



**Universidad del Azuay**

**Facultad de Ciencia y Tecnología**

**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE  
CONSTRUCCIONES**

**Diseño de la red de alcantarillado sanitario y tratamiento de  
aguas servidas para la comunidad de Napints, perteneciente al  
cantón Gualaquiza.**

**Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:  
INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES**

Autores:

**Dorian Alfonso Paredes Encalada**

**José Eduardo Suárez León**

Director:

**Christian Oswaldo Torres Vázquez**

**CUENCA – ECUADOR**

**2020**

## DEDICATORIA

Dedico este proyecto a Dios, quien ha sido mi mayor fuente de fuerza y virtud, a la vida misma, a los sueños y a las oportunidades, se lo dedico a las personas que estuvieron durante este largo trayecto, a las que estarán en el futuro; sean clientes, empleadores, maestros, alumnos, amigos y familia, a quienes pueda servir y beneficiar con mi conocimiento.

Finalmente, de manera especial dedico este logro, a mi madre quien ha depositado toda su convicción, esfuerzo y ejemplo para hacer realidad este sueño.

*Dorian Alfonso Paredes Encalada.*

El presente trabajo de titulación lo dedico:

A Dios, por su presencia y amor incondicional, que me ha ayudado a superar los obstáculos que se han presentado en el transcurso de la realización de este sueño.

A mi familia por sus consejos, apoyo y sacrificios incondicionales que me motivaron siempre a alcanzar mis metas y cumplir mis sueños.

*José Eduardo Suárez León*

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco al GAD Municipal de Gualaquiza, a la comunidad de Napints y al personal educativo de la Universidad del Azuay por confiarnos el presente estudio. A mi familia, a mis alumnos, a todos mis profesores, a mi enamorada y su familia, al director de este proyecto, quien nos ha brindado toda su paciencia, tiempo y entendimiento, y a Dios quien me ha bendecido con esta fuerza de voluntad implacable,

De forma especial, a Glenda Encalada Jiménez, madre muchas gracias por enseñarme a nunca poner peros ni límites, pues siempre me invitaste a soñar en grande, levantaste mi cabeza para decirme que ni el cielo es mi limite. Juan Pablo Molina Peña y a su familia, gracias por darme la más cálida bienvenida, al creer y apostar por mi desde el inicio y a Julian Paredes Ochoa, padre gracias por creer en mí y despejar mis dudas en los momentos que me superaban, por medio de esas charlas de noches enteras. Finalmente, a mi compañero José Suarez León, quien ha sido la persona con la que he superado los mayores obstáculos respecto a mi vida universitaria sin importar que tan adversa fuese la situación.

*Dorian Alfonso Paredes Encalada.*

## **AGRADECIMIENTO**

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por haberme permitido cumplir una meta más en mi vida, por brindarme salud y sabiduría para poder afrontar situaciones que se me presentaron en el camino, gracias a él por darme una gran familia y amigos que me motivan siempre a salir adelante.

Agradecer a toda mi familia, que siempre ha estado presente apoyándome y aconsejándome para que sea una mejor persona; y por enseñarme que con esfuerzo y perseverancia se pueden cumplir muchos sueños y metas. A mis abuelos y tíos, que con lo poco que han tenido siempre me han apoyado y se han preocupado en que pueda salir adelante. A mis primos, con los que he pasado momentos buenos y malos, pero que al final del día siempre hemos terminado con una sonrisa. Y especialmente a mi madre Lucía y mi hermana Lucy que siempre estuvieron ahí apoyándome en todo cuanto hizo falta y velando por mi para que en cada paso que doy tome las mejores decisiones.

Además, quiero agradecer al GAD Municipal de Gualaquiza por permitirnos desarrollar este proyecto. A mis profesores, compañeros y amigos, que de alguna u otra forma ayudaron en mi vida. Agradecer especialmente a mis amigos Andrés y Dorian que me demostraron ser una ayuda incondicional dentro y fuera de la universidad. Al Director de este proyecto, que siempre tuvo la predisposición y la paciencia de brindarnos su ayuda y conocimientos para el desarrollo del proyecto.

*José Eduardo Suárez León*

## ÍNDICE

DEDICATORIA .....	II
AGRADECIMIENTO.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE .....	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
ÍNDICE DE TABLAS .....	XII
LISTADO DE ANEXOS .....	XV
RESUMEN.....	XVI
ABSTRACT .....	XVII
INTRODUCCIÓN .....	1
ANTECEDENTES.....	2
JUSTIFICACIÓN .....	2
OBJETIVOS .....	3
OBJETIVO GENERAL .....	3
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
<b>CAPÍTULO I: DESCRIPCIÓN DE LA ZONA .....</b>	<b>4</b>
1.1 Descripción general de la zona .....	4
1.1.1 Ubicación geográfica .....	4
1.1.1.1 Coordenadas geográficas .....	4
1.1.1.2 Coordenadas UTM.....	4
1.1.2 Datos demográficos más relevantes de la comunidad Napints .....	4
1.1.2.1 Situación económica .....	4
1.1.2.2 Situación comercial.....	5
1.1.2.3 Educación y salud .....	5
1.1.2.4 Forma de adquisición de bienes y servicios .....	6

1.2	Topografía y vías de acceso .....	7
1.2.1	Planimetría del sector Napints .....	7
1.2.2	Altimetría del sector Napints .....	7
1.3	Climatología del sector .....	7
<b>CAPÍTULO 2: BASES DE DISEÑO.....</b>		<b>8</b>
2.1	Generalidades.....	8
2.1.1	Parámetros de diseño.....	9
2.1.2	Ubicación, pendiente y configuración de la red.....	9
2.1.3	Conexiones domiciliarias .....	11
2.1.4	Profundidad mínima y máxima de la tubería .....	11
2.1.5	Relación de caudales a sección llena .....	11
2.1.6	Relación diámetro altura .....	12
2.1.7	Velocidad mínima y máxima .....	12
2.1.7.1	Velocidad mínima .....	12
2.1.7.2	Velocidad máxima .....	12
2.2	Periodo de diseño .....	13
2.3	Población de diseño.....	14
2.3.1	Población actual .....	14
2.3.2	Población futura .....	14
2.3.2.1	Métodos de estimación de la población futura.....	15
2.3.2.2	Selección del método de estimación .....	17
2.3.2.3	Población de diseño Napints. ....	18
2.4	Parámetros del caudal de diseño .....	18
2.4.1	Dotación .....	18
2.4.2	Áreas de aporte.....	20
2.4.3	Densidad poblacional.....	20
2.4.4	Coefficiente de retorno .....	20
2.5	Caudal de diseño .....	21
2.5.1	Caudal medio diario (QMD) .....	21
2.5.1.1	Caudal de agua residual doméstica (Qs).....	21
2.5.1.2	Caudal de agua residual institucional (Q <sub>ins</sub> ).....	22

2.5.2	Caudal máximo horario de aguas residuales (QMH).....	22
2.5.3	Caudal de infiltraciones (Qinf).....	24
2.5.4	Caudal de conexiones ilícitas (Qil).....	26
2.5.4	Caudal de diseño (Qd).....	26

**CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO....27**

3.1	Generalidades.....	27
3.1.1	Clasificación de los sistemas de alcantarillado sanitario .....	27
3.1.1.1	Convencionales .....	27
3.1.1.2	No Convencionales .....	28
3.1.2	Partes de una red de alcantarillado sanitario .....	28
3.1.2.1	Colectores terciarios.....	29
3.1.2.2	Colectores secundarios.....	29
3.1.2.3	Colectores principales .....	29
3.1.2.4	Conexiones domiciliarias .....	30
3.1.2.5	Pozos de revisión.....	30
3.1.2.6	Pozos de salto.....	33
3.2	Parámetros de diseño.....	34
3.3	Diseño de los colectores.....	35
3.3.1	Ecuación de cálculo.....	36
3.3.1.1	Coefficiente de rugosidad de Manning (n).....	37
3.3.2	Características de flujo de una sección circular .....	38
3.3.2.1	Flujo no uniforme permanente .....	40
3.3.2.2	Flujo crítico .....	41
3.3.3	Relaciones hidráulicas.....	42
3.3.4	Esfuerzo cortante o fuerza tractiva.....	42
3.3.5	Régimen de flujo.....	43
3.4	Diseño de los pozos de inspección.....	43
3.4.1	Pérdidas de carga en pozos de inspección.....	45
3.5	Metodología de cálculo .....	46
3.5.1	Procedimiento de cálculo .....	46
3.5.1.1	Cálculo del caudal de diseño:.....	46

3.5.1.2	Cálculo de la red de alcantarillado sanitario: .....	50
3.6	Resultados de cálculo .....	58
3.6.1	Esquema de distribución de elementos estructurales .....	58
3.6.2	Colectores.....	59
3.6.2.1	Diámetro:.....	59
3.6.2.2	Diámetro, longitud, pendiente y material.....	60
3.6.3	Pozos de revisión.....	61
3.6.3.1	Profundidad y diámetro:.....	61

**CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS**

<b>RESIDUALES .....</b>	<b>62</b>
4.1 Composición de las aguas residuales .....	62
4.1.1 Tipos de aguas residuales.....	62
4.1.2 Características principales de las aguas residuales crudas. ....	63
4.2 Caracterización de aguas residuales.....	64
4.2.1 Procedimientos generales de muestreo de aguas residuales. ....	65
4.2.2 Características del agua residual de la comunidad de Napints .....	67
4.3 Norma para la descarga de aguas residuales en cuerpos receptores de agua dulce ...	68
4.4 Tecnologías utilizadas en el tratamiento de aguas residuales generadas por pequeñas poblaciones.....	69
4.4.1 Sistemas de tratamiento naturales .....	70
4.4.2 Sistemas acuáticos.....	72
4.4.3 Humedales artificiales.....	72
4.4.4 Clasificación de Humedales artificiales de flujo Subsuperficial.....	74
4.4.4.1 Humedal artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal (HAFS.S.TH).....	74
4.4.4.2 Humedal artificial de Flujo Superficial Vertical (HAFS.S.TV) .....	77
4.4.4.2 Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical Sistema Francés (HAFS.S.TF).....	81
4.5 Criterios de diseño de la estación depuradora de aguas residuales de la comunidad de Napints.....	87
4.5.1 Pretratamiento: Cribado. ....	88
4.5.1.1 Formulación empleada para el diseño de la rejilla.....	91

4.5.2 Pretratamiento: Desarenador.....	95
4.5.2.1 Formulación empleada para el diseño del desarenador.....	96
4.5.3 Pretratamiento: Medidor Parshall. ....	98
4.5.3.1 Formulación empleada para el diseño del Medidor Parshall. ....	100
4.5.4 Sistema de distribución. ....	101
4.5.5 Sistema de recolección y drenaje. ....	102
4.5.6 Arquetas. ....	103
4.5.7 Consideraciones para el diseño del Humedal artificial de flujo subsuperficial Vertical sistema francés (HAFS.S.TF).....	106
4.5.7.1 Formulación empleada para el diseño del HAFS.S.TV. ....	109
4.6 Diseño de la estación depuradora de aguas residuales de Napints.....	117
4.6.1 Pretratamiento: Cribado. ....	117
4.6.2 Pretratamiento: Desarenador. ....	122
4.6.3 Pretratamiento: Medidor Parshall. ....	124
4.6.4 Diseño del Humedal Vertical de Flujo Subsuperficial Sistema Francés (HAFS.S.TF).....	125
4.6.4 Valoración de la estación depuradora de aguas residuales. ....	135
4.6.4.1 Máxima carga afluente tolerable por el HAFS.S.TF.....	136
4.7 Mantenimiento del HAFS.S.TF. ....	143
4.7.1 Plantación y nacimiento de la vegetación. ....	143
4.7.2 Vegetación madura y funcionamiento regular del HAFS.S.TF. ....	144
4.7.3 Operaciones a largo plazo del HAFS.S.TF. ....	146
<b>CAPÍTULO 5: PRESUPUESTO DEL PROYECTO. ....</b>	<b>148</b>
5.1 Presupuesto de la obra.....	148
5.2 Análisis de precios unitarios ....	148
5.3 Especificaciones técnicas.....	148
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>149</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>152</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>153</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>156</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

### **Capítulo 1: Descripción de la zona**

Figura 1. 1 Actividades laborales .....	4
Figura 1. 2 Porcentaje de trabajo según el sexo .....	5
Figura 1. 3 Nivel de educación.....	6
Figura 1. 4 Forma de adquisición de bienes y servicios.....	7

### **Capítulo 2: Bases de diseño**

Figura 2. 1 Curva “S” de crecimiento poblacional vegetativo .....	15
---	----

### **Capítulo 3: Diseño de la red de alcantarillado sanitario**

Figura 3. 1 Conexión de colectores a profundidad normal .....	29
Figura 3. 2 Detalles de la conexión domiciliaria en planta y perfil.....	30
Figura 3. 3 Formas geométricas típicas de los pozos de revisión .....	31
Figura 3. 4 Pozo de revisión.....	31
Figura 3. 5 Conexión de colectores a profundidad normal .....	32
Figura 3. 6 Vista en planta del pozo de caída.....	33
Figura 3. 7 Vista lateral: Corte A-A del pozo de caída .....	33
Figura 3. 8 Conexión de colectores a profundidad normal .....	34
Figura 3. 9 <i>Flujo uniforme en tuberías circulares cerradas</i> .....	36
Figura 3. 10 Características geométricas de una sección de flujo.....	38
Figura 3. 11 Flujo permanente no uniforme con curva de descenso por descarga libre.....	40
Figura 3. 12 Continuidad hidráulica a través de pozos de inspección .....	44

### **Capítulo 4: Diseño de la estación depuradora de aguas residuales**

Figura 4. 1 Humedal artificial de flujo superficial .....	73
Figura 4. 2 Humedal artificial de flujo Superficial. ....	73
Figura 4. 3 Ilustración del HAFS.S.TH.....	75
Figura 4. 4 Phragmites Austrails y Scirpus Lacustris .....	76
Figura 4. 5 Sistema de vertido lineal y radial de los sistemas HAFS.S.TV.....	78
Figura 4. 6 Ilustración del HAFS.S.TV .....	79

Figura 4. 7 Configuración del HAFS.S.TF. ....	82
Figura 4. 8 Configuración del HAFS.S.TF. ....	83
Figura 4. 9 Ilustración de la 1ra Etapa del HAFS.S.TF .....	84
Figura 4. 10 Secuencia de vertido y descanso de los HAFS.S.TF - 1ra Etapa.....	85
Figura 4. 11 Ilustración de la 2da Etapa del HAFS.S.TF.....	86
Figura 4. 12 Diagrama de flujo de la configuración de los elementos constituyentes de la estación depuradora de agua residual .....	88
Figura 4. 13 Reja de barra de limpieza manual.....	89
Figura 4. 14 Vista en plante y corte de un desarenador convencional .....	95
Figura 4. 15 Reja de barra de limpieza manual.....	99
Figura 4. 16 Vista en plante y corte del esquema de una arqueta de distribución. ....	104
Figura 4. 17 Arqueta de distribución durante su construcción.....	105
Figura 4. 18 Esquema de la Arqueta de salida .....	106
Figura 4. 19 Resultados: S.S.T-Área requerida.....	137
Figura 4. 20 Resultados: DBO <sub>5</sub> -Área requerida.....	138
Figura 4. 21 Resultados: DQO-Área requerida.....	139
Figura 4. 22 Resultados: C.T-Área requerida .....	140

## ÍNDICE DE TABLAS

### **Capítulo 2: Bases de diseño**

Tabla 2. 1 Pendientes mínimas según el material de la tubería.....	10
Tabla 2. 2 Distancia máxima entre pozos de revisión.....	10
Tabla 2. 3 Diámetro interno del pozo de revisión en función del máximo diámetro del colector.....	10
Tabla 2. 4 Velocidades máximas.....	13
Tabla 2. 5 Crecimiento poblacional del cantón Gualaquiza del 2010 al 2020.....	17
Tabla 2. 6 Tasas de crecimiento poblacional.....	18
Tabla 2. 7 Niveles de servicio para niveles de abastecimiento de agua potable.....	19
Tabla 2. 8 Dotación según los niveles de servicio.....	19
Tabla 2. 9 Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas.....	21
Tabla 2. 10 Aporte de infiltración por longitud de tubería.....	25

### **Capítulo 3: Diseño de la red de alcantarillado sanitario**

Tabla 3. 1 Diámetro del pozo de caída en función del diámetro del colector de entrada.....	34
Tabla 3. 2 Parámetros de diseño de la red de alcantarillado sanitario.....	35
Tabla 3. 3 Valores generales del coeficiente de rugosidad de Manning.....	38
Tabla 3. 4 Coeficientes de pérdida de carga.....	46

### **Capítulo 4: Diseño de la estación depuradora de aguas residuales**

Tabla 4. 1 Resultados de la caracterización del agua residual de Napints.....	68
Tabla 4. 2 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.....	69
Tabla 4. 3 Sistemas Acuáticos.....	72
Tabla 4. 4 Características de las especies: Phragmites Austrails y Scirpus Lacustris.....	76
Tabla 4. 5 Dimensiones de las barras rectangulares.....	89
Tabla 4. 6 Valores de Eficiencia en función de la geometría y disposición de las barras.....	90
Tabla 4. 7 Resultados del diseño del canal de llegada y rejillas.....	93
Tabla 4. 8 Valores de la cantidad de material retenido por los desarenadores.....	96
Tabla 4. 9 Valores de ancho nominal en función del caudal afluente.....	99

Tabla 4. 10 Dimensiones estandarizadas del Medidor Parshall en función del ancho nominal.....	<b>99</b>
Tabla 4. 11 Valores del coeficiente “K” y el exponente “n” en función del ancho nominal.....	<b>100</b>
Tabla 4. 12 Cargas de diseño máximas para el diseño clásico de HAFS.S.TF, bajo condiciones de clima seco .....	<b>106</b>
Tabla 4. 13 Conductividad hidráulica de los medios granulares.....	<b>108</b>
Tabla 4. 14 Conductividad hidráulica de los medios granulares.....	<b>109</b>
Tabla 4. 15 Datos empleados para el diseño del canal de llegada y rejilla .....	<b>117</b>
Tabla 4. 16 Cálculo de velocidades reales: Rejillas .....	<b>119</b>
Tabla 4. 17 Cálculo de pérdidas en las rejillas en función del caudal variable.....	<b>120</b>
Tabla 4. 18 Resultados del diseño del canal de llegada y rejillas .....	<b>121</b>
Tabla 4. 19 Datos empleados para el diseño del desarenador .....	<b>122</b>
Tabla 4. 20 Resultados del diseño del Desarenador .....	<b>123</b>
Tabla 4. 21 Datos empleados para el diseño del Medidor Parshall.....	<b>124</b>
Tabla 4. 22 Dimensiones estándar del Medidor Parshall según la tabla 4.10 .....	<b>125</b>
Tabla 4. 23 Datos empleados para el diseño del HAFS.S.TF .....	<b>126</b>
Tabla 4. 24 Cálculo de las cargas contaminantes para el diseño del HAFS.S.TF.....	<b>127</b>
Tabla 4. 25 Cálculo de las cargas y concentraciones afluentes para el diseño del HAFS.S.TF.....	<b>128</b>
Tabla 4. 26 Cálculo de las dimensiones de los lechos: 1ra Etapa. HAFS.S.TF .....	<b>129</b>
Tabla 4. 27 Especificaciones de los medios granulares seleccionados: 1ra Etapa. HAFS.S.TF.....	<b>129</b>
Tabla 4. 28 Cálculo del caudal de infiltración del medio granular seleccionado: 1ra Etapa. HAFS.S.TF.....	<b>130</b>
Tabla 4. 29 Características del agua residual tratada efluente: 1ra Etapa. HAFS.S.TF.....	<b>132</b>
Tabla 4. 30 Cálculo de las dimensiones de los lechos: 2da Etapa. HAFS.S.TF .....	<b>132</b>
Tabla 4. 31 Especificaciones de los medios granulares seleccionados: 2da Etapa. HAFS.S.TF.....	<b>133</b>

Tabla 4. 32 Cálculo del Caudal de infiltración del medio granular seleccionado: 2da Etapa. HAFS.S.TF.....	<b>133</b>
Tabla 4. 33 Características del agua residual tratada efluente: 2da Etapa. HAFS.S.TF.....	<b>134</b>
Tabla 4. 34 Resultados del diseño del HAFS.S.TF.....	<b>135</b>
Tabla 4. 35 Cálculo iterativo: concentración máxima de Solidos Suspendidos Totales.....	<b>137</b>
Tabla 4. 36 Cálculo iterativo: concentración máxima de la Demanda Biológica de Oxígeno.....	<b>138</b>
Tabla 4. 37 Cálculo iterativo: concentración máxima de la Demanda Química de Oxígeno.....	<b>139</b>
Tabla 4. 38 Cálculo iterativo: concentración máxima de Nitrógeno.....	<b>140</b>
Tabla 4. 39 Cálculo de porcentajes de tolerancia.....	<b>141</b>
Tabla 4. 40 Comparación respecto a las concentraciones consideradas por Metcalf & Eddy.....	<b>142</b>

## LISTADO DE ANEXOS

- Anexo 1** Modelo de censo y resultados
- Anexo 2** Campaña de muestreo para la caracterización del agua residual de la comunidad de Napints
- Anexo 3** Resultados de la caracterización del agua residual de la comunidad de Napints
- Anexo 4** Resultados de caracterización
- Anexo 5** Memoria Fotográfica
- Anexo 6** Tabla de relaciones hidráulicas y resultados del diseño de la red de alcantarillado sanitario.
- Anexo 7** Planos en planta y perfil de la red de alcantarillado sanitario y descarga en el cuerpo receptor.
- Anexo 8** Diseño de Red de distribución del HAFS.S.TF
- Anexo 9** Diseño de la red de drenaje del HAFS.S.TF
- Anexo 10** Diseño de los Vertederos triangulares: Arquetas
- Anexo 11** Planos de la estación depuradora de aguas residuales
- Anexo 12** Cantidades de Obra
- Anexo 13** Análisis de Precios Unitarios y Fórmula Polinómica
- Anexo 14** Especificaciones Técnica

## RESUMEN

La comunidad de Napints, perteneciente al cantón Gualaquiza, carece de un sistema de recolección y tratamiento de aguas residuales, por lo que se encuentran en constantes condiciones de insalubridad. El presente estudio recopiló información demográfica por medio de censos y caracterizó su agua residual en un laboratorio certificado, a través de una campaña de muestreo, con lo que se realizó el diseño de la red de alcantarillado sanitario y estación depuradora de aguas residuales compuesta por un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical sistema francés. Se determinaron cantidades de obra, especificaciones técnicas y presupuesto necesario para la ejecución del proyecto.

