6.92	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fórmula 10, pag. 21	$Q_{DW,aM} = Q_{ww,aM} + Q_{inf,pM}$
Caudal máximo diario	QWW, max	l/s	15.62	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fórmula 11, pag. 21	$Q_{ww,max} = \frac{24 * Q_{ww,aM}}{X_{QmaxL}} + Q_{inf,pM}$
Caudal máximo horario	QWW, h, max, pM	l/s	15.62	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fórmula 11, pag. 21	$Q_{ww,h,max,pM} = \frac{24 * Q_{ww,aM}}{X_{QmaxL}} + Q_{inf,pM}$
Caudal máximo en promedio de dos horas	QWW, 2h, max	l/s	15.57	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fórmula 11, pag. 21	$Q_{ww,2h,max} = \frac{24 * Q_{ww,aM}}{X_{QmaxH}} + Q_{inf,pM}$
Caudal mínimo horario	Qww, h, min, pM	l/s	1.88	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.2.5, fórmula 6, pag. 19	$Q_{ww,h,min,pM} = Q_{ww,d,pM} * \left[ \frac{Q_{DW,h,min} - Q_{inf,pM}}{Q_{DW,d} - Q_{inf,pM}} \right]$
Factor Fww,wcomb	Fww,qcw	-	6.00	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.2.6, fig.1, pag. 20	
Divisor X Qmax	Xqmax L	h/d	9.97	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fig.2, pag. 21	
Divisor X Qmax	Xqmax H	h/d	10.00	Norma ATV-DVWK-A 198E, Apartado 4.2.3, fig.2, pag. 21	

## Anexo 2. Hoja de cálculo del canal de aproximación

Diseño del Canal de Aproximación					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Caudal medio de diseño	Q <sub>DW, aM</sub>	m <sup>3</sup> /s	0.0069		
Caudal máximo horario	Q <sub>WW, h, max, pM</sub>	m <sup>3</sup> /s	0.016		
Caudal mínimo	Q <sub>ww, h, min, pM</sub>	m <sup>3</sup> /s	0.002		
Velocidad asumida	v	m/s	0.45	CEC 2000. Parte 9-1:1992, 10ma parte, apartado 5.3.3.4	$A = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{V}$
Área	A	m <sup>2</sup>	0.03	CEC 2000	
Relación B:P	-	-	1,5:1		
Profundidad	p	m	0.15	CEC 2000	$P = \sqrt{\frac{A}{1.5}}$
Ancho del canal	b	m	0.23	CEC 2000	$b = 1.5 * P$
Coefficiente de rugosidad	n	-	0.012	Metcalf y Eddy, 1995	
Radio Hidráulico	R	m	0.065	CEC 2000	$R = \frac{A}{b + 2P}$
Pendiente	S	m	0.001		
Velocidad de Manning	V <sub>m</sub>	m/s	0.43	CEC 2000	$V_m = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$
Área del canal con la velocidad de Manning	A	m <sup>2</sup>	0.04	CEC 2000	$A = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{V}$
Ancho del canal estimado	b	m	0.40		
Profundidad	p	m	0.09		$p = \frac{A}{b}$
Radio Hidráulico	R	m	0.063	CEC 2000	$R = \frac{A}{b + 2p}$
Velocidad de Manning	V <sub>m</sub>	m/s	0.42	CEC 2000	$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$
Velocidad	V	m/s	0.43		$v = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{A}$
Altura de seguridad	h <sub>s</sub>	m	0.3		
Profundidad de diseño	P <sub>d</sub>	m	0.4		$P_d = P + h_s$

### Anexo 3. Hoja de cálculo de cribas gruesas

Diseño del sistema de Cribas Gruesas					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Área	A	m <sup>2</sup>	0.04		
Ancho de las barras	a	m	0.013	CEC2000	
Espaciamiento entre barras	s	m	0.04	CEC2000	
Número de barras	n	-	8		$n = \frac{b}{(a + s)}$
Ángulo de inclinación de las barras	-	°	45	CEC2000	
Ancho del canal efectivo	be	m	0.30		$be = b - (n * a)$
Sección transversal	Asc	m <sup>2</sup>	0.03		$A_{sc} = p * be$
Velocidad horizontal	Vh	m/s	0.25		$v = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{A_{sc}}$
Radio Hidráulico	R	m	0.057	CEC2000	$R = \frac{A_{sc}}{b + 2P}$
Velocidad de Manning	Vm	m/s	0.39	CEC2000	$Vm = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$
Factor de forma de la barra	β	-	2.42		
Pérdida de carga	Δh	m	0.0015		$\Delta h = \beta * \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha$
Altura lámina de agua	ha	m	0.091		$h_a = \frac{Asc}{be}$

#### Anexo 4. Hoja de cálculo de cribas finas

Diseño del sistema de Cribas Finas					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Área	A	m <sup>3</sup>	0.04		
Ancho de las barras	a	m	0.005	CEC2000	
Espaciamiento entre barras	s	m	0.02	CEC2000	
Número de barras	n	-	16		$n = \frac{b}{(a + s)}$
Ángulo de inclinación de las barras	-	°	45	CEC2000	
Ancho del canal efectivo	be	m	0.32		$be = b - (n * a)$
Sección transversal	Asc	m <sup>2</sup>	0.03		$A_{sc} = p * be$
Velocidad horizontal	Vh	m/s	0.24		$v = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{A_{sc}}$
Radio Hidráulico	R	m	0.058	CEC2000	$R = \frac{A}{b + 2P}$
Velocidad de Manning	Vm	m/s	0.40	CEC2000	$Vm = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$
Factor de forma de la barra	β	-	2.42		
Pérdida de carga	Δh	m	0.0009		$\Delta h = \beta * \left(\frac{e}{d}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} * \sin \alpha$
Altura lámina de agua	ha	m	0.091		$h_a = \frac{Asc}{be}$