**Palabras clave:** Agua residual, alcantarillado sanitario, estación depuradora, humedal vertical, medidor Parshall.



Ing. Christian Oswaldo Torres Vázquez  
**Director del Trabajo de Titulación**



Ing. José Fernando Vázquez Calero  
**Director de Escuela**



Dorian Alfonso Paredes Encalada



José Eduardo Suárez León

**Autores**

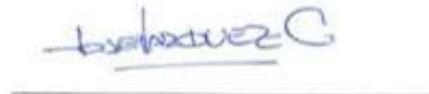
**ABSTRACT**

The Napints community of the Gualaquiza canton lacks a wastewater collection and treatment system, so they are in constant unhealthy conditions. This study collected demographic information through censuses and characterized its wastewater in a certified laboratory through a sampling campaign. With this, the design of the sanitary sewer network and a sewage treatment plant were developed and were made up of a French vertical-flow constructed wetland system. Work quantities, technical specifications and the budget necessary for the execution of the project were determined.

**Keywords:** Wastewater, sanitary sewer, treatment plant, vertical wetland, Parshall meter.



Ing. Christian Oswaldo Torres Vázquez  
**Thesis Director**



Ing. José Fernando Vázquez Calero  
**Faculty Director**

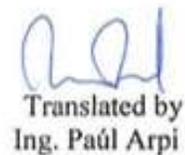


Dorian Alfonso Paredes Encalada



José Eduardo Suárez León

**Authors**



Translated by  
Ing. Paúl Arpi

## **Introducción**

La principal causa de muerte en el mundo, está relacionada con enfermedades de origen hídrico que se producen debido a un mal manejo de aguas residuales (OMS, 2016). Estas enfermedades son de suma preocupación, debido a que, en el mundo solo 5.200 millones de personas cuentan con acceso a servicios de saneamiento y los 2.300 millones restantes carecen incluso de un saneamiento básico (...) (OMS/UNICEF, 2017).

Estas consideraciones y la constante necesidad de progreso de los habitantes, promueve el desarrollo de proyectos de saneamiento, que buscan satisfacer las ansias por contar con un mejor estilo de vida. Una red de alcantarillado sanitario es un sistema, que tiene por función recolectar, transportar y evacuar las aguas residuales. La estación depuradora de aguas residuales tiene como principal función reducir o remover las concentraciones contaminantes del agua residual afluyente, hasta que sus características físicas, químicas y biológicas sean aptas a ser asimiladas por un cuerpo receptor.

Los pobladores del sector Napints, cuentan con servicios de energía eléctrica y agua potable, pero no con un sistema de alcantarillado sanitario, es por esto que los pobladores se han visto en la necesidad de recurrir a métodos comunes para el manejo y control de las aguas residuales, tales como la construcción de fosas sépticas o la recolección de las aguas residuales en baldes para su posterior desalojo, lo que origina condiciones de malestar e insalubridad. Por estos motivos el GAD Municipal del cantón Gualaquiza se ha visto en la necesidad de construir una red de alcantarillado sanitario y una planta de tratamiento, cuya principal finalidad es la de mejorar las condiciones de vida de los habitantes y la salubridad de la zona.

El presente trabajo de titulación contiene el diseño, cálculos, presupuesto, planos de la red de alcantarillado sanitario y planta de tratamiento de aguas residuales, así como la normativa y consideraciones que condicionan los diseños.

## **Antecedentes**

Frente a las condiciones de insalubridad presentes en la comunidad de Napints, por falta de sistemas convencionales de saneamiento, el Gobierno Autónomo Descentralizado de Gualaquiza, por medio de un convenio realizado con la Universidad del Azuay, solicitó un estudio en el que se realice el diseño de una red de alcantarillado sanitario y una estación depuradora de aguas residuales, que se adapten a las condiciones y recursos ofrecidos por el sitio de emplazamiento.

El estudio se compone de la red de alcantarillado sanitario de la comunidad, la estación depuradora de aguas residuales, junto a sus elementos constituyentes y finalmente una red sanitaria que descargue en el cuerpo receptor de agua dulce.

## **Justificación**

La protección y preservación de la salud de la comunidad de Napints y como otras comunidades en el mundo, que no cuentan con sistemas de saneamiento, podría darse a través de sistemas de recolección y tratamiento de aguas residuales efectivos, que brinden condiciones de salubridad adecuadas para su desarrollo.

Comúnmente se encuentran limitadas a recurrir a métodos convencionales para tratar con aguas residuales como: construcción de fosas sépticas provisionales, utilizar envases plásticos para la recolección y transporte de agua residual, descargar el agua gris directamente en el suelo, posterior a cualquier actividad de aseo, descargar aguas negras en zonas perimetrales y realizar deposiciones biológicas en hoyos.

Por lo tanto, el objetivo principal del proyecto es determinar y diseñar una red de alcantarillado sanitario y una estación depuradora de aguas residuales, que se adapte a las condiciones demográficas, topográficas, medio ambientales y climatológicas de la comunidad, para así mejorar sus condiciones de vida y promover el desarrollo de la comunidad en ámbitos: comerciales, institucionales, educativos y de salud.

## **Objetivos**

### **Objetivo general**

Diseño de la red de alcantarillado sanitario y tratamiento de aguas servidas para la comunidad Napints, cantón Gualaquiza.

### **Objetivos específicos**

- Recopilación y procesamiento de datos demográficos y geográficos del sector.
- Determinar los parámetros de diseño y procedimientos de cálculo.
- Diseño de la red de alcantarillado sanitario.
- Diseño de la estación depuradora de aguas residuales.
- Elaborar el presupuesto del proyecto.

## Capítulo I: Descripción de la zona

### 1.1 Descripción general de la zona

#### 1.1.1 Ubicación geográfica

La comunidad Napints está ubicada en la parroquia Bomboiza, perteneciente al cantón Gualaquiza, Provincia de Morona Santiago, a 31.60 km del Parque Central de Gualaquiza.

##### 1.1.1.1 Coordenadas geográficas

- Latitud: 3°30'53,82" S
- Longitud: 78°35'9,44" O

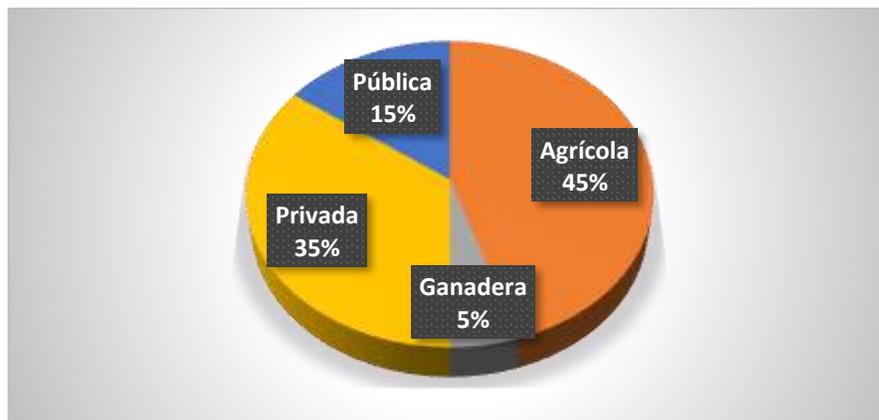
##### 1.1.1.2 Coordenadas UTM

- Zona: 17S
- Coordenadas Este: 768200.00 m E
- Coordenadas Norte: 9611141.00 m S

### 1.1.2 Datos demográficos más relevantes de la comunidad Napints

#### 1.1.2.1 Situación económica

La situación económica de la comunidad Napints es buena, las principales fuentes de ingresos proceden de la agricultura, en un 47%; del sector privado, en un 35%; del sector público, en un 15%; y de la ganadería, en un 5%, de acuerdo a la Figura 1.1.



**Figura 1. 1 Actividades laborales**

Fuente: Elaboración propia

La población económicamente activa supera los 18 años y representa el 38% de la comunidad. Es necesario mencionar que está conformada por: hombres y mujeres, en un 50% por igual; lo que provoca una dependencia equivalente, de acuerdo a la Figura 1.2.



**Figura 1. 2 Porcentaje de trabajo según el sexo**

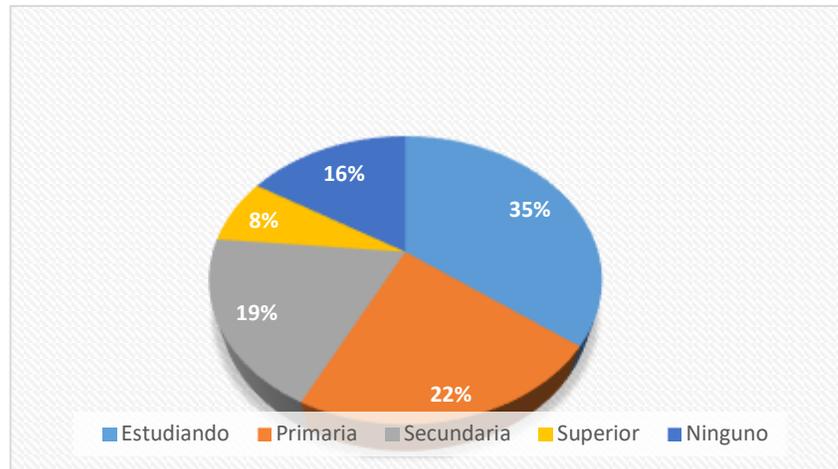
Fuente: Elaboración propia

#### 1.1.2.2 Situación comercial

Al ser una comunidad que se caracteriza principalmente por ingresos económicos a través de la agricultura, se puede decir que es comercialmente agrícola con una diversa producción de cultivos, entre los que se destacan: plátano, yuca, papaya, etc.

#### 1.1.2.3 Educación y salud

El nivel de educación en la comunidad Napints, de acuerdo a la encuesta realizada, es bueno, debido a que, en la actualidad solo un 16% no cuenta con ningún tipo de estudio (Figura 1.3). Este dato estadístico se refiere a recién nacidos o a personas de la tercera edad.



**Figura 1. 3 Nivel de educación**

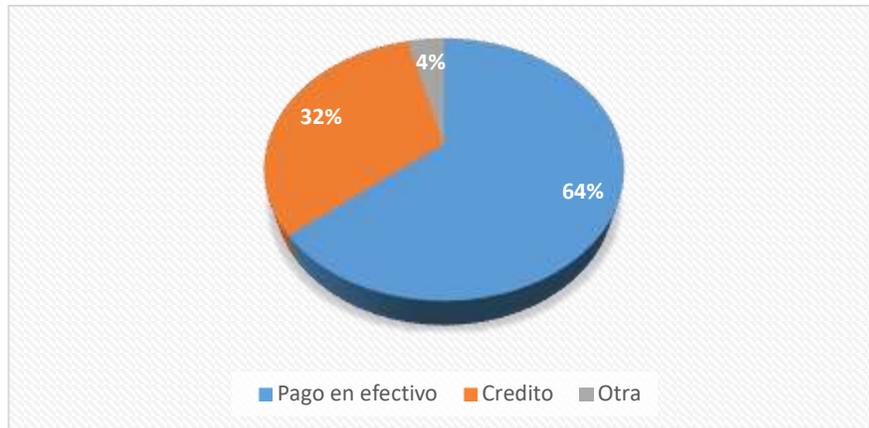
Fuente: Elaboración propia

Actualmente la educación para los pobladores de la comunidad Napints se ha vuelto complicada, debido a que la institución educativa del sector fue cerrada y los centros de estudio se encuentran alejados, lo que ha provocado que se produzca la migración de pobladores a otros sectores con el fin de volver más fácil el acceso a la educación de sus hijos y familiares cercanos.

El tema de salud tiene iguales inconvenientes para los pobladores debido a que se ven en la necesidad de recorrer muchos kilómetros. La mayoría acuden al subcentro ubicado en la parroquia Bomboiza, a 17.20 km de la comunidad, salvo pocas excepciones que, por el tema de movilidad, optan mejor por ir directamente al Hospital de la parroquia Gualaquiza.

#### 1.1.2.4 Forma de adquisición de bienes y servicios

Napints se caracteriza por contar con gente trabajadora, que siempre buscan la mejor forma de llevar el sustento a sus hogares. La forma de adquisición de bienes y servicios de la población se caracteriza fundamentalmente en el empleo de dos modalidades: pago en efectivo con un 64%, a través de créditos, con 32%; y otro, un 4%, se debe a que reciben ayuda de sus padres. (Estos datos son el resultado de la encuesta realizada en la comunidad), según la Figura 1.4.



**Figura 1. 4 Forma de adquisición de bienes y servicios**

Fuente: Elaboración propia

## 1.2 Topografía y vías de acceso

### 1.2.1 Planimetría del sector Napints

La planimetría de la comunidad Napints, está conformada por caminos vecinales, cuya principal característica es la de ser lastrados conforme lo estipula la NEVI-12-MTOP (2013). La zona de estudio cuenta con manzanas con formas rectangulares y semejantes entre sí. Posee grandes extensiones de áreas verdes destinadas a ganadería y agricultura. Estas características mencionadas son fundamentales para determinar el trazado y ubicación de los pozos de revisión, la red de alcantarillado y planta de tratamiento.

### 1.2.2 Altimetría del sector Napints

En general el terreno del sector Napints tiene una topografía que va desde los 983 m.s.n.m. a los 1020 m.s.n.m., muy irregular con cambios de altura de hasta 8m, en tramos cortos.

## 1.3 Climatología del sector

El clima del cantón Gualaquiza se divide en dos regiones: la región húmeda subtropical, que está entre los 600 m.s.n.m. y los 2000 m.s.n.m.; y la región lluviosa temperado, que está entre los 2000 m.s.n.m. y los 3000 m.s.n.m. Napints, al encontrarse entre los 983 m.s.n.m. y los 1020 m.s.n.m., pertenece a la región húmeda subtropical, que posee una temperatura promedio anual que varía entre los 18° C y los 24° C, y la precipitación promedio anual que varía entre 1500 y 2000 mm de lluvia. (CANTÓN GUALAQUIZA GAD MUNICIPAL DE GUALAQUIZA, 2018).

## Capítulo 2: Bases de diseño

### 2.1 Generalidades

Una red de alcantarillado es un conjunto de tuberías y elementos conformados por: pozos de inspección, cámaras de caída, sifones invertidos, sumideros, rejillas y conexiones domiciliarias. Su finalidad es recolectar y transportar aguas residuales y/o pluviales hacia una planta de tratamiento la cual se encarga de reducir los componentes nocivos del flujo hasta dejarla en condiciones aptas para desembocar en un cuerpo receptor final.

Existen tres tipos de sistemas de alcantarillado:

- Sanitario: Es un sistema cuya finalidad es recolectar aguas residuales de origen doméstico, comercial, institucional e industrial.
- Pluvial: Este sistema sirve para redirigir y evacuar el caudal formado por la escorrentía superficial producto de la precipitación, a través de sumideros y obras complementarias.
- Combinado: Sistema que recolecta aguas lluvias y aguas residuales en una sola tubería, por lo que generalmente utiliza tuberías de mayor diámetro, con respecto a los sistemas individuales antes mencionados.

Para el caso de la comunidad Napints se diseñó únicamente el sistema de alcantarillado sanitario, ya que, como se ha comentado anteriormente, es su necesidad inmediata. Por otra parte, no necesita un sistema de alcantarillado pluvial, puesto que, al ser una comunidad relativamente nueva no cuenta con calles pavimentadas. En calles de tierra se pueden producir taponamientos en los sistemas de alcantarillado, debido al material arrastrado hacia el sistema.

Según la Ley Orgánica de recursos Hídricos (2014) en zonas rurales se debe hacer un sistema de alcantarillado sanitario y un sistema de alcantarillado pluvial por separado, por lo que, de implementarse un sistema pluvial en el futuro, el Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Gualaquiza debe realizar un sistema que no sea interconectado al sanitario.

### **2.1.1 Parámetros de diseño**

El objeto de las bases de diseño es definir los parámetros que serán necesarios para el sistema de alcantarillado sanitario y el tratamiento de aguas residuales.

Los parámetros a utilizar son:

**Periodo de diseño:** Tiempo en el que la obra funcionará sin la necesidad de requerir ampliaciones.

**Población futura:** Número de habitantes a considerarse para el diseño de la obra al final del periodo de diseño.

**Caudal de diseño:** Resultante de la sumatoria de caudal de aguas residuales, aguas ilícitas y aguas de infiltración.

**Velocidad máxima:** Admisible por el tipo de material de la tubería.

**Velocidad mínima:** Requerida para asegurar el flujo del agua residual.

**Esfuerzo cortante o fuerza tractiva:** Para verificar la condición de autolimpieza de los colectores.

**Conexiones domiciliarias:** Sección de tubería requerida para el flujo de aguas servidas desde la caja de revisión de la vivienda al colector del alcantarillado sanitario.

### **2.1.2 Ubicación, pendiente y configuración de la red**

Las disposiciones de la red de alcantarillado sanitario junto a sus respectivos colectores deben adaptarse a lo que la topografía del lugar dicte, de tal forma que la evacuación de las aguas residuales domiciliarias fluya por efecto de la gravedad. Bajo este criterio se debe considerar una pendiente mínima del 1% (SENAGUA, 2000). Sin embargo, existe una distinción de este criterio respecto al material de la tubería de acuerdo a la NORMA CO 10.7-602, según muestra la Tabla 2.1.

**Tabla 2. 1 Pendientes mínimas según el material de la tubería**

Material	Pendiente mínima
Hormigón	1%
PVC	0.5%

Fuente: (SENAGUA, 2000)

Según SENAGUA (2000) los colectores deben localizarse al lado opuesto de las calles del lugar en el que se encuentra la red de abastecimiento de agua potable, además, deberá existir un pozo de revisión en todo cambio de dirección o pendiente y punto de intersección entre colectores. Por otra parte, el diámetro mínimo de las tuberías no deberá ser menor a 200 milímetros. Finalmente, la distancia máxima entre pozos de revisión según el diámetro de la tubería está representada por la Tabla 2.2.

**Tabla 2. 2 Distancia máxima entre pozos de revisión**

Diámetro de la tubería (mm)	Distancia máxima entre pozos (m)
Menor a 350	100
400-800	150
Mayor a 800	200

Fuente: (SENAGUA, 2000)

El diámetro interno del pozo de revisión, dependerá del máximo diámetro del colector al que esté se encuentre conectado según muestra la Tabla 2.3.

**Tabla 2. 3 Diámetro interno del pozo de revisión en función del máximo diámetro del colector**

Diámetro de la tubería (mm)	Diámetro interno del pozo de revisión (mm)
Menor o igual a 550	900
600 – 800	1200
Mayor a 800	Diseño especial

Fuente: (Metcalf E. , 1995)

Se debe evitar que por efecto de la conducción del agua residual exista la posibilidad de contaminar el agua potable. Por lo que, la cota de la clave<sup>1</sup> de la tubería del sistema de alcantarillado debe tener generalmente una distancia vertical mínima de 0.3 metros y

---

<sup>1</sup> Clave de tubería: contorno superior de la tubería

horizontal de 1 metro con respecto de la cota de batea de la tubería de la red de agua potable (López, 2001). De no poder cumplirse estas distancias mínimas debe asegurarse un recubrimiento a modo de protección para la red de agua potable.

### **2.1.3 Conexiones domiciliarias**

Las conexiones domiciliarias son tramos de tuberías que conectan los colectores de la red de alcantarillado sanitario con las cajas de revisión provistas de sello hidráulico, con la finalidad de evacuar aguas residuales de edificaciones, generando su adecuado saneamiento.

Según la disposición de SENAGUA (2000) la tubería de la conexión domiciliar deberá contar con un diámetro mínimo de 100 mm (milímetros), una pendiente mínima del 1%. Se ubicará a una profundidad mínima de 0.8 metros; finalmente, el empate con el colector de la red de alcantarillado sanitario se realizará a través de un codo de 45°. La caja de revisión o caja domiciliar es una estructura cúbica, cuyas dimensiones internas no serán menores a 0.6 x 0.6x 0.8 metros; sin embargo, su profundidad puede variar según su uso.

### **2.1.4 Profundidad mínima y máxima de la tubería**

Con la finalidad de brindar protección y recubrimiento a la tubería, su clave debe tener una profundidad mínima con respecto a la rasante de 1 - 1.1 metros. Por la misma razón, en lugares que sean de: tráfico peatonal, tráfico liviano o exclusivo de áreas verdes, se puede reducir la profundidad mínima de recubrimiento con respecto a la clave de la tubería a 0.7 metros. Se recomienda, para efectos funcionales, una profundidad de 1.5 metros.

### **2.1.5 Relación de caudales a sección llena**

Se conoce como relación hidráulica del caudal al índice porcentual que resulta de dividir el caudal de diseño con respecto al caudal a sección llena del diámetro de la tubería, como se observa en la Ecuación 1:

$$Qr = \frac{Qd}{Qo} \leq 0.75 \quad (\text{Ecu. 1})$$

Donde:

$Qr$  = Relación hidráulica de caudales

$Qd$  = Caudal de diseño

$Q_0$  = Caudal a sección llena

La relación hidráulica de caudal debe ser de máximo 0.75 para un adecuado funcionamiento del acueducto (López, 2001).