## Anexo 5. Hoja de cálculo del desarenador aireado

Diseño del Desarenador					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Caudal máximo horario	$Q_{WW, h, max, pM}$	m <sup>3</sup> /h	56.226		
Gravedad	g	m <sup>2</sup> /s	9.81		
Densidad específica de la partícula	$\rho_p$	kg/m <sup>3</sup>	2650		
Densidad del agua	$\rho_a$	kg/m <sup>3</sup>	999.7		
Cantidad de arena en el agua		cm <sup>3</sup> /10 <sup>6</sup> n	15		
Viscosidad cinemática	$\nu$	m <sup>2</sup> /s	1.17		$\nu = 1.65 - 0.032 * T$
Viscosidad dinámica	$\mu$	kg/m*s	0.00131		
Diámetro de la partícula 1	d	m	0.0002		
Diámetro de la partícula 2	d	m	0.00025		
Diámetro de la partícula 3	d	m	0.0003		
Diámetro de la partícula 4	d	m	0.00035		
Diámetro de la partícula 5	d	m	0.0004		
Diámetro de la partícula 6	d	m	0.00045		
Velocidad horizontal	U	m/s	0.3	CEC 2000. Parte 9-1:1992, 10ma parte, apartado 5.3.5.3	
Velocidad de sedimentación	$V_s$	m/s	0.02		
Carga superficial	$q_A$	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *s	0.01	CEC 2000. Parte 9-1:1992, 10ma parte,	
Dimensiones del Desarenador Aireado					
Ancho de tolva	Wt	m	0.4	DIN 19551	
Profundidad de la tolva	Ht	m	0.3	DIN 19551	
Angulo de inclinación de la	$\theta$	°	60	DIN 19551	
Ancho	b	m	1.07		
Relación ancho:altura	-	-	0.8:1	DIN 19551	
Altura	H	m	1.34		$H = \frac{b}{0.8}$
Relación ancho:longitud	-	-	1:10	DIN 19551	$L = b * 10$
Longitud	L	m	10.70		
Área del desarenador	A	m <sup>2</sup>	0.88		$A = \frac{b * H}{2}$
Volumen del desarenador	V	m <sup>3</sup>	9.37		$V = L * A$
Tiempo de retención hidráulica	TRH	min	10.00	DIN 19551	$TRH = \frac{V}{Q_{WW, h, max, pM}}$

## Anexo 6. Hoja de cálculo del clarificador primario rectangular

Diseño del Clarificador primario rectangular					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Caudal medio de diseño	QDW, aM	m3/h	24.91		
Caudal pico	QWW, h, max, pM	m3/h	56.23		$V = b * L * H$
Carga superficial	qa	m3/m2*h	1.67	CEC 2000. Parte 9-1:1992, 10ma parte, apartado	
Área superficial teórica del clarificador	Asc	m2	33.67		$Asc = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{qa}$
Ancho del clarificador	b	m	4.00	DIN 19551	
Largo del clarificador	L	m	9.00	DIN 19551	
Profundidad del	H	m	3.00	DIN 19551	
Área superficial efectiva	Asce	m2	36.00	DIN 19551	$Asce = b * L$
Volumen del clarificador	V	m3	108.00		$V = b * L * H$
Tiempo de residencia	$\Theta$	h	4.33		$\Theta = \frac{V}{Q_{DW, aM}}$
Número de unidades		-	1		
Carga superficial a caudal	qa QDW, aM	m3/m2*h	1.56		$qa_{Q_{ww,h,max,pM}} = \frac{Q_{ww,h,max,pM}}{Asc}$
Tiempo de residencia a caudal pico	$\Theta$ QDW, aM	h	1.92		$\Theta_{Q_{ww,h,max,pM}} = \frac{V}{Q_{ww,h,max,pM}}$
Constante de cohesión	k	-	0.05		
Peso específico de las	s	-	1.25		
Gravedad	g	m/s2	9.8		
Diámetro de las partículas	d	m	0.0001		
Factor de ficción Darcy-	f	-	0.02		
Velocidad de arrastre	$V_H$	m/s	0.067		$V_H = \left( \frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{\frac{1}{2}}$
Velocidad horizontal	Vh	m/s	0.000192		$Vh = \frac{Q_{DW, aM}}{Asce}$

## Anexo 7. Hoja de cálculo del filtro percolador

Diseño del Filtro Percolador ATV DVWK-A 281E					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Caudal medio de	$Q_{DW, aM}$	m <sup>3</sup> /s	0.0069		
Caudal medio de	$Q_{DW, aM}$	m <sup>3</sup> /d	597.95		
Caudal pico	$Q_{WW, h, max, pM}$	m <sup>3</sup> /h	56.23		
Concentración diaria de DBO	$DBO_{cnc}$	kg/m <sup>3</sup>	0.21		
Carga volumétrica de DBO en el filtro percolador	$B_{r, DBO}$	kg/m <sup>3</sup> *d	0.3	ATV DVWK-A 281E, tabla 2. del apartado 5.2.4, pag. 16	
Concentración media en el distribuidor con recirculación	$DBO_{,InB, FP}$	kg/m <sup>3</sup>	0.14	ATV DVWK-A 281E, tabla 2. del apartado 5.2.4, pag. 16	
Carga diaria de DBO en el caudal de entrada	$B_{d, DBO, InB}$	kg/d	125.16		$B_{d, DBO, InB} = Q_{DW, aM} * DBO_{cnc}$
Volumen del Filtro Percolador	$V_{FP, C}$	m <sup>3</sup>	417.21	ATV DVWK-A 281E, apartado 5.2.1, fórmula 1, pag. 13	$V_{FP, C} = \frac{B_{d, DBO, InB}}{B_{r, DBO}}$
Tasa de recirculación	$RR_{DW}$	-	0.50	ATV DVWK-A 281E, apartado 5.2.1 literal c), pag. 13	$RR_{DW} = \frac{DBO_{cnc}}{DBO_{,InB, FP}}$
Carga hidráulica máxima	$Q_{FP}$	m <sup>3</sup> /s	0.01035	ATV DVWK-A 281E, apartado 5.2.1 literal d), pag. 13	$Q_{FP} = Q_{DW, aM} * (1 + RR_{DW})$

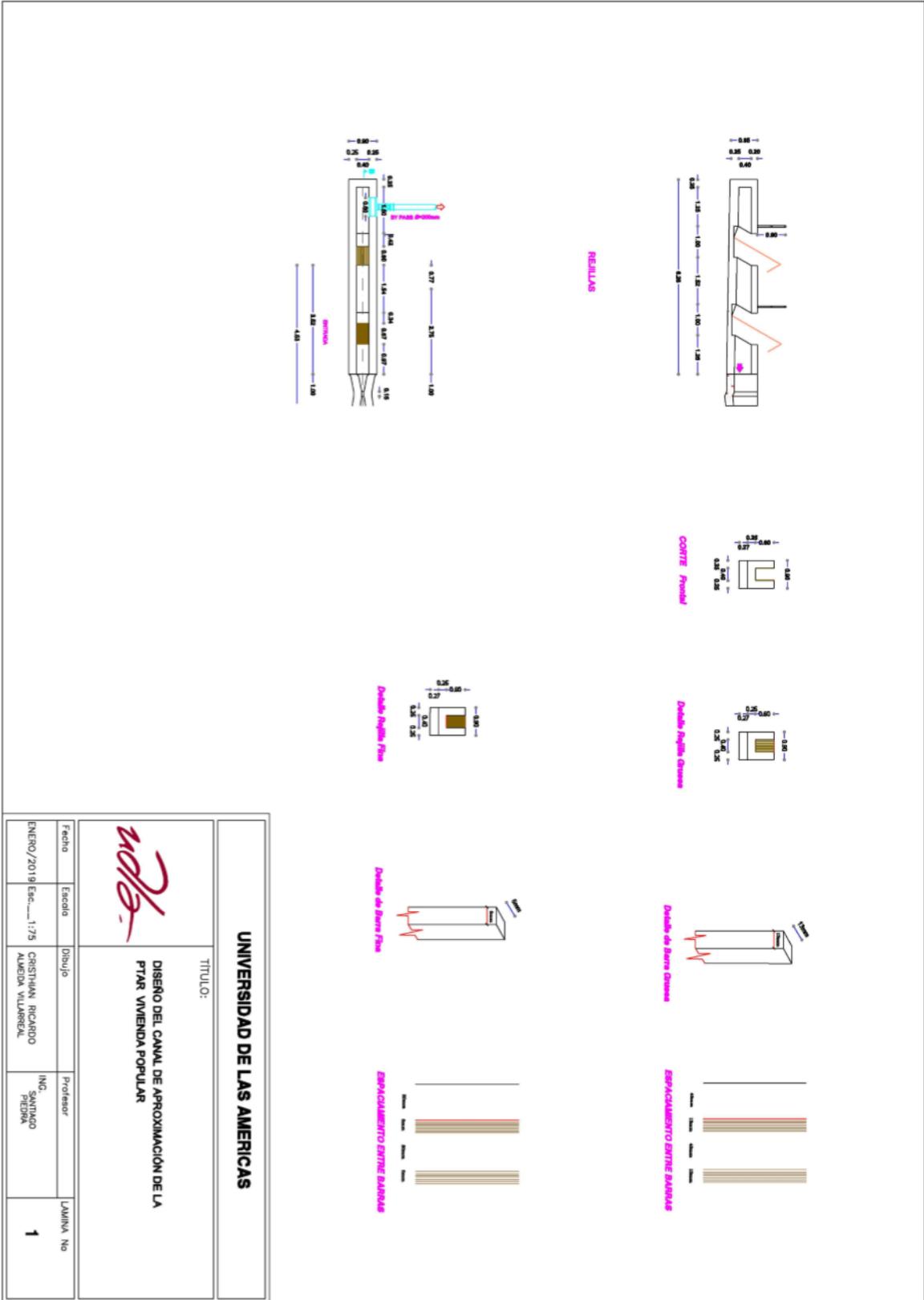
Altura del filtro percolador	h <sub>FP</sub>	m	4.5	ATV DVWK-A 281E, apartado 5.2.1, pag. 13	$A_{FP} = \frac{V_{FP,C}}{h_{FP}}$
Área superficial del filtro percolador	A <sub>FP</sub>	m <sup>2</sup>	92.71	ATV DVWK-A 281E, apartado 5.2.1, fórmula 5, pag. 13	
Tasa de carga superficial	Q <sub>A,FP</sub>	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> *h	0.40		$Q_{A,FP} = \frac{Q_{DW,aM} * (1 + RR_{DW})}{A_{FP}}$
Diámetro del filtro percolador	D <sub>FP</sub>	m	10.86		$D_{FP} = \sqrt{\frac{4 * A_{FP}}{D_{FP} \pi}}$
Radio del filtro percolador	r <sub>FP</sub>	m	5.43		$r_{FP} = \frac{D_{FP}}{2}$
Tasa de bombeo	q+q <sub>r</sub>	L/s	15.47		
Número de brazos	-	-	2		
Dosificación de operación de SK	DR	mm/paso	10		
Dosificación de lavado de SK	DR	mm/paso	200		
Velocidad de rotación	n	rev/min	0.50		
Velocidad de lavado	n <sub>l</sub>	rev/min	0.03		