### **2.1.6 Relación diámetro altura**

La hidráulica de los canales circulares a gravedad requiere: una relación de la altura de la superficie de la lámina de agua con respecto al diámetro ( $y/D$ ) de aproximadamente el 75%, como se ve en la Figura 3.12, para garantizar su correcto funcionamiento. Es decir es necesaria una relación hidráulica de caudales menor al 75% (Edisson & Solís, 2018).

### **2.1.7 Velocidad mínima y máxima**

Las velocidades que puedan alcanzar las aguas residuales a lo largo de su recorrido por el sistema de alcantarillado son fundamentales para su funcionamiento, por las siguientes consideraciones:

#### **2.1.7.1 Velocidad mínima**

Una velocidad baja es capaz de generar sedimentación en el fondo de la tubería, propiciando la acumulación de materiales sólidos, incidiendo en la vida útil de la tubería. Por esta razón se debe garantizar un flujo que tenga la propiedad de autolimpieza.

Para evitar la sedimentación, SENAGUA (2000), prevé una velocidad mínima de 0,6 m/s (metros por segundo) en una tubería a sección llena y de 0.3 m/s en tuberías de sección parcialmente llena. Para el diseño se consideró una velocidad mínima de 0.45 m/s.

#### **2.1.7.2 Velocidad máxima**

En las tuberías y pozos de revisión, las altas velocidades del flujo producen erosión y abrasión, generando así: grietas, filtraciones, daños colaterales, etc. El deterioro de los elementos hidráulicos depende también del tipo de material del cual estén compuestos.

Se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Evitar la oxigenación de las aguas residuales dentro de las tuberías, ya que, propician la reproducción de bacterias patógenas, dificultando así, su posterior tratamiento. (Méndez, 2011)

2. Velocidades entre 2.5 – 4.0 m/s generan más erosión que velocidades entre 4.0 – 5.0 m/s.
3. Finalmente, López (2001) recalca que: indistintamente del material de la tubería la velocidad de flujo dentro de este no debe superar los 5.0 m/s, para evitar la abrasión de la tubería. En la Tabla 2.4 se presenta las velocidades máximas con respecto a la rugosidad del material de las tuberías.

**Tabla 2. 4 Velocidades máximas**

Material	Velocidad (m/s)	Coefficiente de rugosidad (n)
Hormigón		
- Unión de neopreno	3.5 – 4.0	0.013
- Unión de mortero	4.0	0.013
PVC	4.5 – 5.0	0.009

Fuente: (López, 2001)

## 2.2 Periodo de diseño

Es un periodo de tiempo medido en años, en los que el sistema de alcantarillado sanitario cumplirá con las características funcionales antes mencionadas. Generalmente oscila entre los 20 a 25 años y dependerá de las siguientes características:

- Vida útil de los elementos estructurales y constituyentes del sistema, según dispongan sus fabricantes.
- Demografía.
- Topografía de la zona de estudio.
- Mantenimiento de los elementos.

La normativa ecuatoriana vigente dicta que para zonas rurales se utilice un periodo de diseño de 20 años. Se permite usar un periodo de diseño distinto en el caso de poder ser justificado adecuadamente (SENAGUA, 2000). Para el caso de Napints se utilizará un periodo de diseño de 20 años.

## **2.3 Población de diseño**

### **2.3.1 Población actual**

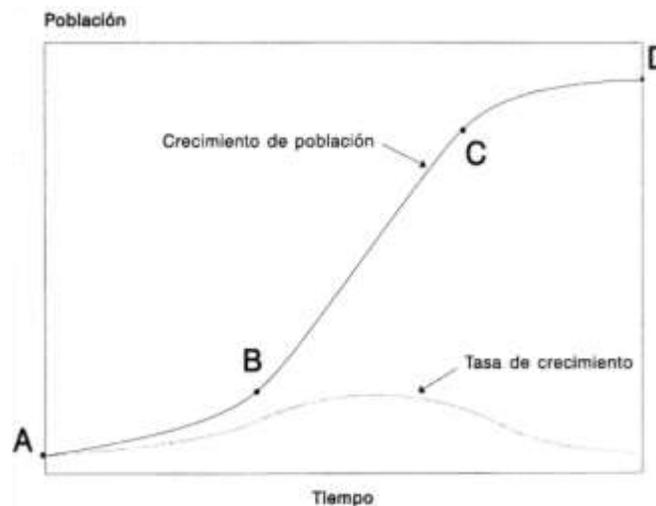
Es la base en la que se fundamentará la proyección poblacional en función del periodo de diseño, previamente establecido. El método para determinarla más utilizado es la aplicación de censos, con los que se obtiene el número de familias y sus integrantes. La comunidad Napints, al ser una relativamente nueva, posee una población actual de 68 habitantes, distribuidos en 17 familias.

### **2.3.2 Población futura**

Es la cantidad de habitantes para el cual se destinará el diseño de la red de alcantarillado sanitario y estación depuradora de aguas residuales. Por otra parte, es un parámetro básico para la determinación del caudal de diseño.

El crecimiento poblacional se propicia por los nacimientos e inmigraciones que ocurren en una zona delimitada. Lo primero está ligado directamente a la población actual; sin embargo, lo segundo depende de la capacidad de suplir las necesidades de salud, educación y situación comercial e industrial, con las que se posibilite un desarrollo para las comunidades originarias de la localidad y un atractivo para los inmigrantes. El decrecimiento poblacional se produce por la deficiencia de las características antes mencionadas, causando emigraciones y una tasa de mortandad mayor.

Acorde a López (2001) al no considerar los factores comerciales e industriales de una comunidad, el crecimiento de la misma es vegetativo, en otras palabras, cuentan con una capacidad de crecimiento limitada por el espacio y la oportunidad económica. Dicha caracterización se ve reflejada en una curva de crecimiento poblacional en forma de “S”, presentando 3 etapas según muestra en la Figura 2.1.



**Figura 2. 1** Curva “S” de crecimiento poblacional vegetativo

Fuente: (López, 2001)

Donde:

A-B = Crecimiento inicial con índice creciente, más conocido como crecimiento geométrico.

B-C = Crecimiento intermedio con índice constante, conocido como crecimiento lineal.

C-D = Crecimiento tardío con índice decreciente, denominado crecimiento logarítmico.

D = Población de saturación.

#### 2.3.2.1 Métodos de estimación de la población futura

Existen algunos métodos para determinar la población futura, con los cuales se busca aproximar la cantidad de habitantes al finalizar el periodo de diseño, basados en los estudios nacionales realizados a modo de censo, en los cuales se refleja un crecimiento poblacional real. Entre los métodos cuya aplicación es generalizada existen:

**Método de comparación gráfica:** Consiste en comparar la gráfica de los habitantes de una comunidad, con otras 3 con una caracterización similar a la misma. Se aplica cuando se tiene los estudios demográficos de las 4 poblaciones a comparar.

**Método lineal:** Es un método teórico y que rara vez resulta factible aplicar, pues, en este se condiciona que el crecimiento poblacional es lineal a través de una fórmula. Se lo usa

a manera de referencia de una cantidad conservadora de habitantes a futuro, o en cortos periodos de tiempo.

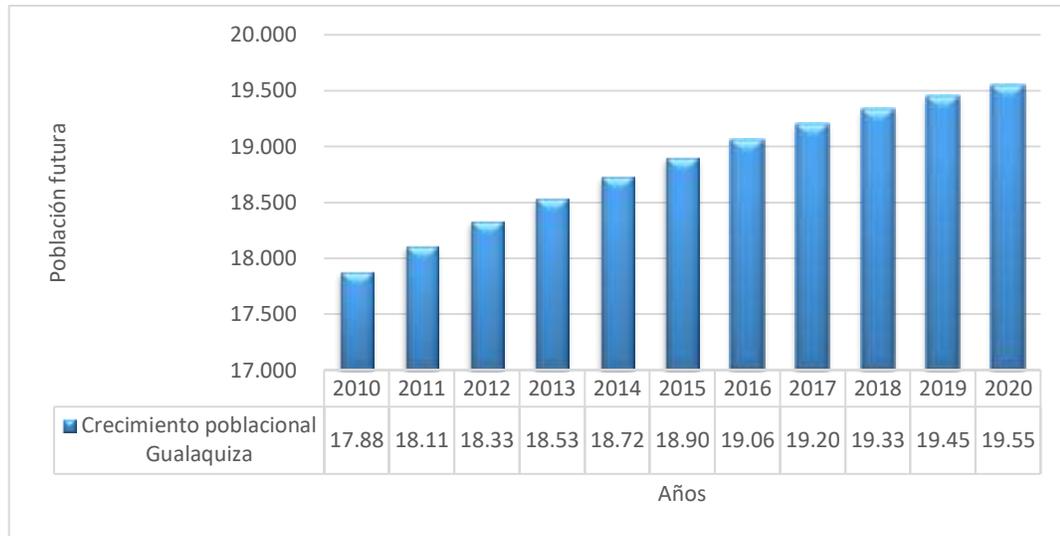
**Método geométrico:** Se condiciona el crecimiento poblacional en función del tamaño, similar al patrón que en las matemáticas financieras se aplica en la fórmula del interés compuesto. Depende de una tasa de crecimiento anual determinada por los resultados de un censo inicial y un censo final. Resulta efectiva cuando se estima una cantidad menor a 1000 habitantes, por lo que, es un crecimiento inicial de índice creciente (López, 2001).

**Método logarítmico:** Este método requiere de al menos el conocimiento de 3 censos realizados en la población de estudio, ya que establece un crecimiento exponencial de la misma. Se ajusta mejor a las condiciones de una ciudad o comunidad que ha establecido una situación comercial e industrial potencial.

**Análisis de sensibilidad:** Es una variación del método geométrico, ya que el mismo determina una tasa de crecimiento anual en función de los resultados de un censo inicial y un censo final. El análisis de sensibilidad pretende representar información más completa al añadir resultados de censos intermedios disponibles. Tiene las mismas condiciones aplicativas del método geométrico con la diferencia de requerir censos intermedios.

**Métodos estadísticos:** Requiere datos reales, que no presenten dispersiones irregulares, de los últimos censos realizados a una población. Se realiza a través de análisis estadísticos de regresión lineal, ajustando la dispersión de datos a funciones de diferentes tipos: lineal, cuadrática, exponencial, logarítmica o potencial. Las ecuaciones lineales y logarítmicas son las de mejores resultados. Según el INEC (2010) el crecimiento poblacional del Cantón Gualaquiza entre los años 2010 al 2020 se ve reflejado en la Tabla 2.5.

**Tabla 2. 5 Crecimiento poblacional del cantón Gualaquiza del 2010 al 2020**



Fuente: (INEC, 2010)

Se puede destacar una tendencia, con una tasa de crecimiento anual de 0.94% por año.

### 2.3.2.2 Selección del método de estimación

Para el caso del sector Napints, al ser una comunidad en vías de desarrollo con apenas 68 habitantes actuales, se la puede caracterizar como: una población de crecimiento inicial con índice creciente, por lo que estaría en el primer rango de la curva “S” de la Figura 2.1. Por otra parte, su proyección poblacional no alcanzara la cantidad de 1000 habitantes, por lo que el método que mejor se ajustaría sería el geométrico. Su fórmula es:

$$P_f = P_a(1 + r)^n \quad (\text{Ecu. 2})$$

Donde:

- $P_f$  = Población futura
- $P_a$  = Población actual
- $r$  = Tasa de crecimiento geométrico de la población expresada como valores decimales.
- $n$  = Periodo de diseño en años

Para determinar el valor de “r” requeriremos de la siguiente ecuación:

$$r = \left( \frac{P_{uc}}{P_{ac}} \right)^{\frac{1}{nc}} - 1 \quad (\text{Ecu. 3})$$

Donde:

- $P_{uc}$  = Población determinada a partir del último censo realizado.
- $P_{ac}$  = Población del censo anterior.
- $nc$  = Tiempo transcurrido entre los censos en años

Como se observó en la Tabla 2.5 la tasa de crecimiento poblacional de Gualaquiza es del 0.94% por año. Sin embargo, no se reflejan datos de la comunidad de Napints en concreto. Por la carencia de datos de censos de la comunidad, la tasa de crecimiento poblacional se obtendrá de lo que la SENAGUA (2000) en la NORMA CO 10.7-602 que establece como región geométrica rural, según se muestra en la Tabla 2.6.

**Tabla 2. 6 Tasas de crecimiento poblacional**

Región geográfica	r (%)
Sierra	1.0
Costa, Oriente y Galápagos	1.5

Fuente: (SENAGUA, 2000)

### 2.3.2.3 Población de diseño Napints.

Datos:

- $P_a = 68$  habitantes
- $r = 1.5\%$
- $n = 20$  años

$$Pf = 68 \times (1 + 0.015)^{20} = 92 \text{ habitantes}$$

La población futura del sector Napints a considerar en el diseño será de: 92 habitantes

## 2.4 Parámetros del caudal de diseño

### 2.4.1 Dotación

Es la cantidad de agua potable destinada al consumo diario promedio de una persona. El valor neto de la dotación se detalla en el diseño de la red de distribución de agua potable, sin embargo, la comunidad Napints, a pesar de tener este sistema, no cuenta con los datos

de su diseño. Debido a lo anterior se recurrirá a la NORMA CO 10.7-602, que plantea que la dotación depende del nivel de servicio del abastecimiento de agua potable reflejado en la Tabla 2.7:

**Tabla 2. 7 Niveles de servicio para niveles de abastecimiento de agua potable**

Nivel	Sistema	Descripción
0	AP EE	Sistemas individuales. Diseñar de acuerdo a las disponibilidades técnicas y capacidades económicas del usuario.
la	AP EE	Grifos públicos. Letrinas sin arrastre de agua.
lb	AP EE	Grifos públicos más unidades de agua para lavado de ropa y baño. Letrinas sin arrastre de agua.
lla	AP EE	Conexiones domiciliaries, con un grifo por casa. Letrinas con o sin arrastre de agua.
llb	AP ERL	Conexiones domiciliaries, con más de un grifo por casa. Sistema de alcantarillado sanitario.
<p><b>Leyenda:</b>            AP: Agua potable            EE: Eliminación de excretas            ERL: Eliminación de residuos líquidos</p>		

Fuente: INEN 5(2000)

La dotación en función de los niveles de servicio se detalla en la Tabla 2.8.

**Tabla 2. 8 Dotación según los niveles de servicio**

Nivel de Servicio	Clima frío: Sierra (lt/Hab×día)	Clima cálido: Costa, Oriente (lt/Hab×día)
la	25	30
lb	50	65
lla	60	85
llb	75	100

Fuente: INEN 5(2000).

Napints entra al nivel de servicio “llb-AP-ERL-EE” ya que, la comunidad requiere el uso de más de un grifo de agua potable (AP) por vivienda, eliminación de residuos líquidos (ERL) y sólidos (EE), además, por estar ubicada en una zona cálida, se le asignó una dotación de 100 Litros por habitante por día.

### **2.4.2 Áreas de aporte**

Son una división del área original del sector en varias secciones de superficie. Su función es distribuir el caudal de diseño entre los tramos de la red de alcantarillado sanitario. Se distribuirán de acuerdo a la topografía del sector, en función de la ubicación de las viviendas, calles y acorde al planeamiento futuro de la comunidad. El caudal de diseño de cada tramo de la red de alcantarillado sanitario se obtiene en función de las áreas de aporte y la densidad poblacional.

### **2.4.3 Densidad poblacional**

Es el número de habitantes que residen en una sola hectárea de todo el sector. Se realiza en función de la población futura de la comunidad, por lo que, depende del estado socioeconómico de la misma.

En comunidades pequeñas la densidad poblacional suele variar entre 200 a 100 Hab/Ha mientras que para comunidades desarrolladas puede llegar a 400 Hab/Ha según la zonificación y los usos de las mismas, pudiendo ser comerciales, industriales, etc. (López, 2001). La comunidad de Napints al tener una extensión de 2.66 hectáreas y una cantidad de 68 habitantes, tiene una densidad poblacional de 34.59 Hab/Ha.

### **2.4.4 Coeficiente de retorno**

Refleja la cantidad de agua potable consumida y devuelta como aguas residuales al sistema de alcantarillado sanitario (EMAAP-Q, 2009). La NORMA CO 10.7-602 dicta que, para comunidades carentes de sistemas de alcantarillado sanitario es permitido utilizar valores del coeficiente de retorno adoptados por otras comunidades o en base a literatura técnica correctamente justificada. De no tener la información necesaria o que la misma sea inexacta, el coeficiente de retorno según EMAAP-Q (2009) puede ajustarse a los rangos de valores que se presentan en la Tabla 2.9, en función de la complejidad del sistema de alcantarillado sanitario.

**Tabla 2. 9 Coeficientes de retorno de aguas servidas domésticas**

Nivel de Complejidad del sistema	Coefficiente de retorno
Bajo - Medio	0.7 - 0.8
Medio - Alto	0.8 – 0.85

Fuente: Normas de diseño de sistemas de alcantarillado para la EMAAP-Q, 2009

Por otra parte, López (2001) propone que el coeficiente de retorno oscile entre el 65% a 85%. Siendo el 85% más comúnmente utilizado para ciudades y el 65% utilizado para zonas rurales. En base a los criterios de López (2001) y la EMAAP-Q (2009). Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario, se consideró un coeficiente de retorno del 75% por ser una zona rural y un sistema de complejidad baja.

## 2.5 Caudal de diseño

El caudal de aguas residuales está compuesto por:

- Caudal de agua residual doméstica.
- Caudal de agua residual industrial.
- Caudal de agua residual comercial.
- Caudal de agua residual institucional.
- Caudal de infiltraciones.
- Caudal de conexiones ilícitas.

### 2.5.1 Caudal medio diario (QMD)

El caudal medio diario es el promedio del aporte de aguas residuales en un periodo de 24 horas durante un año y es igual a la sumatoria de los caudales de agua residual doméstica, industrial, institucional y comercial (López, 2001).

#### 2.5.1.1 Caudal de agua residual doméstica ( $Q_s$ )

Es el caudal producto del aporte de aguas residuales de las viviendas y los bienes inmuebles residenciales. Se obtiene a través de la siguiente ecuación:

$$Q_s = \frac{Cr \times Dot \times Ap \times DP}{86400} \quad (\text{Ecu. 4})$$

Donde:

- QMD = Caudal medio diario (lt/s)
- Cr = Coeficiente de retorno (Adimensional)
- *Dot* = Dotación de agua potable por cada habitante (lt/Hab día)
- *Ap* = Área de aporte (Ha)
- DP= Densidad poblacional (Hab/Ha)

#### 2.5.1.2 Caudal de agua residual institucional ( $Q_{ins}$ )

Depende del tamaño y complejidad de las instituciones y está formado por aguas residuales procedentes de centros educativos, servicios de salud, hoteles, etc. Para zonas institucionales pequeñas se recomienda utilizar aportes que van de 0.4 lt/s Ha a 0.5 lt/s Ha. Para la comunidad de Napints al contar dentro de su planeación urbana un espacio destinado a una institución educacional, se considerará un aporte de 0.4 lt/s Ha.

#### 2.5.2 Caudal máximo horario de aguas residuales (QMH)

A diferencia del caudal medio diario, el caudal máximo horario hace alusión al máximo caudal que puede ser consumido en una hora durante todo el año; es la base para determinar el caudal de diseño de una red de alcantarillado sanitario. Se obtiene a través de la multiplicación del caudal medio diario por un factor de mayoración.

$$QMH = QMD \times FM \quad (\text{Ecu. 5})$$

Donde:

- QMH = Caudal máximo horario (lt/s)
- QMD= Caudal medio diario (lt/s)
- FM= Factor de mayoración (Adimensional)

El Factor de mayoración se deduce mediante mediciones en campo que determinen la variación del caudal, sin embargo, por la carencia de datos se pueden recurrir a lo que la normativa local dicte o a ecuaciones empíricas.

De acuerdo a Lopez (2000) las ecuaciones empíricas más utilizadas son:

- a) **Ecuación de Babbit (1918):** Utilizada en poblaciones entre mil a un millón de habitantes.

$$FM = \frac{5}{P^{0.2}} \quad (\text{Ecu. 6})$$

Donde:

- P= Población del tramo del colector expresada en miles de habitantes (Hab)

- b) **Ecuación de Harmon (1918):** Utilizada en poblaciones entre mil a un millón de habitantes.

$$FM = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (\text{Ecu. 7})$$

Donde:

- P= Población del tramo del colector expresada en miles de habitantes (Ha)

- c) **Ecuación de Flores (1998):** Se calcula el factor de mayoración en función de la población

$$FM = \frac{3.5}{P^{0.1}} \quad (\text{Ecu. 8})$$

Donde:

- P= Población del tramo del colector (Hab)

- d) **Ecuación de los Ángeles (1998):** Se la utiliza en base al caudal medio diario, idónea para caudales entre 2.8 lt/s a 28300 lt/s.

$$FM = \left[ \frac{3.53}{QMD^{0.0914}} \right] \quad (\text{Ecu. 9})$$

Donde:

- FM= Factor de mayoración (Adimensional)
  - QMD= Caudal medio diario (m<sup>3</sup>/s)
- e) **Ecuación de Tchobanoglous (1998):** Dirigida a poblaciones cuyos caudales oscilen entre 4 lt/s a 5000 lt/s.

$$FM = \left[ \frac{3.7}{QMD^{0.0733}} \right] \quad (\text{Ecu. 10})$$

Donde:

- FM= Factor de mayoración (Adimensional)
- QMD= Caudal medio diario (m<sup>3</sup>/s)

La comunidad de Napints, al poseer una población futura de 92 habitantes, nos imposibilita el uso de las ecuaciones de Babbitt y Harmon, que se utilizan para poblaciones entre mil y un millón de habitantes.

Del mismo modo con las ecuaciones de los Ángeles y Tchobanoglous, ecuaciones en función del caudal, que se aplican para valores mínimos de caudal de 2.8 lt/s y 4lt/s respectivamente. Debido a esto se considero la ecuación de Flores, para el cálculo del factor de mayoración.

Cabe destacar que no tiene ningún tipo de insidencia el uso arbitrario de cualquier ecuación para determinar el factor de mayoración, puesto que, el caudal máximo diario que atraviesa la red es de 0.021 lt/s y para cumplir la condición de caudal sanitario mínimo de 1.5lt/s, se necesita el uso de valores altos de factor de mayoración.

### 2.5.3 Caudal de infiltraciones (Qinf)

Es un caudal extra a considerar; proveniente del agua que ingresa en los colectores de la red de alcantarillado sanitario a través de: fisuras, grietas, conexiones mal colocadas, elementos erosionados, etc. Se denomina caudal de infiltración por la propiedad del agua de penetrar en el sistema, cuyos factores dependen de: la precipitación anual de la comunidad, la permeabilidad del suelo y el nivel freático en el que se encuentre la tubería.

El caudal de infiltración generalmente está conformado por:

**Infiltración permanente:** Hace referencia al agua que está permanentemente infiltrándose en el subsuelo, proveniente del: drenaje de cimentaciones, sótanos, humedales, lagunas, circuitos de refrigeración, etc.

**Infiltración directa:** Proviene del agua de escorrentía superficial que aporta a los colectores de la red de alcantarillado sanitario, a través de su infiltración en las conexiones defectuosas. Otros orígenes suelen ser: el exceso de agua expulsada por las canaletas de edificaciones, las tapas mal colocadas de los pozos de revisión, los drenajes de terraza, etc.

**Infiltración retardada:** Producto del remante de la escorrentía superficial que no llega directamente a las tuberías, sino, tarda unos días en hacerlo. Infiltrándose de la misma forma que los anteriores casos.

Se conoce que la variabilidad de esta clase de caudal generalmente lo vuelve indeterminado, por lo que, de no tener datos reales López (2001) recomienda usar los valores de la Tabla 2.10.

**Tabla 2. 10 Aporte de infiltración por longitud de tubería**

Condiciones	Infiltración (lt/s. Km)		
	Alta	Media	Baja
Tuberías existentes	4.0	3.0	2.0
Tuberías nuevas con unión de:			
- Cemento	3.0	2.0	1.0
- Caucho	1.5	1.0	0.5

Fuente: (López, 2001)

Se recomienda utilizar los valores según la calidad de las condiciones de construcción del acueducto, por otra parte, se deben considerar las: precipitaciones, zonas agrícolas, recubrimiento de asfalto, etc. Para el sector Napints, se utilizará en el diseño de la red de alcantarillado sanitario tuberías de PVC con unión de caucho. Además, no cuenta con calles pavimentadas por lo que se espera una infiltración alta. Se asumirá un caudal de infiltración por longitud de tubería de 1.5 lt/s/ Km.

#### **2.5.4 Caudal de conexiones ilícitas (Qil)**

Se utiliza como medida de seguridad, para impedir que el caudal sobrepase la capacidad máxima del colector, en caso de que se produzcan conexiones erróneas para descargar flujo de origen pluvial a través del sistema sanitario.

Para considerar este caudal, al no contar con datos reales, se considera un valor mínimo de 80 lt/Hab día.

#### **2.5.4 Caudal de diseño (Qd)**

$$Qd = QMH + Qinf + Qil \quad (\text{Ecu. 11})$$

## **Capítulo 3: Diseño de la red de alcantarillado sanitario**

### **3.1 Generalidades**

Una red de alcantarillado sanitario es un sistema, que tiene por función recolectar y transportar las aguas residuales desde su lugar de origen hasta su disposición final (pudiendo ser esta un cuerpo receptor o un sistema de depuración). Las aguas residuales pueden ser de origen domiciliar, industrial, comercial, pluvial e institucional.

Las redes de alcantarillado sanitario están conformadas por colectores y estructuras hidráulicas; comúnmente enterradas y ubicadas en el centro de las vías públicas y diseñadas para trabajar a gravedad.

#### **3.1.1 Clasificación de los sistemas de alcantarillado sanitario**

Los sistemas de alcantarillado sanitario se dividen en dos grupos principales: Convencionales y No convencionales.

##### **3.1.1.1 Convencionales**

Son los más utilizados, debido a que son sistemas muy estudiados y estandarizados. Se distinguen principalmente por: el uso de tuberías de gran diámetro y por contar con gran flexibilidad. Estas características permiten que estos sistemas se adapten a las condiciones de incertidumbre que se producen al utilizarlos en diferentes locaciones, debido a la posibilidad de diseñar un sistema inadecuado o insuficiente. La normativa vigente es más exigente, en consecuencia, el uso de estos sistemas genera mayores costos.

Los sistemas convencionales se distinguen por el tipo de agua residual que conducen y se clasifican en:

- a) Sistema Sanitario: Recolecta y dirige exclusivamente caudales de índole: doméstico, industrial, comercial e institucional.
- b) Sistema Pluvial: Se encarga del control y manejo de las aguas lluvias provenientes de las áreas de aporte aguas arriba de la localidad.
- c) Sistema Combinado: Es la unificación de los dos sistemas previamente mencionados, es decir, transporta aguas residuales y pluviales.

### 3.1.1.2 No Convencionales

Funcionan únicamente para la recolección y manejo de aguas residuales. Son sistemas más limitados en cuanto a flexibilidad y control del caudal. Su aplicación se produce bajo condiciones específicas, debido a que requieren de una mayor definición y un mantenimiento estricto. Se clasifican según el tipo de tecnología aplicada en:

- a) Sistema simplificado: Es básicamente un sistema sanitario convencional, que está enfocado en reducir los diámetros de los colectores y las distancias entre pozos de revisión. Por otra parte, requiere mejores equipos de mantenimiento.
- b) Sistema condominal: Es comúnmente utilizado en urbanizaciones con una extensión menor a 1 hectárea, donde se produce un sistema de recolección interno para finalmente desembocar en un sistema convencional principal.
- c) Sistema sin arrastre de sólidos: Se caracteriza por transportar aguas residuales residenciales sin sólidos, de modo que, previamente se remueven los sólidos domiciliarios a través de un tanque interceptor. Tienen diámetros menores y el agua residual puede transitar a presión, sin la necesidad de seguir una gradiente de energía uniforme (López, 2001).

Para la comunidad de Napints se utilizará un sistema de alcantarillado sanitario convencional, porque, no cuenta con calles pavimentadas y posee una población y extensión limitada.

### **3.1.2 Partes de una red de alcantarillado sanitario**

La red de alcantarillado sanitario está conformada por:

- Colectores terciarios
- Colectores secundarios
- Colectores principales
- Conexiones domiciliarias
- Pozos de revisión
- Pozos de salto

### 3.1.2.1 Colectores terciarios

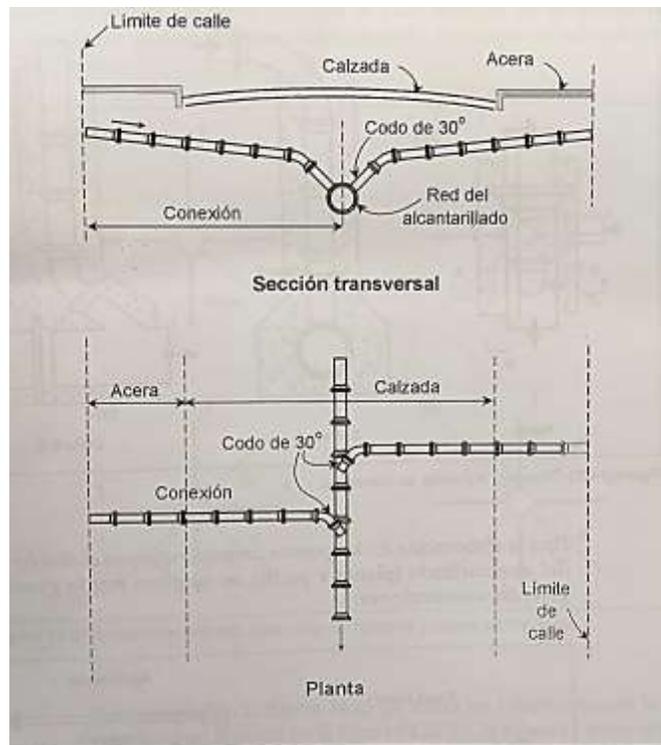
Son tuberías laterales que se encargan exclusivamente de la recolección y transporte de aguas residuales de acometidas residenciales hasta los colectores secundarios. El diámetro mínimo de los colectores terciarios es de 100 mm y se ubican generalmente debajo de las aceras o vías públicas.

### 3.1.2.2 Colectores secundarios

Son tuberías que recolectan el aporte de dos o más colectores terciarios. Transportan el agua residual hasta los colectores principales y se encuentran debajo de las vías públicas.

### 3.1.2.3 Colectores principales

También denominados interceptores, recolectan y transportan el aporte de dos o más colectores secundarios, hacia el cuerpo receptor o una planta de tratamiento. Se caracterizan por sus diámetros de mayores dimensiones, conectados a estructuras hidráulicas y ubicados en las cotas más bajas admisibles. Los colectores se ven representados en la Figura 3.1:



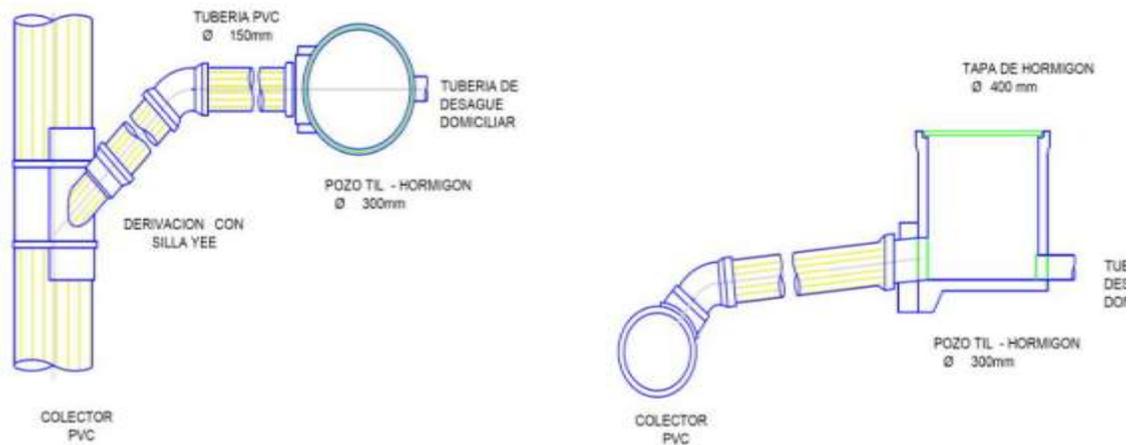
**Figura 3. 1 Conexión de colectores a profundidad normal**

Fuente (López,2001) Figura 14.22

### 3.1.2.4 Conexiones domiciliarias

Son tuberías que transportan los aportes residenciales hacia los colectores secundarios o principales, a través de un pozo Till (Fabricado de hormigón simple de 180 Kg/cm<sup>2</sup>). Se ubican a una profundidad mínima de 0.6 m hasta una máxima de 1.5 m y a 1 m de distancia del lote.

Las tuberías por su parte están provistas con un diámetro y pendiente mínima de 100 mm y 1% respectivamente; y el empate con el colector principal se realiza por medio de codos a 30°- 45° como se muestra en la Figura 3.2:

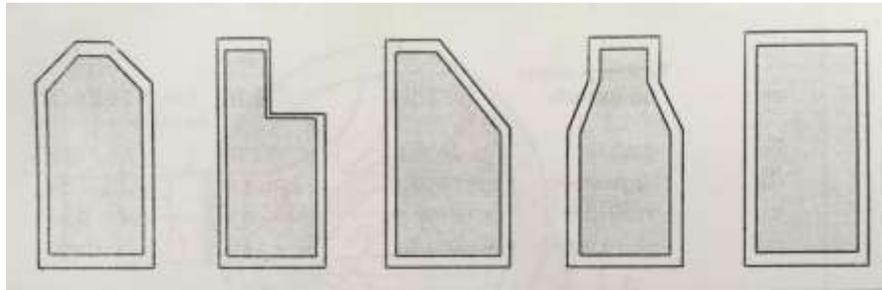


**Figura 3. 2 Detalles de la conexión domiciliar en planta y perfil**

Fuente: (Edisson & Solis, 2018) Ilustración3-2

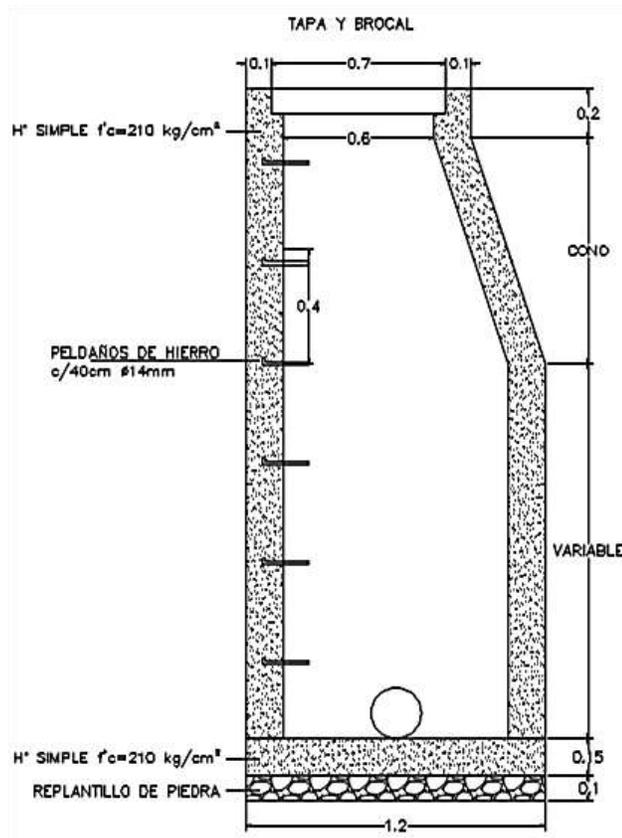
### 3.1.2.5 Pozos de revisión

Su principal función es darle continuidad a la red de alcantarillado sanitario, permitir los cambios de: dirección, pendiente, sección, y realizar labores de mantenimiento del sistema. La distancia entre pozos de revisión está en función del diámetro de los colectores como se mostró en la Tabla 2.4. Son prefabricados o fabricados in situ en mampostería u hormigón, además, cuentan con diversas formas geométricas como se muestra en la Figura 3.3:



**Figura 3.3 Formas geométricas típicas de los pozos de revisión**  
 Fuente: (López, 2001) Figura 14.6

Los pozos de revisión están conformados por las siguientes partes, tal como lo demuestra la Figura 3.4.



**Figura 3.4 Pozo de revisión**  
 Fuente: (Autoría propia)

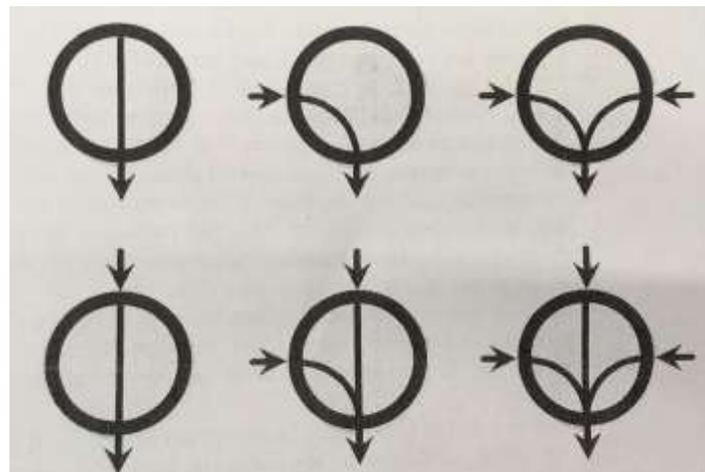
**Tapa de acceso:** Son estructuras circulares, generalmente de 0.7 m de diámetro, prefabricadas de hormigón armado de 300 Kg/cm<sup>2</sup>. Funcionan como: protección,

conducto de ventilación y permiten el acceso al cuerpo del pozo de revisión para realizar operaciones de mantenimiento.

**Reducción cónica:** La mayoría de formas geométricas de los pozos de revisión cuentan con este elemento, porque, permite la conexión entre los diámetros de la tapa de acceso con el cuerpo del pozo, a través de un cono excéntrico, el cual facilita el ingreso al cuerpo del pozo de revisión.

**Cuerpo:** Es la estructura principal del pozo de revisión, generalmente provisto con un espesor de 20 mm en sus paredes, sus profundidades son variables y puede llegar hasta los 4 m. Su diámetro mínimo es de 900 mm según especifica la Tabla 2.3. Está provisto con estribos de hierro, con un diámetro de 18 mm, recubiertos por dos capas de pintura anticorrosiva, a modo de escaleras para el acceso del personal encargado del mantenimiento.

**Base:** También denominada caña, es un elemento semicircular de hormigón simple de 210 Kg/cm<sup>2</sup>, destinado a empatar los colectores entrantes con el colector saliente y conducir los aportes según su régimen de flujo. Existen varias formas en las uniones de las cañuelas conforme a la Figura 3.5:



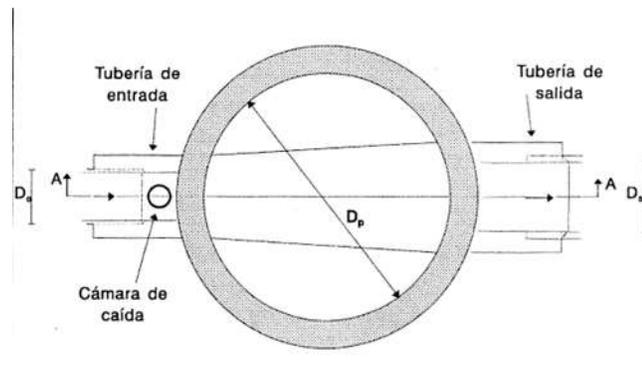
**Figura 3. 5 Conexión de colectores a profundidad normal**

Fuente: (López, 2001) Figura 14.8

Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario se utilizará el diámetro de los pozos de revisión de 900mm.

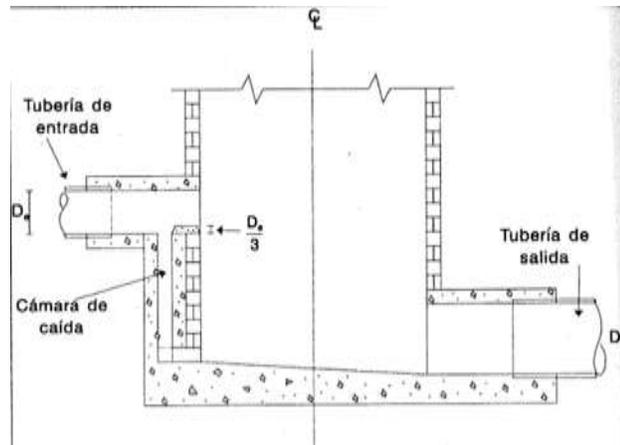
### 3.1.2.6 Pozos de salto

El pozo de salto, también conocido como cámara de caída, es una tubería vertical que guía el aporte de aguas residuales desde la entrada hasta el interior de la base del pozo de revisión como se ilustra en las Figuras: 3.6, 3.7 y 3.8. Se utilizan con la finalidad de impedir que se produzcan velocidades que superen a la máxima permitida ( $V_{\max} = 5 \text{ m/s}$ ); y la erosión que esta causa.



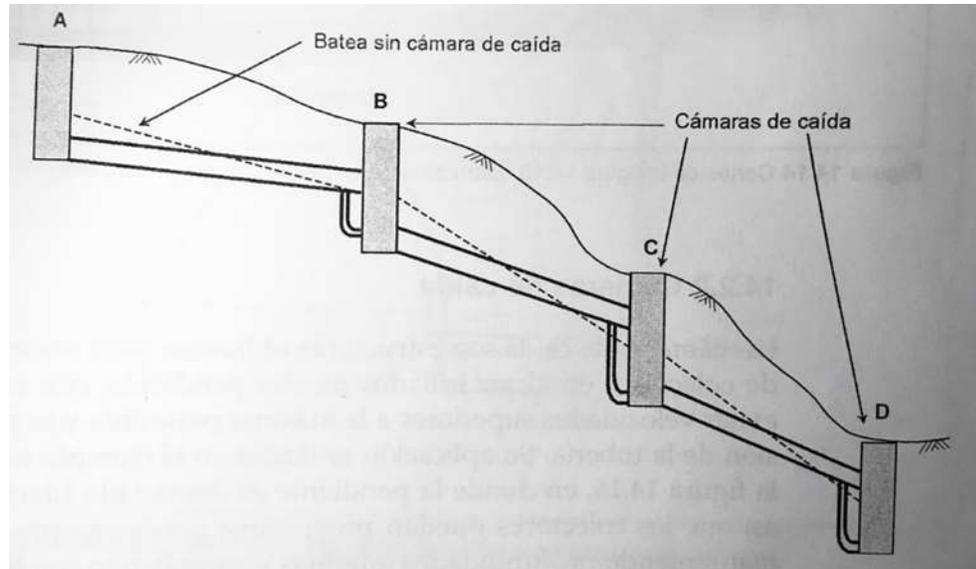
**Figura 3. 6 Vista en planta del pozo de caída**

Fuente: (López, 2001) Figura 14.17



**Figura 3. 7 Vista lateral: Corte A-A del pozo de caída**

Fuente: (López, 2001) Figura 14.18



**Figura 3. 8 Conexión de colectores a profundidad normal**

Fuente: (López, 2001) Figura 14.16

La condición mínima definida por la NORMA CO 10.7-602 para la aplicación de pozos de caída, es que exista una diferencia entre las cotas de batea mayor o igual a 1m, entre los colectores entrantes y el colector saliente. Finalmente el diámetro de la tubería del pozo de caída estan definidos por la Tabla 3.1:

**Tabla 3. 1 Diámetro del pozo de caída en función del diámetro del colector de entrada.**

Diámetro del colector de entrada (mm)	Diámetro del pozo de caída (mm)
200 – 300	200
350 – 450	300
500 – 900	400
Mayor a 900	Diseño especial

Fuente: (López, 2001) Tabla 14.2

### 3.2 Parámetros de diseño

A continuación, la tabla 3.2 presenta un resumen de los parámetros que se consideran para el diseño de la red de alcantarillado sanitario.