## Anexo 8. Hoja de cálculo del clarificador secundario

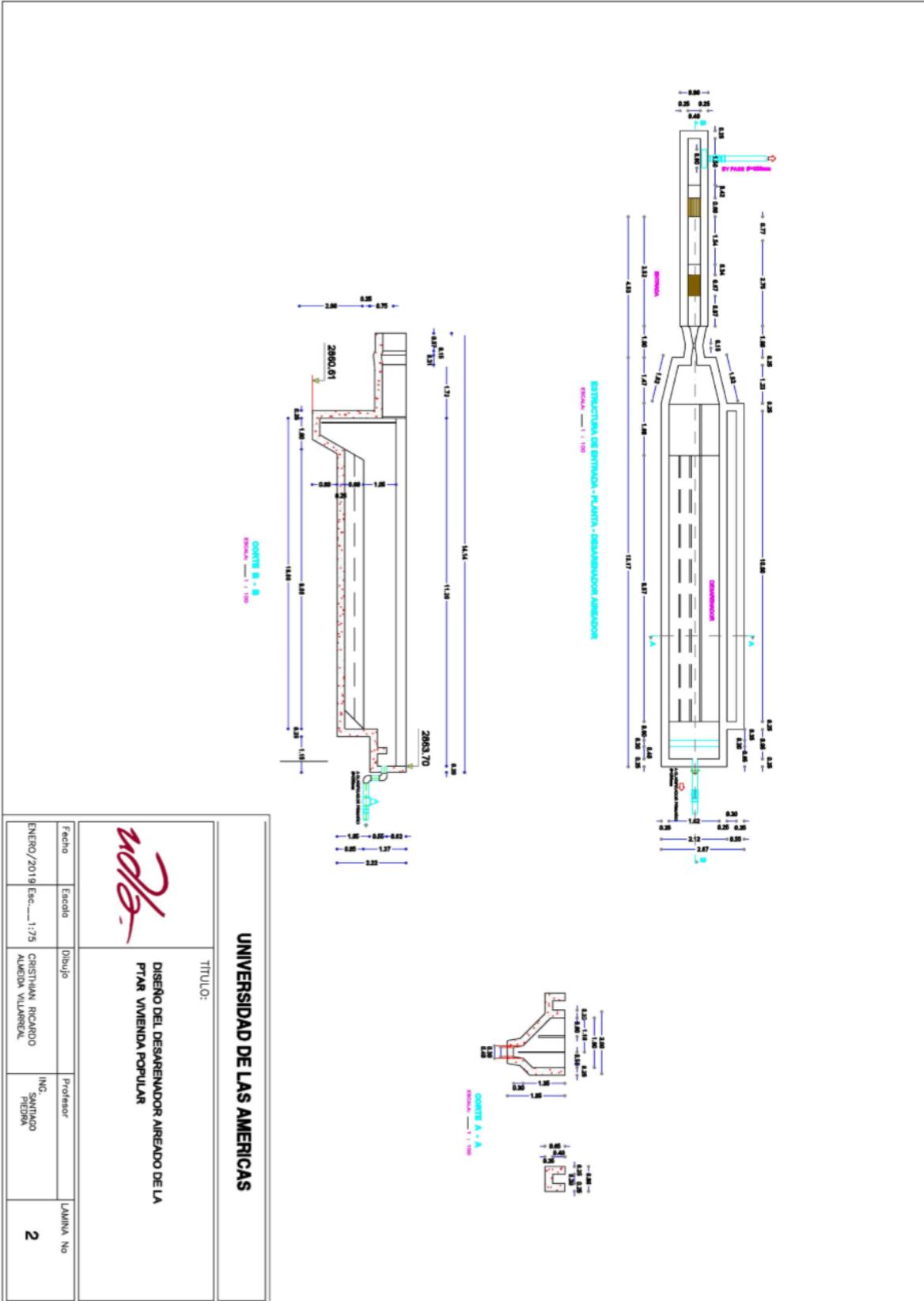
Diseño del Clarificador Secundario ATV DVWK-A 281E					
Descripción	Símbolo	Unidad	Valor	Referencia	Fórmula
Caudal medio de diseño	QDW, aM	m3/h	24.91		
Tasa de Recirculación	RR <sub>m</sub>	-	0.75	ATV DWA-A 131,	
Caudal de ingreso al clarificador secundario	Q <sub>SST</sub>	m3/h	43.60	ATV DVWK-A 281E, apartado 9.2, fórmula 11, pag. 21	$Q_{SST} = Q_{DW,aM} * (1 + RR_M)$
Carga superficial	q <sub>A</sub>	m3/m2*h	0.80	ATV DVWK-A 281E, apartado 9.2, pag. 21	$A_{SST,nec} = \frac{Q_{SST}}{q_A}$
Área del clarificador secundario	A <sub>SST,nec</sub>	m2	54.50	ATV DVWK-A 281E, apartado 9.2, fórmula 12, pag. 21	
Profundidad del clarificador secundario	h <sub>SST</sub>	m	3.60	ATV DVWK-A 281E, apartado 9.2, pag. 21	
Volumen del clarificador secundario	V <sub>SST</sub>	m3	196.20	ATV DVWK-A 281E, apartado 9.2, pag. 21	$V_{SST} = A_{SST,nec} * h_{SST}$
Ancho del clarificador secundario	b <sub>SST</sub>	m	4		
Largo del clarificador secundario	L <sub>SST</sub>	m	13.63		$L_{SST} = \frac{A_{SST,nec}}{b_{SST}}$
Tiempo de espesamiento	t <sub>E</sub>	h	2	ATV DWA-A 131, apartado	
Índice de volumen del	SVI	L/Kg	100	ATV DWA-A	
Concentración de sólidos suspendidos en el fondo	SS <sub>BS</sub>	Kg/m3	12.60	ATV DWA-A 131, apartado 6.3, fórmula 40, pag. 40	$SS_{BS} = \frac{1000}{SVI} * \sqrt[3]{t_E}$

Concentración de sólidos suspendidos del lodo de recirculación	SS <sub>RS</sub>	Kg/m <sup>3</sup>	10.08	ATV DWA-A 131, apartado 6.3, pag. 41	$SS_{RS} = 0.8 * SS_{BS}$
Concentración de sólidos en el efluente del tratamiento biológico	SS <sub>BB</sub>	kg/m <sup>3</sup>	4.32	ATV DWA-A 131, apartado 6.4, fórmula 41, pag. 41	$SS_{BB} = \frac{RR_M * SS_{RS}}{(1 + RR_M)}$
Tasa de exceso del lodo	q <sub>SV</sub>	L/m <sup>2</sup> *h	323.98	ATV DWA-A 131, apartado	$q_{SV} = RR_M * SVI * SS_{BB}$
Volumen de lodos comparativo	VSV	L/m <sup>3</sup>	404.97	ATV DWA-A 131, apartado 6.5, fórmula 42, pag. 42	$VSV = \frac{q_{SV}}{q_A}$
Tiempo de retención hidráulica	t <sub>SST</sub>	h	4.50	ATV DVWK-A 281E, apartado 9.2, fórmula 13, pag. 21	$t_{SST} = \frac{V_{SST}}{Q_{SST}}$
Capa de agua limpia	h <sub>1</sub>	m	0.5	ATV-DWA-A 131, apartado 6.7, pag. 44	
Capa de transición y zona de amortiguamiento	h <sub>23</sub>	m	1.69	ATV-DWA-A 131, apartado 6.7, fórmula 44, pag. 45	$h_{23} = q_A(1 + RR_M) \left[ \frac{500}{1000 - VSV} + \frac{VSV}{1100} \right]$
Capa de almacenamiento y	h <sub>4</sub>	m	0.96	ATV-DWA-A 131, apartado	$h_4 = \frac{SS_{BB} * q_A * (1 + RR_M) * t_E}{SS_{BS}}$
Altura de seguridad	h <sub>s</sub>	m	0.4		
Profundidad total del clarificador	h <sub>t</sub>	m	3.6	ATV-DWA-A 131, apartado	$h_t = h_1 + h_{23} + h_4 + h_s$

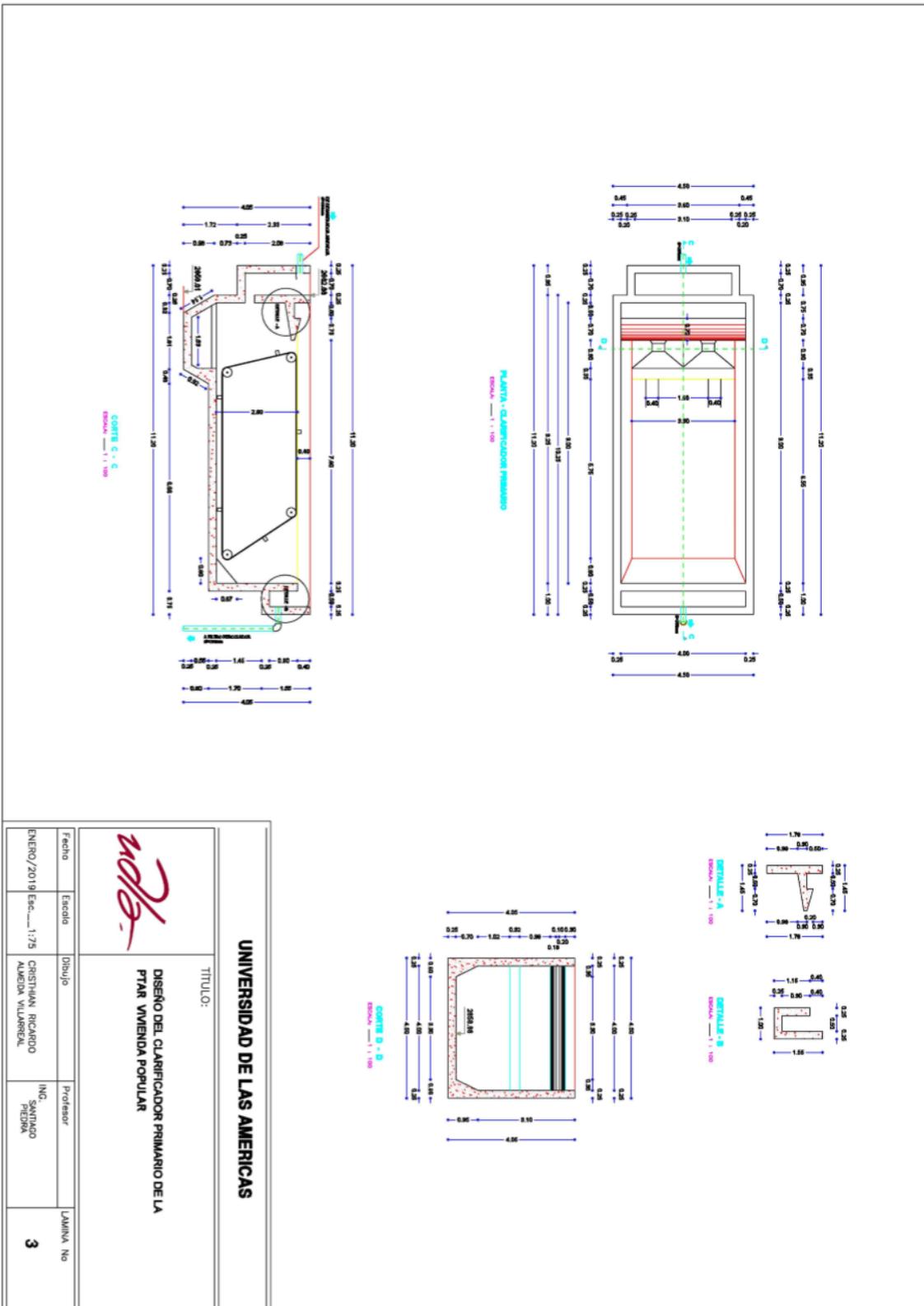
# Anexo 9. Plano del Canal de Aproximación



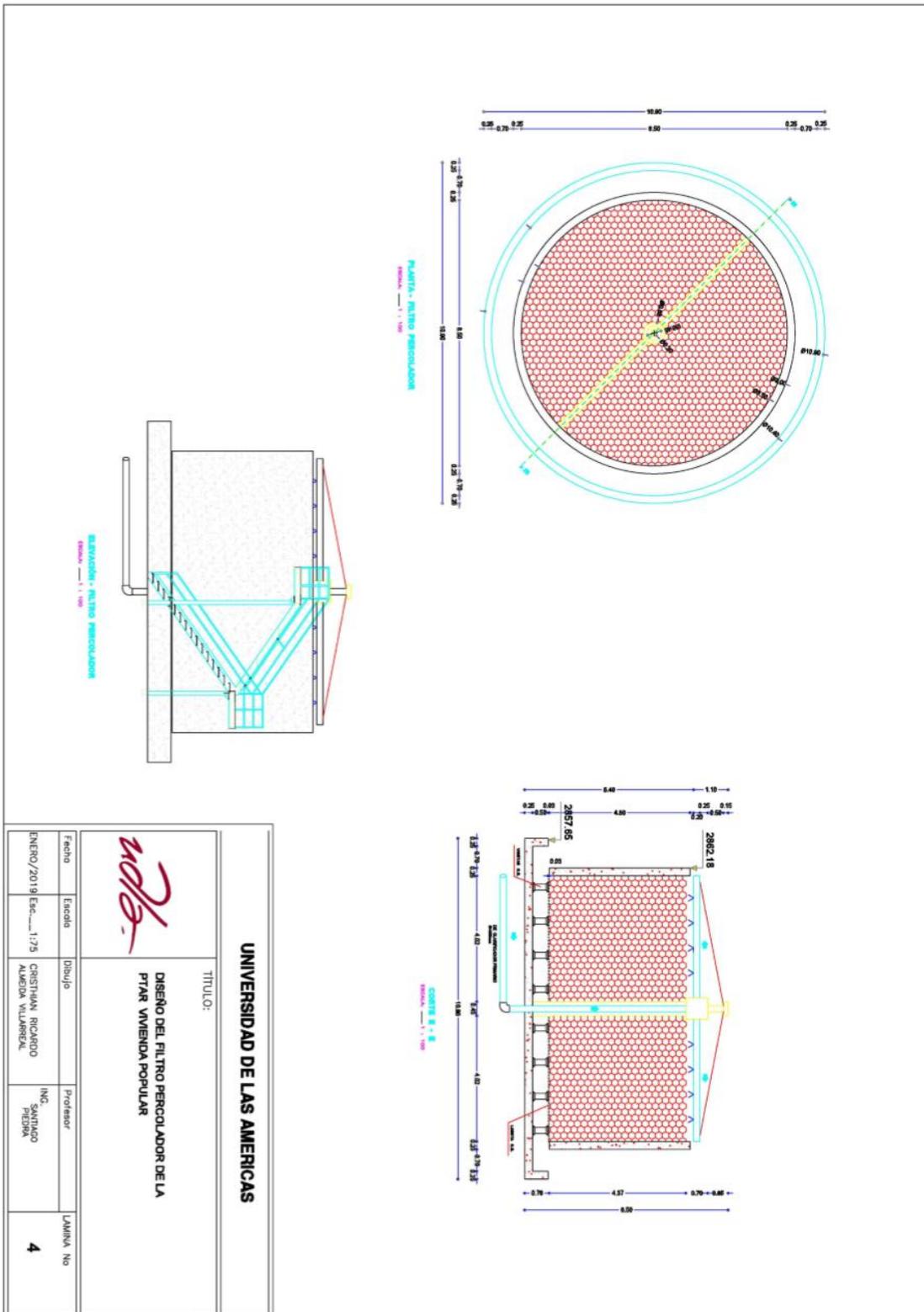
# Anexo 10. Plano del Desarenador Aireado