**Tabla 3. 2 Parámetros de diseño de la red de alcantarillado sanitario**

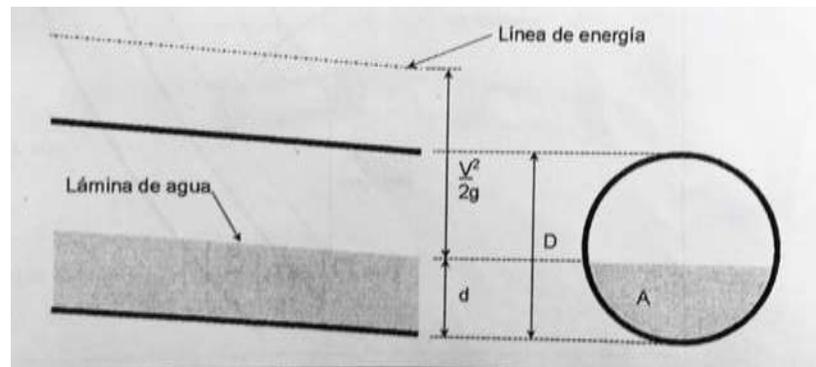
No #	Parámetros de diseño	Símbolo	Valor	Unidad
1	Pendiente mínima	$S_{0\min}$	0,5	%
2	Diámetro mínimo del colector	$D_{\min}$	200	mm
3	Distancia máxima entre pozos de revisión	$L_{\max}$	200	m
6	Diámetro mínimo del pozo de revisión	$D_{p\min}$	900	mm
8	Relación Diámetro altura	$d/D$	0,75	Coef
9	Velocidad mínima	$V_{\min}$	0,45	m/s
10	Velocidad máxima	$V_{\max}$	5	m/s
11	Periodo de diseño	nd	20	Años
12	Población Actual	$P_a$	68	Hab
13	Tasa de crecimiento poblacional geométrico	r	0,015	Coef
14	Dotación	Dot	100	Lt/Hab dia
15	Densidad poblacional	Dep	34.59	Hab/Ha
16	Coeficiente de retorno	$C_r$	0,75	Coef
19	Caudal institucional	$Q_{\text{ins}}$	0,4	Lt/s Ha
20	Caudal de infiltración	$Q_{\text{inf}}$	1,5	Lt/s km
21	Caudal de conexiones ilícitas	$Q_{\text{il}}$	1	Lt/s Ha
22	Caudal de diseño mínimo	$Q_d$	1,5	Lt/s
23	Profundidad mínima pozo de revisión	$H_{p\min}$	0,75	m
24	Profundidad máxima pozo de revisión	$H_{p\max}$	4	m
25	Esfuerzo cortante o fuerza tractiva mínima	$\tau_{\min}$	1	$N/m^2$
26	Coeficiente de rugosidad de Manning	n	0,009	Coef

Fuente: (Autoría propia)

### 3.3 Diseño de los colectores

Como se mencionó anteriormente, cada uno de los tramos de la red de alcantarillado sanitario se diseñan con la finalidad de funcionar como un conducto a flujo libre por gravedad. Este se determina a partir de las características de desplazamiento y velocidad de una partícula del fluido, si las características se mantienen constantes en el espacio se presenta uniforme y si permanecen constantes en el tiempo se presenta un flujo permanente, caso contrario se considera el flujo como no uniforme o no permanente (López, 2001).

Para efectos de diseño, se asume que los colectores se encuentran en flujo uniforme permanente. Bajo esta condición se considera que la velocidad es constante y la lámina de agua es paralela al fondo del colector, por lo tanto, su línea de energía es paralela a la lámina de agua, como se muestra en la Figura 3.9.



**Figura 3. 9 Flujo uniforme en tuberías circulares cerradas**

Fuente: (López, 2001) Figura 14.28

### 3.3.1 Ecuación de cálculo

El comportamiento del régimen de flujo uniforme permanente, se ve caracterizado en los modelos de cálculo de: Manning, Chézy y BaS.S.Tin. El modelo de cálculo más utilizado es el de Manning por su facilidad de empleo.

Ecuación de Manning:

$$Q = \frac{A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (\text{Ecu. 12})$$

Donde:

Q = Caudal (lt/s)

A = Área de la sección de la tubería (m<sup>2</sup>)

S = Pendiente de la línea de energía (Adimensional en decimales)

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (Adimensional en decimales)

R<sub>h</sub> = Radio hidráulico (m)

Considerando que el colector se encuentra, bajo la condición de flujo lleno.

$$A = \frac{\pi \times D^2}{4} \quad (\text{Ecu. 13})$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{D}{4} \quad (\text{Ecu. 14})$$

La ecuación de Manning, considerando sección a flujo lleno es:

$$Q_o \approx 0.312 \times \left( \frac{D^{\frac{8}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \right) \quad (\text{Ecu. 15})$$

Expresando la Ecuación 17 en términos de velocidad, se obtiene:

$$V_o = \frac{Q_o}{A} = \frac{4 \times Q_o}{\pi \times D^2} \quad (\text{Ecu. 18})$$

Donde:

$V_o$  = Velocidad a sección llena (m/s)

$Q_o$  = Caudal a sección llena (m<sup>3</sup>/s)

D = Diámetro (m)

Por otra parte, es posible obtener el diámetro de diseño, en base a la ecuación de Manning; a partir de redondear el resultado de la Ecuación 19 al inmediato superior de los diámetros comerciales disponibles en la localidad.

$$D \approx 1.548 \times \left( \frac{n \times Q}{S^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (\text{Ecu.19})$$

### 3.3.1.1 Coeficiente de rugosidad de Manning (n)

Su función es reflejar las características fisiológicas de los materiales empleados en las tuberías, que tendrán incidencia en el flujo del agua residual hasta su disposición final. Los principales factores que inciden en el coeficiente de rugosidad de Manning son: el material de la tubería, homogeneidad de los materiales empleados en las tuberías, tipos de conexiones, desplazamientos verticales y horizontales que se producen en las tuberías por el asentamiento del suelo, profundidad de la lámina de agua, sedimentación que pueda proporcionar el agua residual y la película biológica que en las paredes se pueda formar.

Cada material debería tener su propio estudio para una caracterización adecuada, ya que, un valor bajo o elevado en el coeficiente de rugosidad de Manning puede generar diseños

insuficientes o sobredimensionados. Sin embargo, existen valores generalizados de coeficiente de rugosidad, así como se detalla en la Tabla 3.3:

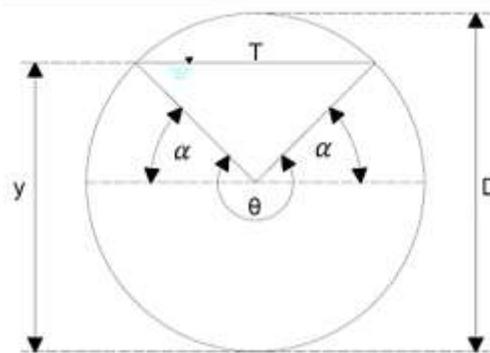
**Tabla 3. 3 Valores generales del coeficiente de rugosidad de Manning**

<i>Material</i>	<i>Coficiente de rugosidad (n)</i>
<i>Asbesto cemento</i>	0.010
<i>Hormigón liso</i>	0.012
<i>Hormigón rugoso</i>	0.014
<i>Ladrillo</i>	0.016
<i>Ladrillo vitrificado</i>	0.014
<i>Metal corrugado</i>	0.022
<i>Hierro fundido</i>	0.015
<i>Plástico</i>	0.009

Fuente: (López, 2001) Tabla 8.1

Para el diseño de la red de alcantarillado se consideró el uso de tuberías de PVC, por lo que, el coeficiente de rugosidad de Manning a considerar es de  $n = 0.009$ .

### 3.3.2 Características de flujo de una sección circular



**Figura 3. 10 Características geométricas de una sección de flujo**

Fuente: (Autoría propia)

$$\theta = \pi + 2\alpha \quad (\text{Ecu. 20})$$

$$\sin \alpha = \frac{2y}{D} - 1 \quad (\text{Ecu. 21})$$

$$\alpha = \sin^{-1}\left(\frac{2y}{D} - 1\right) \quad (\text{Ecu. 22})$$

Nota: Los ángulos  $\alpha$  y  $\theta$  se expresan en radianes.

Área mojada ( $\text{m}^2$ ):

$$A = \frac{\pi D^2}{8} + \frac{D^2 \sin \alpha \cos \alpha}{4} + \frac{\alpha D^2}{4} \quad (\text{Ecu. 23})$$

Perímetro mojado (m):

$$P = \frac{\pi D}{2} + \alpha D \quad (\text{Ecu. 24})$$

Radio hidráulico (m):

$$R_h = \frac{A}{P} \quad (\text{Ecu. 25})$$

Ancho de la sección en la superficie libre (m):

$$T = D \cos \alpha \quad (\text{Ecu. 26})$$

Profundidad hidráulica (m):

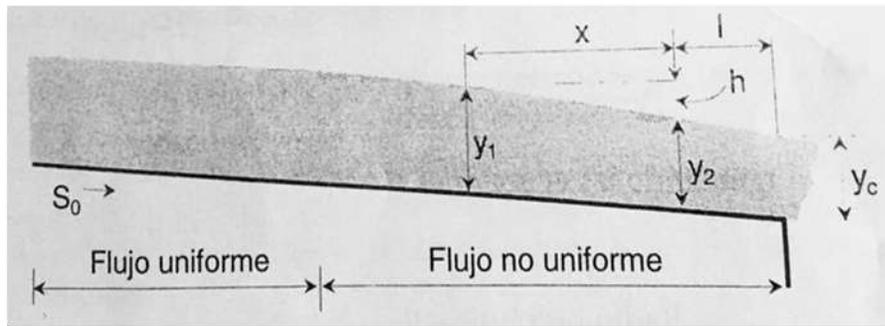
$$H = \frac{A}{T} \quad (\text{Ecu. 27})$$

Energía específica (m):

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Ecu. 28})$$

### 3.3.2.1 Flujo no uniforme permanente

Se caracteriza por mantener un caudal constante en el tiempo, pero a diferencia del flujo uniforme permanente, su velocidad y pendiente varían, lo que provoca que la altura de la profundidad de la lámina de agua y línea de energía, también, como muestra Figura 3.11.



**Figura 3. 11 Flujo permanente no uniforme con curva de descenso por descarga libre**  
 Fuente: (FHWA, 2009) Figura 14.30

La pendiente “S” y el descenso de la lámina de agua “h” dependen de la variación de las condiciones hidráulicas de 2 puntos. Si se considera un tramo suficientemente corto entre los dos puntos, la velocidad media del flujo sería:

$$V_m = \frac{R_h^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (\text{Ecu. 29})$$

Expresando esta ecuación en términos de la pendiente y conociendo que  $(V_m = \frac{V_1+V_2}{2})$ , se obtiene:

$$S = \frac{n^2 \times (V_1 + V_2)^2}{4 \times R_h^{\frac{4}{3}}} \quad (\text{Ecu. 30})$$

La diferencia de la profundidad de la lámina de agua está en función de la diferencia de las alturas de las líneas de energía, es decir:

$$h = Sx + \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \quad (\text{Ecu. 31})$$

Donde:

$h$  = Descenso de la lámina de agua [m]

$S$  = Pendiente de la línea de energía (Adimensional)

$V_1$  = Velocidad al inicio del tramo (m/s)

$V_2$  = Velocidad al final del tramo (m/s)

$g$  = Aceleración gravitacional (m/s<sup>2</sup>)

$x$  = Distancia longitudinal del tramo (m)

$$x = \frac{\left(y_1 + \frac{V_1^2}{2g}\right) - \left(y_2 + \frac{V_2^2}{2g}\right)}{S - S_0} \quad (\text{Ecu. 32})$$

Donde:

$S_0$  = Pendiente de la línea de energía inicial (Adimensional)

$y_1$  = Altura de la lámina de agua al inicio del tramo (m)

$y_2$  = Altura de la lámina de agua al final del tramo (m)

### 3.3.2.2 Flujo crítico

El flujo crítico es el punto de transición entre el flujo subcrítico y el supercrítico, en otras palabras, es un punto de equilibrio entre el orden y uniformidad del agua; con el caos e irregularidad en la misma. Este caso se produce en el punto de descarga, como muestra la Figura 3.13. En las redes de alcantarillado, se produce en la entrada a los pozos de revisión.

El flujo crítico mantiene la consideración de caudal constante y se presenta a través de una altura de la lámina de agua, conocida como altura crítica, cuyo modelo de cálculo para canales circulares se presenta a continuación en la Ecuación 33, no obstante, su aplicación es viable dentro del rango especificado.

$$y_c = \left(\frac{Q}{D}\right)^{\frac{2}{3}} + 0.083D \quad (\text{Ecu. 33})$$

$$\text{Para } 0.3 < \frac{y_c}{D} < 0.9$$

Donde:

- $y_c$  = Altura crítica de la lámina de agua (m)
- $Q$  = Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $D$  = Diámetro de la tubería (m)

### 3.3.3 Relaciones hidráulicas

Las relaciones hidráulicas, están basadas en las características de flujo de una sección circular, considerando que el coeficiente de Manning es constante para toda la sección de los colectores. Las relaciones hidráulicas principalmente vinculan las características del flujo a sección llena con el flujo a sección parcialmente llena, véase el Anexo 6.

### 3.3.4 Esfuerzo cortante o fuerza tractiva

El esfuerzo cortante se calcula con el fin de verificar si se cumple la condición de autolimpieza de las tuberías.

$$\tau = \gamma \times R_h \times S \quad (\text{Ecu. 34})$$

Donde:

- $\tau$  = Esfuerzo cortante medio ( $\text{N}/\text{m}^2$ ).
- $\gamma$  = Peso específico del agua residual ( $9.81 \text{ KN}/\text{m}^3$ ).
- $R_h$  = Radio hidráulico de la sección de flujo (m).
- $S$  = Pendiente de la tubería.

Para garantizar el adecuado funcionamiento del colector, López (2001) recomienda: valores de esfuerzo cortante mayores a  $1.0 \text{ N}/\text{m}^2$  para redes de alcantarillado sanitario reducidos.

### 3.3.5 Régimen de flujo

El diseño de la red de alcantarillado sanitario, varía según el régimen de flujo en el que se encuentre el agua residual en cada colector del sistema. El modelo matemático que caracteriza el régimen de flujo, se lo acredita al Número de Froude, el cual relaciona la velocidad media con la profundidad hidráulica de la sección.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times H}} \quad (\text{Ecu. 35})$$

Donde:

- Fr = Número de Froude (Adimensional)
- V= Velocidad real en el tramo de colector (m/s)
- H = Profundidad hidráulica (m)
- g = Aceleración gravitacional (m/s<sup>2</sup>)

El Número de Froude denota el régimen de flujo según el siguiente rango:

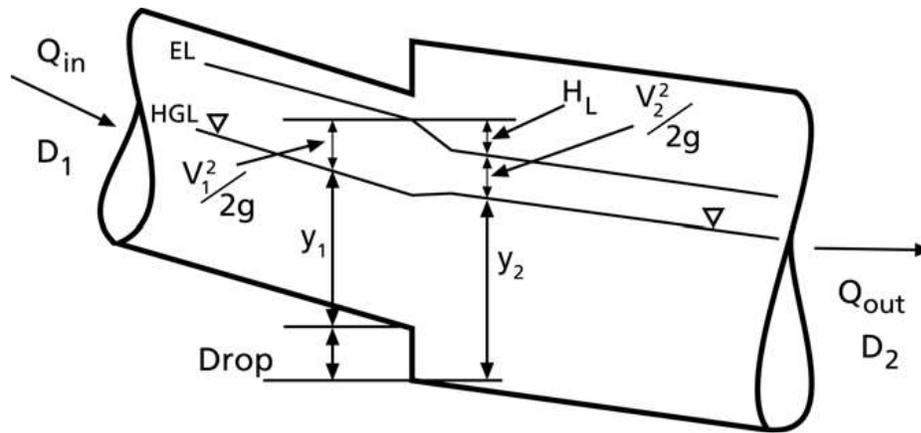
- Fr < 1: Régimen subcrítico
- Fr = 1: Régimen crítico
- Fr > 1: Régimen supercrítico

### 3.4 Diseño de los pozos de inspección

Según American Society of Civil Engineers (2007), los nuevos pozos de inspección deben ser diseñados con el propósito de minimizar la turbulencia y las pérdidas de energía. Es decir, lograr que el flujo pase sin problemas a través de los pozos de inspección.

Para lograr cumplir con esta condición es necesario generar un salto, que se produce debido a los cambios de pendiente, dirección, diámetro y la conexión de múltiples afluentes. Los saltos tienen la finalidad de mantener una línea de energía suave y suavizar la superficie del agua a través del pozo de inspección y no causar reflujos en las tuberías tributarias.

Los saltos ( $\Delta_z$ ), se obtiene a partir de la ecuación de energía, tal como se representa en la Figura 3.12



**Figura 3. 12 Continuidad hidráulica a través de pozos de inspección**

Fuente: (ASCE, 2007) Figura 5-13

$$\Delta_z = (y_2 - y_1) + \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + h_L \quad (\text{Ecu. 36})$$

Donde:

$y_2$  = Profundidad de flujo en la tubería de salida (m)

$y_1$  = Profundidad de flujo en la tubería de entrada (m)

$\frac{V_2^2}{2g}$  = Altura de velocidad de la tubería de salida (m)

$\frac{V_1^2}{2g}$  = Altura de velocidad de la tubería de entrada (m)

$h_L$  = Pérdidas de carga en pozos de inspección (m)

Consideraciones para el cálculo de la caída de elevación ( $\Delta_z$ ):

- a. Si dos o más tuberías se unen al mismo pozo de inspección, cada tubería debe ser analizada por separado y utilizar el salto mayor.
- b. En pozos de inspección con 2 o más tuberías de entrada y/o que tengan transición de pendientes pronunciadas a planas, lo más probable es que se produzcan saltos grandes (a veces mayores a 30.48cm).

- c. La mayoría de los saltos son bastante pequeños (menores a 3cm), y no se permiten aumentos debido a la posible acumulación de arena en la depresión.
- d. Cuando las profundidades de flujo son considerablemente mayores que aproximadamente la mitad del caudal de diseño, los flujos pueden comenzar a sobrepasar la caña de los pozos de inspección y generar pérdidas de carga mayores; sin embargo, esta condición no es muy alarmante debido a que estos flujos son de corta duración (solo por unos minutos, durante los flujos más altos del ciclo diario) y no es necesario la utilización de saltos significativamente mayores (ASCE, 2007).

### 3.4.1 Pérdidas de carga en pozos de inspección

Las pérdidas de energía local a menudo se estiman utilizando las siguientes ecuaciones:

$$h_L = K \times \frac{V_2^2}{2g} \quad (\text{Ecu. 37})$$

$$h_L = K \times \frac{(\Delta V)^2}{2g} \quad (\text{Ecu. 38})$$

Donde:

- $\frac{V_2^2}{2g}$  = Altura de velocidad de la tubería de salida (m)
- $\Delta V$  = Diferencia de velocidades: velocidad de salida – velocidad de entrada (m/s)
- K= Coeficiente de pérdidas de carga (Adimensional)

Los valores del coeficiente de pérdidas de carga (K), se calculan en función del ángulo que se forma entre la tubería de entrada y salida, así como lo indica la Tabla 3.5

Tabla 3. 4 Coeficientes de pérdida de carga

Structure Configuration	$K_{ah}$
Inlet - straight run, square edge	0.50 <sup>(2)</sup>
Inlet - angled through 90°	1.50
Access Hole - Straight run	min ~ 0.15 <sup>(8)</sup>
Access Hole - Angled through <sup>(40)</sup>	$K_{ah}$
90°	1.00
120°	0.85
135°	0.75
157.5°	0.45

Fuente: (FHWA, 2009) Tabla 7-5

### 3.5 Metodología de cálculo

#### 3.5.1 Procedimiento de cálculo

Tomando como punto de partida las consideraciones antes descritas, a continuación, se establece la metodología de cálculo para el diseño de la red de alcantarillado sanitario, partiendo primero por la determinación del caudal de diseño, para luego continuar con el diseño de los colectores y pozos de inspección.

##### 3.5.1.1 Cálculo del caudal de diseño:

###### ➤ Columna (1): Identificación del tramo

Se indica el nombre del tramo.

###### ➤ Columna (2) y (3): Numeración del tramo

Corresponde al número, que representa a los pozos iniciales (De) y finales (a) del tramo.

###### ➤ Columna (4): Área parcial (Ha)

Corresponde al valor de área en hectáreas correspondiente a cada tramo.

###### ➤ Columna (5): Densidad poblacional (Hab/Ha)

Para el diseño de la red de alcantarillado sanitario, el valor de densidad poblacional se supone uniforme para toda la población, tal como se definió en el numeral 2.4.3

➤ **Columna (6): Población servida**

Es un valor estimado del número de habitantes servidos por el colector, teniendo en cuenta la densidad poblacional del tramo.

$$P_{servida} = A_{tramo} \times DP$$

Ejemplo:

$$(6)_{2-3} = (4)_{2-3} + (5)_{2-3} = 0.2275 \times 34.59 \approx 8 \text{ Hab}$$

➤ **Columna (7), (9), y (17): Población servida acumulada, longitud acumulada y caudal medio diario acumulado**

Se acumula la población servida (Hab), la longitud (m) y el caudal máximo horario (lt/s) de los colectores aguas arriba del colector en estudio. Cumpliendo con la siguiente ecuación:

$$X_{acumulada} = X_{tramo} + \sum X_{aguas\ arriba}$$

Ejemplo:

- Población servida acumulada:  $(7)_{2-3} = (6)_{2-3} + (7)_{1-2} = 8 + 3 = 11 \text{ Hab}$
- Longitud acumulada:  $(9)_{8-9} = (8)_{8-9} + (9)_{5-8} + (9)_{7-8} = 105 + 155 + 155 = 415 \text{ m}$
- Caudal medio diario acumulado:  $(15)_{7-8} = (14)_{7-8} + (15)_{1-7} = 0.002 + 0.007 = 0.09 \text{ lt/s}$

**Columna (8): Longitud parcial (m)**

Corresponde al valor de longitud en m correspondiente a la distancia existente entre pozos del tramo de estudio.

**Columna (10) y (12): Porcentaje de área (%)**

Representan el porcentaje de área del tramo que es destinada para uso doméstico o uso institucional respectivamente.

**Columna (11): Caudal de agua residual domestica (lt/s)**

Esta columna corresponde al cálculo del caudal de agua residual doméstica, de acuerdo a la Ecuación 4:

$$Q = \frac{Cr \times Dot \times P}{86400}$$

Ejemplo:

$$[11]_{1-2} = \frac{0.8 \times 100 \times (6)_{1-2}}{86400} = \frac{0.8 \times 100 \times 3}{86400} = 0.0028 \text{ lt/s}$$

**Columna (13): Caudal unitario institucional**

Valor de caudal unitario definido en el numeral 2.5.1.3, del capítulo 2

**Columna (14): Caudal máximo diario (lt/s)**

Representa la sumatoria de caudales domésticos e institucionales del tramo correspondiente.

$$QMD = Q_s + Q_{ins}$$

Ejemplo:

$$[14]_{5-6} = [11]_{5-6} + [(4)_{5-6} \times (12)_{5-6} \times (13)_{5-6}]$$

$$[14]_{5-6} = 0.0153 + (0.5775 \times 0.17 \times 0.40) = 0.055 \text{ lt/s}$$

**Columna (16): Factor de mayoración**

Cálculo del factor de mayoración correspondiente al tramo de estudio de acuerdo a la Ecuación 8.

$$FM = \frac{3.5}{P^{0.1}}$$

Ejemplo:

$$[16]_{5-6} = \frac{3.5}{[6]_{5-6}^{0.1}} = \frac{3.5}{20^{0.1}} = 2.59$$

**Columna (17): Caudal máximo horario (lt/s)**

$$QMH = QMD \times FM$$

Ejemplo:

$$[17]_{5-6} = [15]_{5-6} \times [16]_{5-6} = 0.007 \times 2.59 = 0.182 \text{ lt/s}$$

**Columna (18): Caudal máximo horario utilizado (lt/s)**

Si el valor del caudal máximo horario acumulado de cada tramo es menor a 1.5 lt/s, asumimos que el valor de caudal máximo horario utilizado es de 1.5 lt/s, caso contrario utilizamos el valor de caudal máximo horario acumulado. Es decir:

$$SI [18]_{5-6} < 1.5 \rightarrow [18]_{5-6} = 1.5 \text{ lt/s}$$

$$SI [18]_{5-6} \geq 1.5 \rightarrow [18]_{5-6} = [17]_{5-6}$$

**Columna (19): Caudal de infiltración (lt/s)**

Se calcula como el producto de la longitud por el coeficiente de infiltración, según lo establecido la Tabla 2.10, del capítulo 2.

Ejemplo:

$$[19]_{5-3} = 1.5 \times \frac{[9]_{5-3}}{1000} = 1.5 \times \frac{155}{1000} = 0.23 \text{ lt/s}$$

**Columna (20): Caudal de conexiones ilícitas (L/s)**

Se calcula como el producto del área por el coeficiente de conexiones ilícitas, según lo establecido en el numeral 2.5.5 del capítulo 2.

Ejemplo:

$$(20)_{5-3} = (7)_{5-3} \times \frac{80}{86400} = 22 \times \frac{80}{86400} = 0.02 \text{ lt/s}$$

**Columna (21): Caudal de diseño (lt/s)**

Corresponde a la suma de los caudales: máximo horario, infiltración y conexiones ilícitas del tramo de estudio.

$$Q_d = Q_{MH} + Q_{inf} + Q_{il}$$

Ejemplo:

$$(21)_{9-6} = (18)_{9-6} + (19)_{9-6} + (20)_{9-6} = 1.5 + 0.73 + 0.043 = 2.27 \text{ lt/s}$$

3.5.1.2 Cálculo de la red de alcantarillado sanitario:

Datos generales:

**Columna (1): Identificación del tramo**

En esta columna se indica el nombre del tramo

**Columna (2) y (3): Numeración del tramo**

Corresponde al número, que representa a los pozos iniciales (De) y finales (a) del tramo.

**Columna (4): Longitud parcial (m)**

Corresponde al valor de longitud en metros correspondiente a la distancia existente entre pozos del tramo de estudio.

**Columna (5): Caudal de diseño (lt/s)**

Caudal de diseño calculado en la columna (21), de la Tabla A6.1, del anexo 6.

**Diseño de los colectores:****Columna (6): Coeficiente de rugosidad**

Corresponde al coeficiente de rugosidad de la ecuación de Manning, que depende del tipo de material del colector. Tabla 3.3, del capítulo 3.

**Columna (7): Pendiente teórica (%)**

Corresponde al cálculo de la pendiente natural del terreno, con el uso de la cota de la rasante de los pozos.

Ejemplo:

$$[7]_{2-3} = \frac{1007.85 - 1000.3}{85} \times 100 = 8.88\%$$

**Columna (8): Pendiente real (%)**

Valor de pendiente a utilizar en el tramo de estudio.

**Columna (9): Diámetro teórico del colector (mm)**

Cálculo del diámetro del colector en milímetros. De acuerdo a la Ecuación 18, del capítulo 3.

$$D \approx 1.548 \times \left( \frac{n \times Q}{S^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Ejemplo:

$$[9]_{1-2} = 1.548 \times \left[ \frac{[(6)_{1-2} \times (5)_{1-2}]}{[(8)_{1-2}]^{1/2}} \right]^{3/8}$$

$$[9]_{1-2} = 1.548 \times \left[ \frac{0.009 \times 0.00161}{0.13^{1/2}} \right]^{3/8} = 0.03476 \text{ m} = 34.76 \text{ mm}$$

**Columna (10): Diámetro nominal (mm)**

Valor del diámetro nominal real a utilizar para el colector.

**Columna (11): Diámetro interno (mm)**

Valor del diámetro interno real a utilizar para el colector.

**Columna (12): Caudal a tubo lleno (lt/s)**

Cálculo del caudal que puede transportar el colector, considerando que trabaja a sección llena. De acuerdo a la ecuación 17.

$$Q_o = 312 \times \left[ \frac{D^{8/3} \times S^{1/2}}{n} \right]$$

Ejemplo:

$$(12)_{1-2} = 312 \times \left[ \frac{[(11)_{1-2}]^{8/3} \times (8)_{1-2}^{1/2}}{(6)_{1-2}} \right]$$

$$(12)_{1-2} = 312 \times \left[ \frac{0.2^{8/3} \times 0.13^{1/2}}{0.009} \right] = 170.99 \text{ lt/s}$$

**Columna (13): Velocidad a tubo lleno(m/s)**

Cálculo de la velocidad del colector, considerando que trabaja a sección llena. Ecuación 18.

$$V_o = \frac{Q_o}{A} = \frac{4 \times Q_o}{\pi \times D^2}$$

Ejemplo:

$$(13)_{1-2} = \frac{4 \times (12)_{1-2}}{\pi \times (11)_{1-2}^2} = \frac{4 \times 0.17099}{\pi \times 0.2^2} = 5.44 \text{ m/s}$$

**Columna (14): Relación Q/Qo**

$$\frac{Q}{Q_o}$$

Ejemplo:

$$(14)_{1-2} = \frac{(5)_{1-2}}{(12)_{1-2}} = \frac{1.61}{170.99} = 0.01$$

**Columna (15), (16), (17) y (18): Relaciones hidráulicas**

Indica los valores de las siguientes relaciones de acuerdo a la Anexo 6.

- Velocidad real y velocidad a tubo lleno (V/Vo)
- Lámina de agua y diámetro de la tubería (d/D)

- Radio hidráulico de la sección de flujo y radio hidráulico a tubo lleno (R/Ro)
- Profundidad hidráulica de la sección de flujo y diámetro de la tubería (H/D)

**Columna (19): Velocidad real (m/s)**

$$V = \frac{V}{V_o} \times V_o$$

Ejemplo:

$$[19]_{1-2} = [13]_{1-2} \times [15]_{1-2} = 5.44 \times 0.292 = 1.59 \text{ m/s}$$

**Columna (20): Altura de velocidad o energía cinética (m)**

$$\frac{V^2}{2g}$$

Ejemplo:

$$[20]_{2-3} = \frac{[19]_{2-3}^2}{2 \times 9.81} = \frac{1.59^2}{2 \times 9.81} = 0.129 \text{ m}$$

**Columna (21): Radio hidráulico (m)**

$$R = \frac{R}{R_o} \times \frac{D}{4}$$

Ejemplo:

$$[21]_{1-2} = [17]_{1-2} \times \frac{[11]_{1-2}}{4} = 0.239 \times \frac{0.2}{4} = 0.012 \text{ m}$$

**Columna (22): Esfuerzo cortante medio (N/m<sup>2</sup>)**

$$\tau = \gamma \times R \times S$$

Ejemplo:

$$[22]_{1-2} = 9810 \times [21]_{1-2} \times [8]_{1-2} = 9810 \times 0.012 \times 0.13 = 15.24 \text{ N/m}^2$$

**Columna (23): Altura de la lámina de agua (m)**

$$d = \frac{d}{D} \times D$$

Ejemplo:

$$[23]_{1-2} = [16]_{1-2} \times [11]_{1-2} = 0.092 \times 0.2 = 0.018 \text{ m}$$

**Columna (24): Energía específica (m)**

$$E = d + \frac{V^2}{2g}$$

Ejemplo:

$$[24]_{1-2} = [23]_{1-2} + [20]_{1-2} = 0.018 + 0.129$$

**Columna (25): Profundidad hidráulica (m)**

$$H = \frac{H}{D} \times D$$

Ejemplo:

$$[25]_{1-2} = [11]_{1-2} \times [18]_{1-2} = 0.2 \times 0.239 = 0.008 \text{ m}$$

**Columna (26): Número de Froude**

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times H}}$$

Ejemplo:

$$[26]_{1-2} = \frac{[19]_{1-2}}{\sqrt{9.81 \times [25]_{1-2}}} = \frac{1.59}{\sqrt{9.81 \times 0.008}} = 5.603$$

**Columna (27): Régimen de flujo**

- Fr < 1: Subcrítico
- Fr = 1: Crítico
- Fr > 1: Supercrítico

**Diseño de los pozos de revisión:**

**Columna (28): Ángulo entre colectores**

En esta columna se coloca el valor del ángulo que se forma entre la tubería de entrada y salida del pozo de revisión.

**Columna (29): Coeficiente de pérdida de carga**

En base al ángulo entre colectores, columna (28), se determina el valor del coeficiente de pérdida de carga, según la Tabla 3.5.

**Columna (30): Pérdida de carga en pozos de inspección**

$$h_L = K \times \frac{V_2^2}{2g}$$

Ejemplo:

$$[30]_{2-3} = [29]_{2-3} \times [20]_{3-4} = 0.15 \times 0.074 = 0.01\text{m}$$

**Columna (31): Caída o salto**

$$\Delta_z = (d_2 - d_1) + \left( \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + h_L$$

Valores de  $\Delta_z$  negativos se consideran como 0.

Ejemplo:

$$[31]_{2-3} = [(23)_{3-4} - (23)_{2-3}] + [(20)_{3-4} - (20)_{2-3}] + [31]_{2-3}$$

$$[31]_{2-3} = [0.018 - 0.018] + [0.074 - 0.09] + 0.01 = 0 \text{ m}$$

Cotas del proyecto:

**Columna (32): Profundidad a la cota clave en el pozo inicial (m)**

- Para los tramos iniciales se establece un valor de profundidad mínima de 1m.
- Para los otros tramos:  $H_c = \text{Cota rasante} - \text{Cota clave}$ .

Ejemplos:

$$(32)_{1-2} = 1 \text{ m}$$

$$(32)_{2-3} = 1007.85 - 1006.68 = 1.17\text{m} \approx 1.20 \text{ m}$$

**Columna (33): Profundidad a la cota clave en el pozo final (m)**

$$H_c = \text{Cota rasante} - \text{Cota clave.}$$

Ejemplos:

$$(33)_{1-2} = 1007.85 - 1006.78 = 1.07\text{m} \approx 1.10 \text{ m}$$

**Columna (34) y (35):**

Cota de la rasante del pozo inicial y final, respectivamente

**Columna (36): Cama de arena (m)**

Se coloca como protección de la tubería, para generar una superficie firme y remover cualquier objeto que pueda romper a los colectores.

**Columna (37): Altura de corte en el pozo inicial (m)**

Altura de corte = Profundidad a la cota de la clave + Cama de arena + Diámetro nominal

Ejemplo:

$$(37)_{2-3} = (32)_{2-3} + (36)_{2-3} + (10)_{2-3} = 1.20 + 0.1 + 0.22 = 1.52 \text{ m}$$

**Columna (38): Altura de corte en el pozo final (m)**

Altura de corte = Profundidad a la cota de la clave + Cama de arena + Diámetro nominal

Ejemplo:

$$(38)_{2-3} = (33)_{2-3} + (36)_{2-3} + (10)_{2-3} = 1.40 + 0.1 + 0.22 = 1.72 \text{ m}$$

**Columna (39): Cota de la solera en el pozo inicial**

Cota de la solera = Cota de la rasante – Altura de corte + Cama de arena

Ejemplo:

$$(39)_{2-3} = (34)_{2-3} - (37)_{2-3} + (36)_{2-3} = 1007.85 - 1.52 + 0.1 = 1006.43 \text{ m}$$

**Columna (40): Cota de la solera en el pozo final**

Cota de la solera = Cota de la rasante – Altura de corte + Cama de arena

Ejemplo:

$$(40)_{2-3} = (35)_{2-3} - (38)_{2-3} + (36)_{2-3} = 1000.3 - 1.72 + 0.1 = 998.68 \text{ m}$$

**Columna (41): Cota clave en el pozo inicial**

- En tramos iniciales: Cota clave = Cota rasante – Profundidad a la cota clave.  $(41)_{1-2} = (34)_{1-2} - (32)_{2-3} = 1016.88 - 1 = 1015.88 \text{ m}$

- En los otros tramos: Cota clave = Cota batea + Diámetro interno.

$$(41)_{2-3} = (43)_{2-3} + (11)_{2-3} = 1006.48 + 0.2 = 1006.68 \text{ m}$$

**Columna (42): Cota clave en el pozo final**

Cota clave final = Cota clave inicial – [*Longitud* × *Pendiente*]

Ejemplo:

$$(42)_{2-3} = (41)_{2-3} - [(4)_{2-3} \times (8)_{2-3}] = 1006.68 - [85 \times 0.091] = 998.95 \text{ m}$$

**Columna (43): Cota batea en el pozo inicial**

- En tramos iniciales: Cota batea = Cota clave – Diámetro interno clave.  $(43)_{1-2} = (41)_{1-2} - (11)_{1-2} = 1015.88 - 0.2 = 1015.68 \text{ m}$

- En los otros tramos: Cota batea = Cota batea en el pozo final aguas arriba – caída.

$$(43)_{2-3} = (43)_{1-2} - (31)_{2-3} = 1006.58 - 0.1 = 1006.48 \text{ m}$$

**Columna (44): Cota batea en el pozo final**

Cota batea final = Cota batea inicial – [*Longitud* × *Pendiente*]

Ejemplo:

$$(44)_{2-3} = (43)_{2-3} - [(4)_{2-3} \times (8)_{2-3}] = 1006.48 - [85 \times 0.091] = 998.75 \text{ m}$$

**Columna (45): Cota del proyecto en el pozo inicial (m)**

Cota proyecto = Cota rasante - Altura de corte

Ejemplo:

$$(45)_{2-3} = (34)_{2-3} - (37)_{2-3} = 1007.85 - 1.52 = 1006.33$$

**Columna (46): Altura de corte en el pozo final (m)**

Cota proyecto = Cota rasante - Altura de corte

Ejemplo:

$$(46)_{2-3} = (35)_{2-3} - (38)_{2-3} = 1000.3 - 1.72 = 998.58$$

### 3.6 Resultados de cálculo

Datos generales principales que representan el funcionamiento de la red de alcantarillado sanitario:

- La red de alcantarillado sanitario está compuesta por tuberías PVC con diámetro de 200mm y pozos de revisión de hormigón armado con diámetro de 900mm.
- Posee una longitud total de 1937.4 m.
- Velocidad máxima de 2.32 m/s y mínima de 0.53 m/s.
- Pendiente mínima de 0.5% y una máxima de 18%.
- Esfuerzo cortante o fuerza tractiva: el esfuerzo cortante mínimo es de 1.25 N/m<sup>2</sup> y el máximo es de 27.81 N/m<sup>2</sup>.

Las tablas con los resultados de cálculo, tanto del caudal de diseño como de la red de alcantarillado sanitario, están localizadas en el Anexo 6.

#### 3.6.1 Esquema de distribución de elementos estructurales

El esquema de la distribución de los colectores y ubicación de los pozos de revisión, se encuentra en el Anexo 7.

### **3.6.2 Colectores**

#### 3.6.2.1 Diámetro:

Durante el diseño y los cálculos de la red se determinó, un único diámetro interno de 200 mm, el mismo establecido por la SENAGUA, y cumple con todos los criterios establecidos, especialmente con los valores de velocidad y esfuerzo cortante; lo que permite asegurar la condición de autolimpieza de los colectores.

## 3.6.2.2 Diámetro, longitud, pendiente y material

<b>N° Tubería</b>	<b>Diámetro (mm)</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Pendiente</b>	<b>Material</b>
1	200	70	13.00%	PVC
2	200	85	9.10%	PVC
3	200	105	6.50%	PVC
4	200	85	10.60%	PVC
5	200	70	11.20%	PVC
6	200	105	9.70%	PVC
7	200	70	7.80%	PVC
8	200	70	12.00%	PVC
9	200	85	11.70%	PVC
10	200	105	0.70%	PVC
11	200	70	0.50%	PVC
12	200	70	13.10%	PVC
13	200	27.8	6.50%	PVC
14	200	72	9.20%	PVC
15	200	43.3	11.60%	PVC
16	200	22.1	13.60%	PVC
17	200	23.9	9.80%	PVC
18	200	20.9	13.30%	PVC
19	200	32.8	7.50%	PVC
20	200	14.1	2.00%	PVC
21	200	12	22.66%	PVC
22	200	100	11.10%	PVC
23	200	100	5.00%	PVC
24	200	95	2.00%	PVC
25	200	96	0.70%	PVC
26	200	92	0.90%	PVC
27	200	97	5.50%	PVC
28	200	98.5	13.10%	PVC

**3.6.3 Pozos de revisión**

## 3.6.3.1 Profundidad y diámetro:

<b>N° Pozo</b>	<b>Profundidad (m)</b>	<b>Diámetro (mm)</b>
1	1.22	900
2	1.42	900
3	1.62	900
4	3.92	900
5	1.42	900
6	3.72	900
7	1.22	900
8	2.32	900
9	2.42	900
10	4.02	900
11	4.12	900
12	4.32	900
13	4.42	900
14	4.42	900
15	4.42	900
16	4.42	900
17	4.42	900
18	1.22	900
19	1.22	900
20	1.32	900
21	1.22	900
22	2.92	900
23	3.02	900
24	3.12	900

## Capítulo 4: Diseño de la estación depuradora de aguas residuales

### 4.1 Composición de las aguas residuales

Las aguas residuales se generan en cualquier lugar en el que existan poblaciones humanas, ya que, las actividades de los mismos contaminan el agua utilizada, alterando sus características físicas químicas y biológicas. Generalmente son recolectadas a través de sistemas de alcantarillado sanitario, redirigidas a una planta de tratamiento para finalmente ser vertidas en cuerpos receptores.

Sin embargo, este proceso no siempre es cumplido, motivo por el cual, son descargadas en cuerpos receptores sin un tratamiento previo generando: condiciones de insalubridad en las comunidades e impactos ambientales de diferentes grados en varios ecosistemas, como es el caso de la comunidad de Napints.

#### 4.1.1 Tipos de aguas residuales.

Las aguas residuales al ser producto de la actividad humana son clasificadas según su origen como: domésticas, industriales, municipales, grises, negras y crudas (Guerrero & Castro, 2018).

- **Residuales domésticas:** Proviene de las actividades realizadas en residencias urbanas o rurales.
- **Residuales industriales:** Proviene de las descargas generadas por industrias, motivo por el cual, tienen un alto contenido de contaminantes químicos y metales pesados.
- **Residuales municipales:** Son un cúmulo de aguas residuales recolectadas por los sistemas de alcantarillado municipales de una ciudad o población (Rojas, 2008)
- **Residuales grises:** Se generan en componentes del tipo riego doméstico como: lavamanos, lavadoras, grifos, duchas, tinas etc. Se caracterizan por estar compuestas por: grasas, fosforo, DBO y coliformes fecales (Guerrero & Castro, 2018).