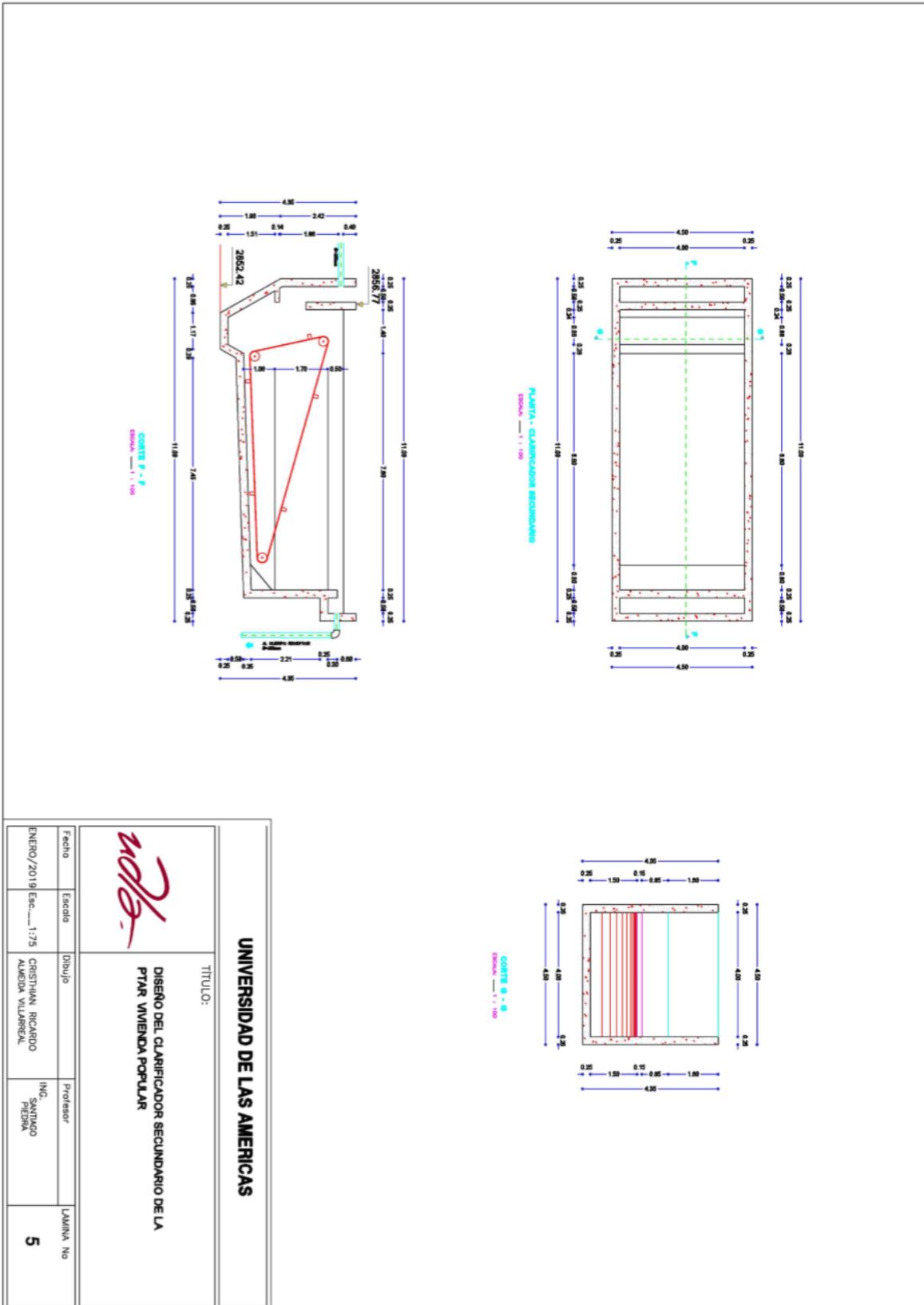
# Anexo 11. Plano del Clarificador Primario Rectangular



## Anexo 12. Plano del Filtro Percolador

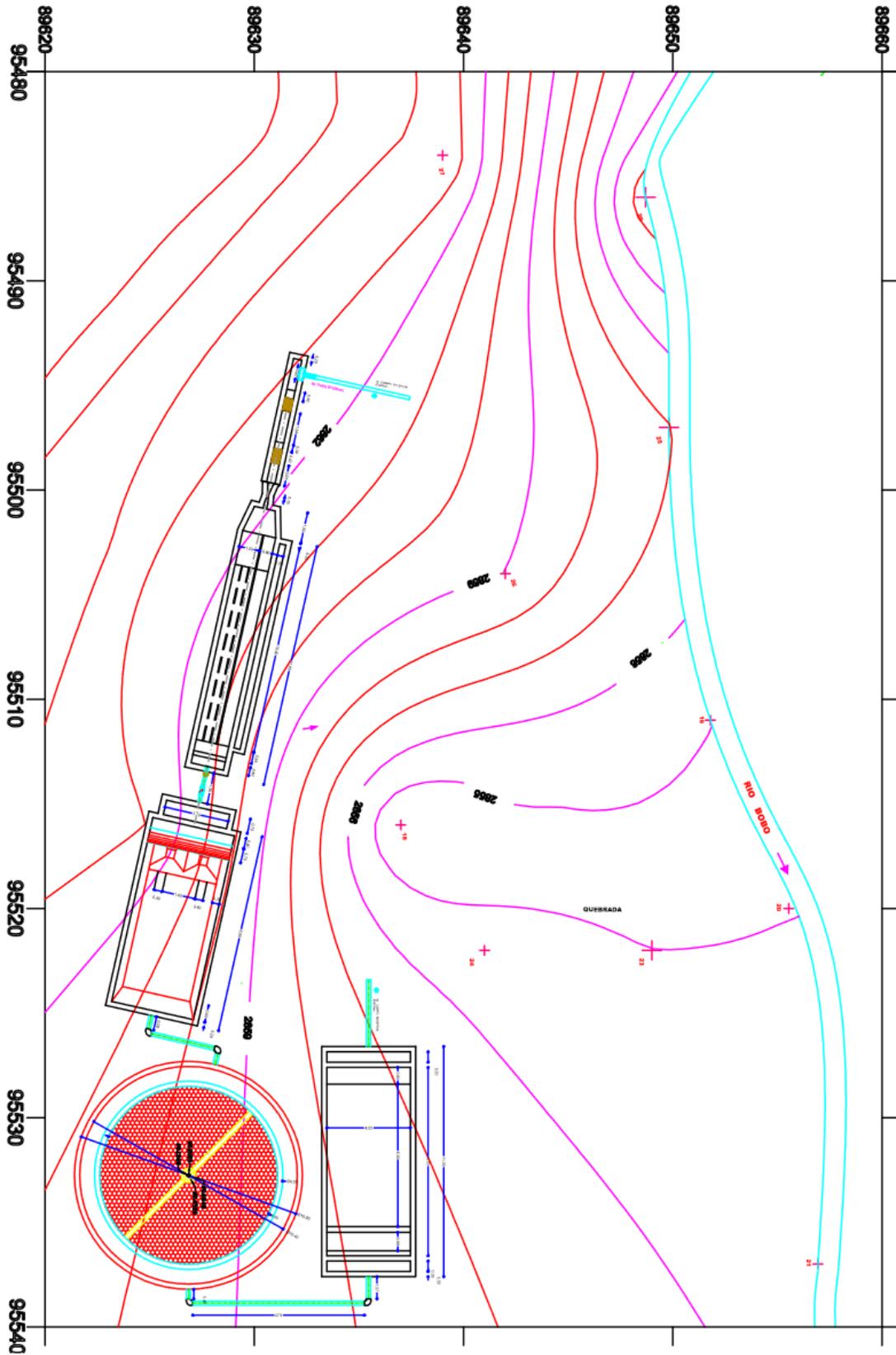


# Anexo 13. Plano del Clarificador Secundario

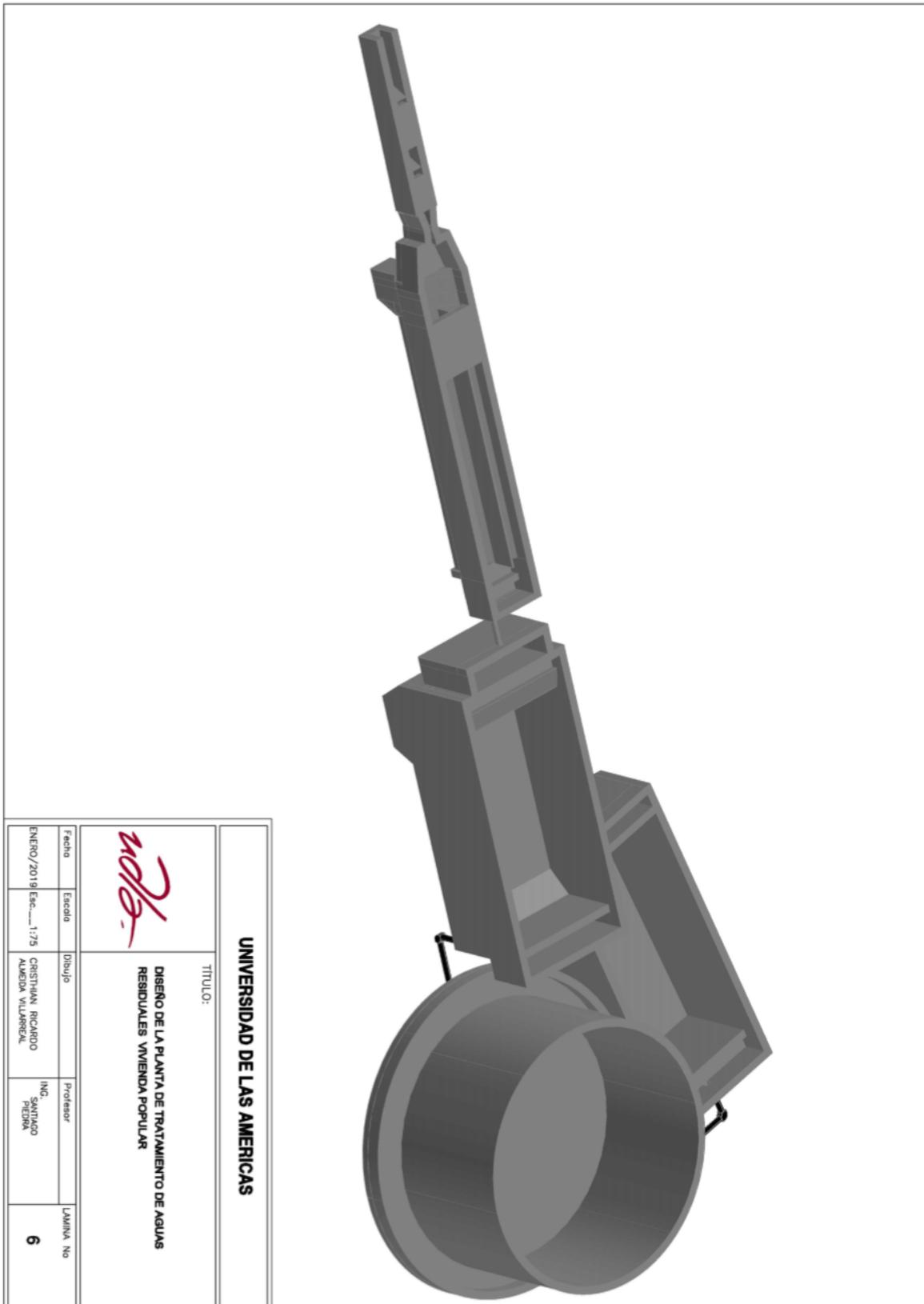


		<b>UNIVERSIDAD DE LAS AMERICAS</b>	
		TITULO: <b>DISENO DEL CLARIFICADOR SECUNDARIO DE LA          PTAR VIVIENDA POPULAR</b>	
Fecha	Escala	Dibujo	Profesor
ENERO/2019	1:75	CRISTHIAN RICHARDO ALMENDA VILARDEZ	ING. CARLOS PEDRAZA
LAMINA No			<b>5</b>