- **Residuales negras:** Son aquellas aguas que transportan los residuos orgánicos humanos como las heces fecales y la orina, en otras palabras, es el agua residual que provienen directamente de las descargas de los inodoros y urinarios. Se caracterizan por estar generalmente compuestas de: nitrógeno, fosforo, solidos suspendidos y coliformes fecales (Rojas, 2008).
- **Residuales crudas:** Son las aguas residuales afluentes de una planta de tratamiento, es decir, su contaminación original no ha sido tratada ni disminuida.

#### 4.1.2 Características principales de las aguas residuales crudas.

Los principales cuerpos receptores de agua residual son los ríos. No obstante, descargar agua residual cruda en cuerpos receptores causa efectos nocivos para el medio ambiente, ya que, tienen una limitada capacidad de asimilación de contaminantes. La limitación de los cuerpos receptores es el parámetro fundamental por lo que se requiere un proceso de descontaminación previo, que se obtiene a través de diferentes métodos y sistemas de tratamiento natural o artificial.

El tipo de tratamiento, su configuración, dimensión y eficiencia, además de depender de la topografía y demografía de la población de estudio, se ve directamente ligada a las cargas orgánicas y sólidos suspendidos transportados. Dichos parámetros están en función de las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales crudas.

- **Características físicas:** Olor, color, solidos, turbiedad y temperatura.
- **Características químicas:** Se refiere principalmente al contenido de: nitrógeno, fósforo, azufre, metales pesados, detergentes, aerosoles, demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, grasas y aceites.
- **Características biológicas:** Las aguas residuales crudas se caracterizan por tener un alto contenido de microorganismos vivos de naturaleza aerobia o anaerobia, cuya función es la descomposición, fermentación y transformación de la materia orgánica. Pueden ser de origen animal, vegetal, protista y patógenos; son los indicadores principales de calidad del agua residual (Valencia, 2013).

Los estudios realizados por: Gerrero (2018), Valencia (2013) y Consuegra (2018); consideran principalmente los siguientes parámetros:

**Demanda bioquímica de oxígeno (DBO):** Es la concentración de oxígeno requerida por los microorganismos para generar la oxidación bioquímica de las sustancias orgánicas biodegradables, en periodos de 5 días a 20° C, medidos en mg/l (Romero, 1996).

**Demanda química de oxígeno (DBO):** Se define como la cantidad de oxígeno consumida por una porción de microorganismos oxidables por medio de un agente químico oxidante externo, medidos en mg/l (Valencia, 2013).

**Sólidos suspendidos totales:** Se definen como las partículas coloidales y disueltas que se encuentren en suspensión, medidos en mg/l (Romero, 1996).

**Coliformes fecales:** Se define como los microorganismos patógenos de difícil caracterización o determinación, es un indicador de organismos transportadores de enfermedades. Gracias a su alta presencia en las aguas residuales es utilizado como un parámetro de control sanitario, medidos en NMP/100 ml (Metcalf & Eddy, 1995).

Dichos parámetros fueron en los que principalmente se utilizaron para el estudio.

#### **4.2 Caracterización de aguas residuales**

La caracterización de las aguas residuales se obtiene a través de estudios realizados en laboratorios, cuyo objetivo es determinar las características físicas, químicas y biológicas de las mismas. Dichos resultados definen los medios adecuados para reducir la contaminación, hasta alcanzar los niveles de concentración adecuados a ser asimilados por los cuerpos receptores, según disponga la normativa de regulación ambiental (Metcalf & Eddy, 1995).

El laboratorio de estudio debe cumplir con las normas de regulación vigentes y contar con las acreditaciones necesarias, que garanticen la precisión y exactitud de los resultados (Guerrero & Castro, 2018).

Es necesario un adecuado muestreo, que permita determinar las características del agua residual cruda y la concentración de sus contaminantes, reflejando con la mayor verosimilitud posible la realidad de la población de estudio.

El objetivo del muestreo es obtener muestras representativas de la población de estudio, sin embargo, no se han definido procedimientos universales, por lo que, se diseñan las campañas de muestreo según las condiciones o limitantes determinadas en cada caso (Metcalf & Eddy, 1995).

#### **4.2.1 Procedimientos generales de muestreo de aguas residuales.**

Aunque no existan procedimientos universales, las campañas de muestreo pueden seguir procedimientos generales como: volumen de la muestra, toma de muestras simples, toma de muestras complejas, equipo de muestreo, intervalos de muestreos, estaciones de muestreo y conservación de la muestra.

##### **Volumen de la muestra.**

Debe tomarse muestras que completen el volumen apto a ser sometido en las pruebas de laboratorio, dicho volumen variara en función del parámetro a ser determinado. Generalmente se requieren muestras desde 100ml hasta de un galón.

##### **Muestras simples**

Generalmente las muestras simples están compuestas de 1 a 2 litros, son idóneas para análisis de: coliformes, grasas, aceites, oxígeno disuelto, temperatura y pH. Se requiere constancia en el tiempo y espacio de su composición. Un ejemplo son las aguas residuales domésticas, cuyo afluente es constante, y aguas residuales industriales, en tanto sus descargas sean constantes y no varíen sus componentes ni concentraciones (Valencia, 2013).

##### **Muestras compuestas**

Es obtenida a partir de la mezcla de varias muestras simples en función del caudal instantáneo, recolectada en el mismo sitio, en diferentes tiempos, siendo necesario un intervalo de recolección. Sus volúmenes varían de entre 2 litros a 1 galón, por lo tanto,

son necesarias para determinar las cargas orgánicas y sólidos suspendidos transportados de las aguas residuales crudas.

La cantidad de volumen de las muestras compuestas está en función del caudal afluente y el volumen de las muestras simples. La comunidad de Napints al no contar con ninguna clase de sistema de recolección de aguas residuales, no cuenta con un caudal afluente de aguas residuales crudas, por lo que fue necesario tomar muestras simples empíricas de 1 litro, almacenadas en frío para posteriormente ser mezcladas y conformar las muestras compuestas necesarias.

### **Equipo de muestreo**

Existen varios equipos mecánicos de muestreo según la técnica empleada y la campaña de muestreo a seguir, ya que, a mayor precisión pueden obtenerse mejores resultados, sin embargo, para el estudio de la comunidad de Napints solo se han considerado equipos manuales de fácil acceso y simple uso como: tanques de recolección, baldes, botellas de plástico limpias, botellas de vidrio limpias, regletas, guantes, mascarillas, embudo, refrigeradora, hielera, envases limpios de un galón y envases esterilizados de 100 ml.

### **Intervalos de muestreo**

La variación del caudal de aguas residuales crudas afluente condiciona los intervalos de tiempo de muestreo. Por otra parte, periodos cortos suelen ser eficaces para obtener una muestra representativa adecuada.

Los periodos suelen ser de entre 10 a 15 minutos para obtener concentraciones medias. Sin embargo, Metcalf & Eddy (1995) aclaran que incluso las variaciones de caudales mínimas suelen afectar considerablemente los resultados de las muestras.

### **Estaciones de muestreo.**

Las estaciones de muestreo se definen como las ubicaciones en las cuales serán recolectadas las muestras. Por lo que, será necesario contar con los datos de estudio del alcantarillado sanitario y el estado de los pozos de inspección en cuanto a: localizaciones, caudales que transportan y velocidades.

El punto de recolección debe ser seleccionado bajo criterio de una mezcla homogénea del agua residual cruda. El caudal debe contar con una velocidad que evite la deposición de los sólidos, a la vez que no existan excesivas turbulencias en el agua residual que libere gases disueltos, que impida obtener una muestra representativa. Finalmente, se deben tomar a un tercio del calado medio, medido desde la solera, ya sea de un canal, pozo o tubería (Metcalf & Eddy, 1995).

La estación de muestreo fue la principal problemática para la caracterización del agua residual, ya que no se cuenta con un sistema de recolección de aguas residuales. Se recurrió a utilizar un tanque de aproximadamente 0.5 m<sup>3</sup> cuya finalidad era simular el funcionamiento de almacenamiento de un tanque séptico general.

### **Conservación de las muestras**

Es fundamental para la obtención de una muestra representativa mantener las características físicas, químicas y biológicas del agua residual, durante el periodo de tiempo comprendido entre su recolección hasta su análisis en el laboratorio (Metcalf & Eddy, 1995). No existe un procedimiento universal a seguir para evitar la degradación de la muestra, sin embargo, comúnmente se recurre a la refrigeración, procurando mantener una cadena de frío<sup>2</sup> durante el periodo requerido entre la recolección y análisis.

Las campañas de muestreo en las que se prevea toma de muestras compuesta en periodos de tiempo de hasta 24 horas, son las más susceptibles de cometer este tipo de errores. Tal es el caso de Napints que además de los periodos requeridos para muestras compuestas, dependía del laboratorio más cercano a seis horas de viaje, por lo que se tomó el mayor cuidado al momento de mantener la cadena de frío. El procedimiento se presenta en el Anexo 2.

#### **4.2.2 Características del agua residual de la comunidad de Napints**

Los resultados de las concentraciones consideradas para el diseño de la estación depuradora de aguas residuales se obtuvieron a través de un promedio realizado entre

---

<sup>2</sup> Cadena de frío: Se define como la acción de mantener la temperatura entre los 5 a -10 °C, de materia orgánica de diferente índole durante un periodo de tiempo determinado, cuya finalidad es evitar su degradación o alteración.

parámetros validados de análisis de laboratorio (Anexo 3). Los resultados de demanda bioquímica de oxígeno, demanda química de oxígeno, sólidos suspendidos totales y coliformes fecales; se encuentran en la Tabla 4.1:

**Tabla 4. 1 Resultados de la caracterización del agua residual de Napints**

Parámetro	Promedio	Límite inferior permisible	Límite superior permisible	Unidad	Cumplimiento
<b>DBO<sub>5</sub></b>	154.75	110	400	mg/lt	<b>Cumple</b>
<b>DQO</b>	406.5	250	1000	mg/lt	<b>Cumple</b>
<b>S.S.T</b>	238.75	100	350	mg/lt	<b>Cumple</b>
<b>C.T</b>	22 E+06	10 E+06	10 E+09	NMP/100 ml	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración propia

#### **4.3 Norma para la descarga de aguas residuales en cuerpos receptores de agua dulce**

El presente estudio se rige a las Norma de Calidad Ambiental y descarga de efluentes: Recurso agua, para la determinación de la calidad del efluente de agua residual tratada a ser descargada en el cuerpo de agua dulce local más cercano.

Acorde a la sección 5.2.4.9 del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundario (TULAS), Libro VI: Está prohibido la descarga de aguas residuales en cuerpos receptores de agua dulce, sea cual fuese su origen de no cumplir con los parámetros mínimos establecidos por la Autoridad Nacional Ambiental. Por lo que, el agua residual deberá ser tratada adecuadamente previo a su descarga.

A su vez, la sección 4.2.3.2 del Texto Unificado de Legislación Ambiental Secundario (TULAS), Libro VI – Anexo #1: Prohíbe cualquier tipo de descarga de agua residual, fuese o no tratada, en:

- Cualquier cuerpo de agua declarado como protegido, por las autoridades locales o nacionales.
- Aguas arriba de la captación utilizada para agua potable de empresas o juntas administradoras del Consejo Provincial o Municipio Local.
- Las cabeceras de las fuentes de agua.

Finalmente, en la sección 4.2.3.7 TULAS (2015) se emite los valores de concentraciones contaminantes máximas permisibles de las aguas residuales efluentes a ser descargadas en los cuerpos receptores de agua dulce, según muestra la Tabla 4.2:

**Tabla 4. 2 Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce**

Parámetros	Expresado como	Unidad	Límite máximo permisible
Aceites y Grasas.	Sustancias solubles en hexano	mg/L	30
Coliformes Fecales	Nmp/100 mL		<sup>7</sup> Remoción > al 99,9 %
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	D.B.O <sub>5</sub> .	mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	D.Q.O.	mg/L	250
Fósforo Total	P	mg/L	10
Hierro total	Fe	mg/L	10,0
Nitratos + Nitritos	Expresado como Nitrógeno (N)	mg/L	10,0
Potencial de hidrógeno	pH		5-9
Sólidos Sedimentables		mL/L	1,0
Sólidos Suspendidos Totales		mg/L	100
Sólidos totales		mg/L	1 600
Sulfatos	SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	mg/L	1000
Temperatura	°C		< 35

Fuente: (TULAS, 2015) Anexo#1 - Tabla 12

#### **4.4 Tecnologías utilizadas en el tratamiento de aguas residuales generadas por pequeñas poblaciones.**

Están provistas de diferentes configuraciones, elementos y técnicas; cuya finalidad es promover condiciones de salubridad, dirigidas al bienestar y desarrollo de las comunidades. Se utilizan para la reducción o remoción de las concentraciones contaminantes del agua residual afluente, hasta que sus características físicas, químicas y biológicas sean aptas a ser asimiladas por un cuerpo receptor.

Se deben utilizar sistemas de tratamiento de aguas residuales, en los cuales se empleen diferentes técnicas acordes a la complejidad de los parámetros de depuración requeridos para cada caso individual (Rojas, 2008).

Las técnicas derivan en varios sistemas; sin embargo, generalmente se utilizan sistemas conformados por 4 etapas: pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y

tratamiento terciario, siendo el último utilizado con fines más específicos. Además, existen los sistemas de tratamiento especiales, entre ellos los sistemas de tratamiento naturales, que generalmente remplazan al tratamiento secundario.

**Pretratamiento:** Las aguas residuales afluentes a los sistemas de tratamiento, suelen estar provistas por materia suspendida (plásticos, maderas, restos vegetales, solidos gruesos y arenas) adquirida a lo largo de su trayecto, capaz de perjudicar las etapas posteriores del sistema. Es por esta razón que, el pretratamiento consta de operaciones físicas y mecánicas dispuestas a tamizar la materia suspendida. Generalmente consta de: rejillas manuales o mecánicas, desengrasadores y desarenadores (Romero, 2008).

**Tratamiento primario:** Son sistemas dispuestos a realizar operaciones físicas de: filtración, sedimentación, desarenado y mezclado. Su objetivo es la remoción parcial de los sólidos sedimentables y flotantes presentes en el agua residual (TULAS, 2015). El tratamiento primario permite generalmente la remoción de entre el 30% al 40% de DBO y alrededor del 60% de los sólidos suspendidos (Valencia, 2013).

Entre los principales sistemas de tratamiento primario existen: fosa séptica, tanque inmhoff, laguna anaerobia y sedimentador convencional. El principal problema del tratamiento primario es la generación de lodos, los cuales requieren una recolección, almacenamiento y disposición final propia.

**Tratamiento secundario:** A través de procesos biológicos asistidos por microorganismos, especialmente bacterias, remueve parcial o totalmente los compuestos orgánicos biodegradables, solidos coloidales no decantables y solidos suspendidos remanentes del tratamiento primario (TULAS, 2015).

Los sistemas de tratamiento secundario incluyen el tratamiento biológico a través de: lodos activados filtros percoladores, reactores de lecho fijo y sistemas de lagunaje (Metcalf & Eddy, 1995).

#### **4.4.1 Sistemas de tratamiento naturales**

Los sistemas de tratamiento mecánicos conformados por: pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario en conjunto producen procesos de: sedimentación, adsorción, filtración, transferencia de gases, precipitación química, oxidación,

intercambio iónico, reducción química y descomposición biológica, resultando en una reducción considerable de las características físicas, químicas y biológicas del agua residual efluente.

Sin embargo, como métodos alternativos existen los sistemas de tratamiento naturales, los cuales, por la interacción del suelo, las plantas, microorganismos, la atmósfera, la temperatura y el agua misma, son capaces de generar los mismos procesos que los sistemas convencionales incluyendo, además, procesos de: fotosíntesis, fotooxidación y la asimilación realizada por las plantas, logrando resultados similares o incluso mejores (Metcalf & Eddy, 1995).

El problema principal de los sistemas naturales es que requieren de amplias extensiones de terrenos, debido a tiempos de retención afines a los procesos realizados por las plantas y microorganismos. Es por ello que son sistemas naturales aplicados generalmente en pequeñas comunidades provistas de un amplio terreno destinado al tratamiento de sus aguas residuales.

Por otra parte, los tamaños de los sistemas de tratamiento naturales están en función de la carga hidráulica afluente y las cargas contaminantes del agua residual a tratar, volviéndolos sistemas inadecuados para comunidades o ciudades con alta densidad poblacional (IGME, 2000).

Los principales sistemas naturales promulgados por Metcalf & Eddy (1995) son:

- Sistemas de aplicación al terreno.
- Sistemas de baja carga.
- Sistemas de infiltración rápida y riego superficial.
- Sistemas acuáticos.

Los sistemas acuáticos son los de principal interés para el presente estudio, ya que la comunidad de Napints cuenta con las características necesarias para la aplicación de este tipo de sistemas.

#### 4.4.2 Sistemas acuáticos

Son dependientes de cargas hidráulicas y condiciones climatológicas del sitio de emplazamiento. Depuran el agua residual afluyente a través de procesos físicos, químicos y biológicos, por medio de la fotosíntesis, aireación, oxidación y evaporación; generadas por las plantas emergentes y los microorganismos desarrollados en sus ecosistemas (IGME, 2000). La Tabla 4.3 presenta los principales métodos empleados:

**Tabla 4. 3 Sistemas Acuáticos**

Método	Fundamento	Clasificación
Lagunajes	Almacenes de agua residual, consta de periodos de retención amplios, para promover la oxigenación de la materia orgánica, promoviendo la actividad microbiana. Se recomiendan para poblaciones de más de 200 habitantes.	_Lagunas anaerobias _Lagunas aerobias _Lagunas de facultativas
Cultivos Acuáticos	Sistemas de plantas flotantes, similares a los humedales artificiales, se introducen varias plantas ya que sus raíces realizan el proceso de depuración.	Ninguna
Humedales	Terrenos de profundidad entre 0.6 a 1 m, se compone de plantas acuáticas emergentes que promueven el desarrollo de la película biológica. El agua que fluye dentro de si mantiene un estado de saturación a lo largo del año.	_H.Naturales _H.Arificiales

Fuente: (Valencia, 2013) Anexo # 4.

El método considerado para el estudio fue aplicación de humedales artificiales.

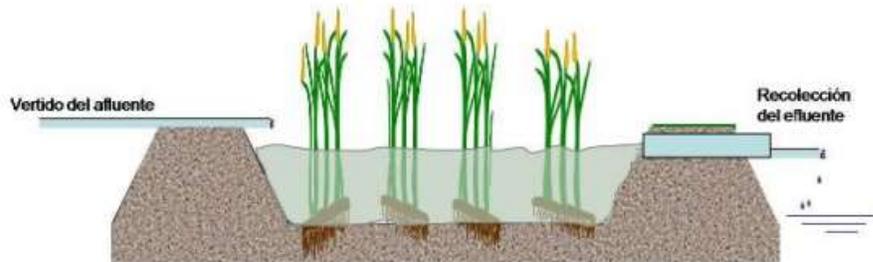
#### 4.4.3 Humedales artificiales

Son los sistemas de tratamiento natural con el mayor desarrollo en los últimos años, siendo principalmente constituidos desde el 2001, contando actualmente con miles de estaciones a lo largo del mundo (Consuegra, 2018).

Consiste en lagunas de hasta 1 metro de profundidad, provistos de plantas propias de las zonas húmedas como: juncos, carrizo, enea, helecho de agua, etc. Por medio de las interacciones entre las plantas, los microorganismos y el agua se desarrolla la descontaminación del agua residual afluyente. Los humedales artificiales se clasifican según el tipo de flujo de vertido del agua residual afluyente, siendo estas:

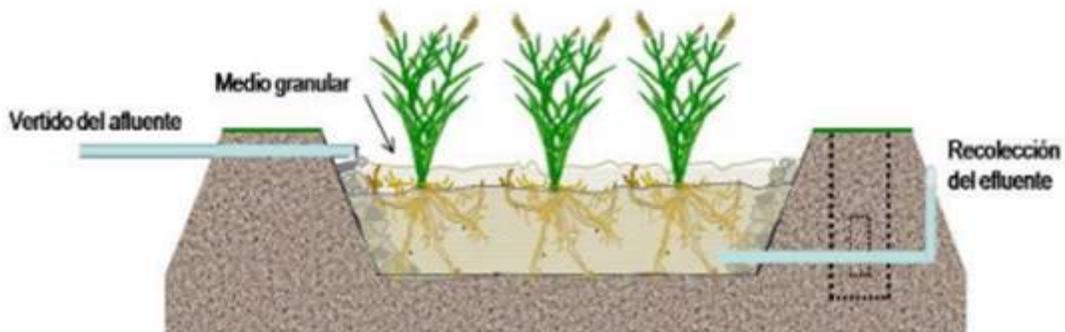
**Humedal artificial de flujo superficial:** Se caracterizan por disponer de su vegetación para la absorción de una lámina de agua residual afluyente de entre 0.3 a 0.4 m,

exponiéndola a la atmosfera, razón por la cual requiere de un tratamiento primario que minimice las condiciones de insalubridad que este método podría generar. Su emplazamiento se ve en la Figura 4.1:



**Figura 4. 1 Humedal artificial de flujo superficial**  
Fuente: (Consuegra, 2018) Figura 6-A

**Humedal artificial de flujo superficial:** Requiere circulación subterránea del agua residual afluente, formando una lámina de entre 0.3 a 0.8 metros, a través de un medio granular, que permita el contacto con las raíces y rizomas de las plantas. La descontaminación se obtiene por medio de la película biológica formada y adherida por los microorganismos desarrollados en las raíces y rizomas vegetales, según muestra la Figura 4.2:



**Figura 4. 2 Humedal artificial de flujo Superficial.**  
Fuente: (Consuegra, 2018) Figura 6-B

Los humedales de flujo subsuperficial resultan más beneficiosos que su contraparte. Al no exponer la lámina de agua residual, permite mayores cargas hidráulicas y aminora los riesgos sanitarios que podrían ocasionar los humedales de flujo superficial; pues, los

mismos promueven la aglomeración de insectos infecciosos y a largo plazo requieren de restauraciones ambientales (Consuegra, 2018).