# Anexo 14. Implantación de la PTAR en la Topografía



## Anexo 15. Diseño de la PTAR Vivienda Popular



**Anexo 16.** Resultados de la caracterización del agua residual en el afluente de la PTAR Vivienda Popular



**INFORME DE RESULTADOS**

INF LASA-14-09-18-2681  
ORDEN DE TRABAJO No. 06788-18

SOLICITADO POR : CRISTIAN ALMEIDA VILLAREAL  
DIRECCIÓN : BOLIVAR Y GRAL. LANDAZURI  
TELÉFONO/FAX : 985214  
TIPO DE MUESTRA: AGUA  
PROCEDENCIA: PTAR  
IDENTIFICACIÓN: AGUA RESIDUAL  
CÓD DE MUESTRA: 18085-18

FECHA DE RECEPCIÓN: 04/09/2018  
FECHA DE ANÁLISIS: 04/09-14/09/2018  
FECHA DE ENTREGA: 14/09/2018  
NÚMERO DE MUESTRAS: UNA (1)  
MUESTRA TOMADA POR: SOLICITANTE  
CÓDIGO: M5  
FECHA DE TOMA DE MUESTRA: 03-09-2018

**REPORTE DE ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICO**

PARÁMETROS	UNIDADES	MUESTRA	INCERTIDUMBRE U (k=2)	MÉTODO DE ENSAYO
D.B.O5 DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO	mg/l	237,00	± 23,70	PEE-LASA-FQ-07 APHA 5210 B
D.Q.O. DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO	mg/l	393,88	± 86,65	PEE-LASA-FQ-04 APHA 5220 C
FÓSFORO TOTAL	mg/l	4,66	N.A.	APHA 4500 P C *
NTK	mg/l	31,07	± 3,11	PEE-LASA-FQ-06 APHA 4500 C
SÓLIDOS SEDIMENTABLES	ml/l	8,00	± 1,36	PEE-LASA-FQ-48 APHA 2540 F
SÓLIDOS TOTALES SUSPENDIDOS	mg/l	257,00	± 38,55	PEE-LASA-FQ-05 APHA 2540 D
SÓLIDOS VOLÁTILES	mg/l	308,00	N.A.	APHA 2540 E *
SÓLIDOS TOTALES	mg/l	704,50	N.A.	APHA 2540 B *

LOS ENSAYOS MARCADOS CON \* ESTÁN FUERA DEL ALCANCE DE ACREDITACIÓN DEL SAE  
N.A.: No Aplica

Dr. Marco Guajano Ruales  
GERENTE DE LABORATORIO

LASA se responsabiliza exclusivamente con los resultados obtenidos para la muestra tomada por el laboratorio  
Las incertidumbres de los resultados para los ensayos se encuentran disponibles en los registros de Laboratorio LASA  
Prohíbe su reproducción, parcial o total por cualquier medio sin permiso por escrito del Laboratorio

**Anexo 17. Resultados de la caracterización del agua residual en el efluente de la PTAR Vivienda Popular**



**LASA**  
LABORATORIO ANALÍTICO AMBIENTAL  
AGUA - EFLUENTES INDUSTRIALES



Servicio de  
**Acreditación**  
Ecuatoriano

**Acreditación N° OAE LE 1C 06-002**  
**LABORATORIO DE ENSAYO**

**INFORME DE RESULTADOS**

INF. LASA-14-09-18-2630  
ORDEN DE TRABAJO No. 06762-18

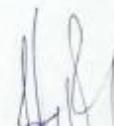
SOLICITADO POR : CRISTIAN ALMEIDA VILLAREAL  
DIRECCIÓN : BOLIVAR Y GRAL. LANDAZURI  
TELÉFONO/FAX : 985214  
TIPO DE MUESTRA: AGUA  
PROCEDENCIA: PTAR - VIVIENDA POPULAR  
IDENTIFICACIÓN: AGUA RESIDUAL  
CÓD DE MUESTRA: 17984-18

FECHA DE RECEPCIÓN: 31/08/2018  
FECHA DE ANÁLISIS: 31/08-14/09/2018  
FECHA DE ENTREGA: 14/09/2018  
NÚMERO DE MUESTRAS: UNA (1)  
MUESTRA TOMADA POR: SOLICITANTE  
CÓDIGO: M4

**REPORTE DE ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICO**

PARÁMETROS	UNIDADES	MUESTRA	INCERTIDUMBRE U (k=2)	MÉTODO DE ENSAYO
D B O5 DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO	mg/l	191,40	± 19,14	PEE-LASA-FQ-07 APHA 5210 B
D Q O, DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO	mg/l	239,48	± 52,69	PEE-LASA-FQ-04 APHA 5220 C
FÓSFORO TOTAL	mg/l	3,37	N.A.	APHA 4500 P C *
NTK	mg/l	35,96	± 3,60	PEE-LASA-FQ-06 APHA 4500 C
SÓLIDOS SEDIMENTABLES	ml/l	4,00	± 0,68	PEE-LASA-FQ-48 APHA 2540 F
SÓLIDOS TOTALES SUSPENDIDOS	mg/l	212,00	± 31,80	PEE-LASA-FQ-05 APHA 2540 D
SÓLIDOS VOLÁTILES	mg/l	288,00	N.A.	APHA 2540 E *
SÓLIDOS TOTALES	mg/l	522,50	N.A.	APHA 2540 B *

LOS ENSAYOS MARCADOS CON \* ESTÁN FUERA DEL ALCANCE DE ACREDITACIÓN DEL SAE  
N.A.: No Aplica

  
Dr. Marco Guajano Ruales  
GERENTE DE LABORATORIO

LASA se responsabiliza exclusivamente con los resultados obtenidos para la muestra tomada por el laboratorio.  
Las incertidumbres de los resultados para los ensayos se encuentran disponibles en los registros de Laboratorio LASA.  
Prohibida su reproducción parcial o total por cualquier medio sin permiso por escrito del Laboratorio

**Anexo 18.** Medición de los parámetros físicos en el afluente de la PTAR Vivienda Popular