#### **4.4.4 Clasificación de Humedales artificiales de flujo Subsuperficial**

De acuerdo a Consuegra (2018) los humedales subsuperficiales se dividen en 2 sistemas principales: humedal artificial horizontal y humedal artificial vertical. Sin embargo, enfoca su proyecto al estudio de un sistema de tratamiento natural denominado: Humedal Artificial Vertical de Sistema Francés, el cual será utilizado para la comunidad de Napints.

##### **4.4.4.1 Humedal artificial de Flujo Subsuperficial Horizontal (HAFS.S.TH)**

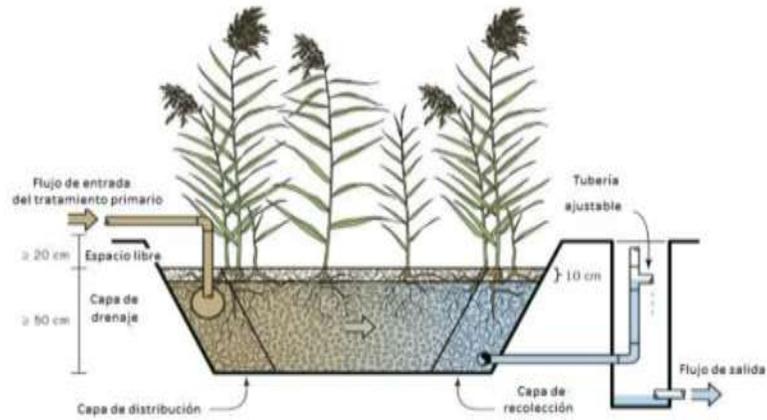
Se configuran en conglomeración de celdas unidas formando una sola laguna. Requiere para su proceso de purificación, periodos de retención hidráulica de varios días, debido a que, la base de los sistemas de humedal artificial, es el sistema de menor carga orgánica admisible, manejando valores de entre 20 a 40 g DBO/m<sup>2</sup> /día.

Esto implica mayores extensiones de área, en comparación con HAFS.S.TV y HAFS.S.TF, para tratar la misma cantidad de carga orgánica.

##### **Distribución y recolección:**

Se caracteriza por realizar un vertido subsuperficial continuo, aunque también puede ser intermitente. Se diseña para que el agua residual realice una circulación horizontal a través del material granular, como se muestra en la Figura 4.3. La recolección a la salida se realiza por medio de tuberías perforadas, produciendo un nivel de la lámina de agua por debajo de 5 a 10 cm de la superficie, impidiendo su visibilidad de la lámina.

Esto genera condiciones anaerobias en su proceso, resultando finalmente, en una manifestación de caudales efluentes carentes de oxígeno disuelto a la salida del sistema.



**Figura 4. 3 Ilustración del HAFS.S.TH**  
Fuente: (Dotro & Molle, 2017) Figura 3.1

Los HAFS.S.TH presentan inconvenientes de colmatación entre los 3 a 4 años de vida útil, por la acumulación de materia suspendida retenida entre la película biológica formada en el material granular. Se produce por velocidades de circulación insuficiente y un deficiente sistema de vertido que genere zonas muertas en el humedal, por lo que el medio granular debe ser sustraído y replantado. Sin embargo, un buen mantenimiento y sistema de vertido eficiente: extienden el periodo de colmatación de entre 5 y 7 años (Consuegra, 2018).

### **Plantación:**

De acuerdo a Delgadillo (2010) las plantas acuáticas promueven el tratamiento de las aguas residuales, debido a que:

- Absorben el carbono y nutrientes para el desarrollo de las plántulas.
- Confinan la superficie y regulan la velocidad de infiltración.
- Promueven la deposición de los sólidos suspendidos.
- Los microorganismos utilizan el tallo y enraizado de las plantas como sitio de emplazamiento, para su desarrollo.
- Contribuyen a la oxigenación interna de los medios granulares, debido a los espacios que deja su emplazamiento en el substrato.

Plantaciones de carrizo o juncos, denominadas científicamente: *Phragmites Australis* y *Scirpus Lacustris* respectivamente, según muestra la Figura 4.4. Producen buenos

resultados, obteniendo hasta el 60 % de reducción de nitrógeno, por lo que no es necesario utilizar más de una especie por HAFS.S.TH, siendo posible plantar in situ o replantar plantulas<sup>3</sup> desde un vivero.



**Figura 4. 4 Phragmites Austrails y Scirpus Lacustris**

Fuente: (Griffiths, 2017)

**Tabla 4. 4 Características de las especies: Phragmites Austrails y Scirpus Lacustris**

Nombre	Características	Distancia de siembra	Penetración en grava	Temperatura °C		Ph
				Ideal	Germinación de Semillas	
Phragmites Austrails	Permiten mayor transferencia de oxígeno  Requieren valores alimenticios mínimos.  Crecen en ciclos anuales.  Utilizadas para flujo subsuperficial.	60 cm	40 cm	12-23	10 – 30	2-8
Scirpus Lacustris	Desarrollo grupal.  Adecuado crecimiento en superficies de agua de hasta 5 cm.  Utilizadas para flujo subsuperficial.	30 cm	60 cm	18 - 27	Cualquier temperatura	4-9

Fuente: (Delgadillo, 2010) Cuadro 4

Existe cierta incertidumbre si una especie es capaz o no de desarrollarse dentro del lecho; sin embargo, la historia ha demostrado que las plantas requeridas para los sistemas de humedales presentan versatilidad al desarrollarse en gran variedad de ecosistemas húmedos, pues, no se han registrado presencia de plagas o enfermedades. Por otra parte,

<sup>3</sup> Plántulas: Se denomina plántula a la etapa de desarrollo de una planta, comprendida entre: la ruptura de la cascara de la semilla generando el enraizado y el momento en el que desarrolla sus primeras hojas funcionales.

requieren principalmente: agua, luz con alto grado de insolación y nutrientes para garantizar su crecimiento (Fernández, 2004).

La salinidad extrema, superior a la comúnmente acarreada por las aguas residuales, puede afectar el desarrollo de las especies, aunque variedades como el carrizo o los juncos presentan resistencia moderada a la misma. Finalmente, se recomienda utilizar densidades de 3 ejemplares por cada metro cuadrado (Consuegra, 2018).

Las plantas presentan un desarrollo mínimamente superior al ser regadas durante los 6 primeros meses con agua potable, que con agua residual; por lo tanto, desde su emplazamiento, es viable utilizar agua residual para el riego de las plantaciones. (Delgadillo, 2010).

Durante el primer año el humedal debe ser deshierbado, en adelante se debe podar previo a los periodos de lluvia del lugar de emplazamiento. Finalmente, el agua superficial no debe superar la altura de las plantas podadas, pues provoca el fallecimiento de las mismas (Hazelip, 2004).

#### **Requisitos de los HAFS.S.TH:**

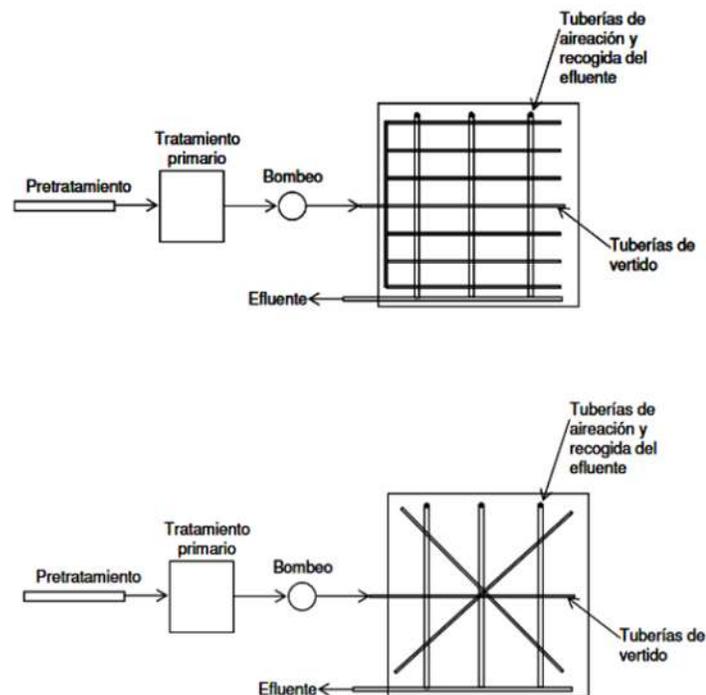
- Pretratamiento y tratamiento primario.
- Material granular de 0.4 – 0.6 m de espesor.
- Sistema de distribución y recolección que evite zonas muertas.
- Arqueta de distribución a la entrada y salida.
- Tubería de drenaje de 100 mm de diámetro, perforada por hoyos de 5mm.
- Base impermeabilizada por medio de compactación o geomembrana de entre 1 a 2 mm de espesor.
- Las plantaciones requieren: luz directa, aunque soportan bajas temperaturas. Su crecimiento es más efectivo en climas frescos, con temperaturas entre los 8 a 25 °C. Son plantas que requieren condiciones de humedad permanente, por lo que, no es necesario regarlas, pues todo el tiempo estarán dispuestas a absorber el agua residual afluyente y las precipitaciones espontáneas.

#### **4.4.4.2 Humedal artificial de Flujo Superficial Vertical (HAFS.S.TV)**

Los HAFS.S.TV se configuran en lagunas separadas en serie con profundidades de entre 0.5-0.8 metros incluidos la vegetación, dividiéndolas en 2 etapas. Para su proceso de purificación, requiere periodos de retención hidráulica de un par de horas. Debido a que, son el siguiente paso del desarrollo de los HAFS.S.TH, presentan mayor eficiencia en cuanto al límite de cargas admisibles y el porcentaje de reducción de contaminantes, manejando valores de entre 40 a 60 g DBO/m<sup>2</sup>×día, lo cual implica menores extensiones de área en comparación con los HAFS.S.TH.

### Distribución y recolección:

Se caracterizan por realizar un vertido superficial estrictamente intermitente, a través de tuberías perforadas, distribuidas de forma línea o radial, descargando el agua residual homogéneamente a lo largo de cada laguna (la Figura 4.5.). El sistema genera pérdidas de carga, requiriendo de sistemas de bombeo, o si la pendiente lo permite: sifones de descarga controlada. En climas fríos se entierra la tubería perforada de 5 a 10 cm por debajo del nivel de la superficie, para evitar congelación.



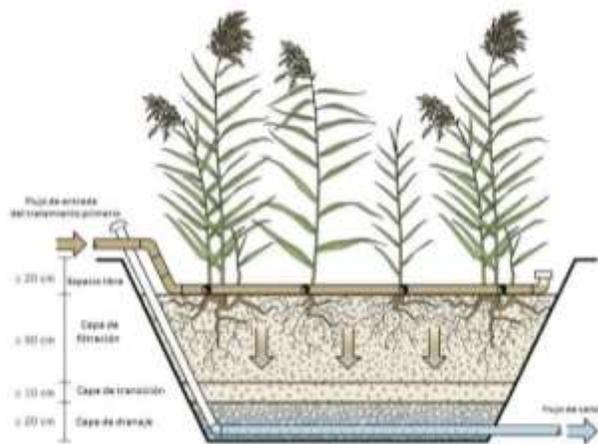
**Figura 4. 5 Sistema de vertido lineal y radial de los sistemas HAFS.S.TV.**

Fuente: (Consuegra, 2018) Figura 64

El agua residual circula desde la superficie hacia el fondo de la laguna, a través de sustratos filtrantes compuestos de arena, gravilla y grava según muestra la Figura 4.6. El drenado

de las aguas tratadas se realiza por una red de drenaje perforada, recubierta por la capa base de grava gruesa, para evitar obstrucciones y provista de tuberías verticales de ventilación dispuestas cada 4 m<sup>2</sup>, sobresalientes a la superficie (Efecto chimenea).

Esto promueve condiciones aerobias en el proceso, generando un efluente de aguas residuales tratadas, oxigenadas y libres de olores. Cabe mencionar que, el aporte de oxígeno de las plantas es despreciable, denotando la similitud del humedal vertical con los filtros intermitentes de arena (Consuegra, 2018).



**Figura 4. 6 Ilustración del HAFS.S.TV**  
Fuente: (Dotro & Molle, 2017) Figura 4.1

Se diseñan por periodos intermitentes con fase de vertido, reacción y vaciado. La fase de vertido requiere 2 días de alimentación y la fase de reacción se realiza durante 4 días en lo que a su vez se vacía el sistema. Se obtiene como resultado la remoción del 90% de los sólidos suspendidos, DBO y nitrógeno.

Su riesgo de colmatación aumenta con respecto a los HAFS.S.TH, al admitir mayores cargas; por lo que será necesario realizar una distribución de cargas homogénea y un mantenimiento adecuado.

### **Plantación:**

Respecto a las plantaciones los HAFS.S.TV son iguales a los HAFS.S.TH, por lo que sus consideraciones son aplicables para ambos casos.

### **Requerimientos:**

- Pretratamiento y tratamiento primario.
- Red de tuberías perforadas con hoyos de 5 mm, distribuidas lineal o radialmente.
- Sistema de intermitencia a través de: bombas temporizadas, sifones de descarga controlada o empleo de arqueta de distribución manual.
- Red de recolección con sistema de ventilación implementado.
- Una tubería de ventilación vertical por cada 4 m<sup>2</sup> de superficie
- Sistema de distribución y recolección que evite zonas muertas.
- Arqueta de distribución manual o mecánica a la entrada, que permita distribuir de forma individual en cada laguna.
- Arqueta manual requiere de válvulas y de un operario que realiza de 4 a 6 pulsos diarios (Consuegra, 2018).
- Tubería de drenaje perforada en hoyos de 5mm.
- Base impermeabilizada por medio de compactación o geomembrana de entre 1 a 2 mm de espesor.
- Plantaciones de carrizo o juncos.
- Las plantaciones requieren: luz directa, aunque soportan bajas temperaturas. Su crecimiento es más efectivo en climas frescos, con temperaturas entre los 8 a 25 °C. Son plantas que requieren condiciones de humedad permanente, por lo que, no es necesario regarlas, pues todo el tiempo estarán dispuestas para absorber el agua residual afluyente y las precipitaciones espontaneas.

### **Configuración granulométrica de la primera Etapa:**

- Capa superficial de profundidad mayor a 30 cm, rellena de grava fina, cuyo tamaño de partícula oscila de 2 a 8mm.
- Capa intermedia de 10 a 20 cm de profundidad, rellena de gravilla, cuyo tamaño de partícula oscila de 5 a 20mm.

- Capa base de grava gruesa de 10 a 20 cm de profundidad, rellena de grava gruesa, cuyo tamaño de partícula oscila de 20 a 40mm.

**Configuración granulométrica de la segunda Etapa:**

- Capa superficial de profundidad mayor a 30 cm, rellena de arena fina, cuyo tamaño de partícula sea mayor a 0.25mm y menor a 0.4mm.
- Capa intermedia de 10 a 20 cm de profundidad, rellena de gravilla, cuyo tamaño de partícula oscile de 3 a 10mm.
- Capa base de grava gruesa de 10 a 20 cm de profundidad, rellena de grava gruesa, cuyo tamaño de partícula oscile de 20 a 40mm.

**4.4.4.2 Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical Sistema Francés (HAFS.S.TF)**

Las descripciones en las que se basó este estudio se les acredita a las investigaciones realizadas por: Molle, Dotro, Langergraber, Stein, Puigagut & Sperling en el libro Treatment Wetlands Volume 7 desarrollado en Londres en el año 2017. El sistema fue creado en Francia durante el año 1990 y era considerado un tratamiento especial de flujo vertical subsuperficial de aguas residuales crudas.

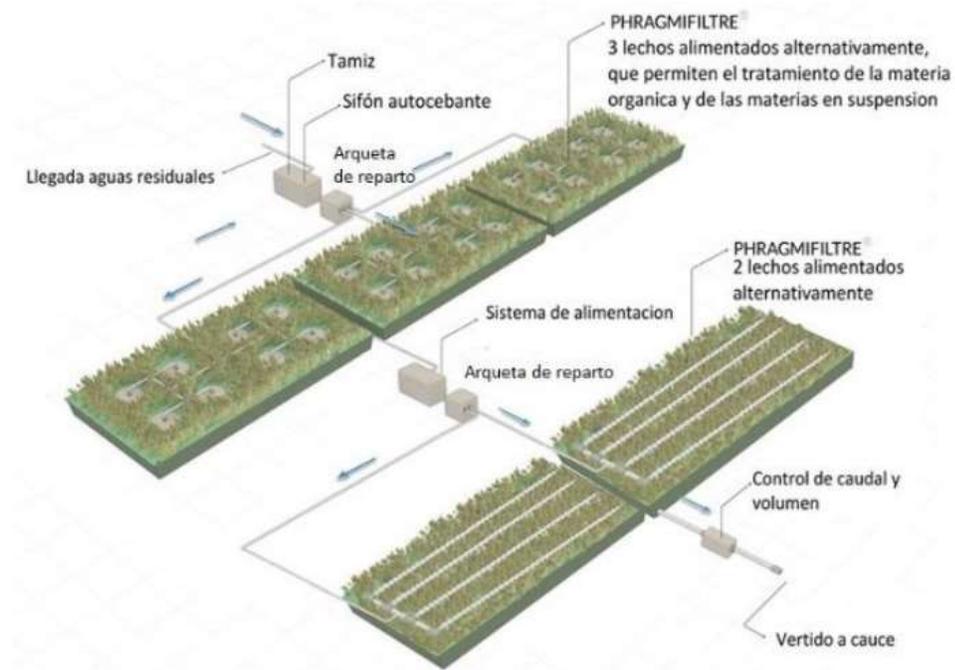
Destaca de entre los demás sistemas (HAFS.S.TH y HAFS.S.TV) debido a que: no requiere mantenimientos excesivos, no genera lodos ni biogás a tratar, el sistema integra un tratamiento primario en sí mismo y puede o no aplicarse un pretratamiento al agua residual afluente.

Al tener el tratamiento primario integrado, requiere un menor espacio en comparación con los HAFS.S.TV, lo cual lo vuelve un sistema idóneo para pequeñas comunidades. No obstante, Molle (2005) afirma que en climas cálidos los HAFS.S.TV ocupan menor área.

Mediante un estudio realizado en 2 emplazamientos de HAFS.S.TF, sometidos a temperaturas medias anuales de 10 °C y 20°C respectivamente, Paing, Guilbert, Gagon, & Chazarenc (2015) reportan que la diferencia entre los resultados de la calidad del efluente, son mínimamente apreciables, incluso respecto a la nitrificación, la cual se sabe, se elimina en menor medida a bajas temperaturas. Por lo tanto, concluyen que los

HAFS.S.TF son mínimamente dependientes de las temperaturas del medio en el que se desarrollan.

Generalmente se configuran en 5 lagunas divididas en 2 etapas según muestra la Figura 4.7. 1ra Etapa conformada por 3 lagunas y 2da etapa conformada por 2 lagunas. No obstante, es posible reducir a 2 lagunas en la 1ra etapa y 1 laguna en la 2da etapa, si se trata de emplazamientos con temperaturas media anuales elevadas, debido a que la actividad microbiana aumenta, promoviendo la mineralización de la materia solida vertida en la superficie del humedal, lo cual le permite operar con cargas promedio de 100 g DQO/m<sup>2</sup> /día, 50 g S.S.T<sup>4</sup> /m<sup>2</sup> /día.



**Figura 4. 7 Configuración del HAFS.S.TF.**

Fuente: (Dotro & Molle, 2017) Figura 5.1

---

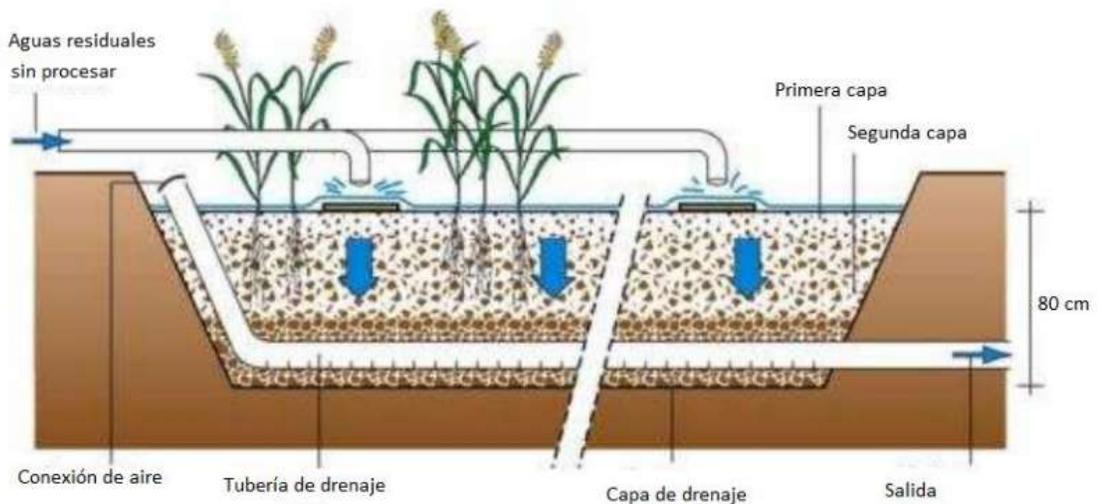
<sup>4</sup> S.S.T: Solidos totales suspendidos.

**Pendiente:**

Los HAFS.S.TF en su superficie deben tener una pendiente total mente plana, pues se debe evitar la formación de charcos. En cambio, en el fondo el humedal debe tener una pendiente de entre el 0.5% a 2% (Delgadillo, 2010).

**Distribución y recolección:**

Los HAFS.S.TF utilizan el sistema de recolección de agua residual tratada de los HAFS.S.TV según muestra la Figura 4.8, por lo que hereda sus consideraciones y metodologías. Así mismo, el sistema de distribución durante la segunda etapa de los HAFS.S.TF es el mismo que el de los HAFS.S.TV.

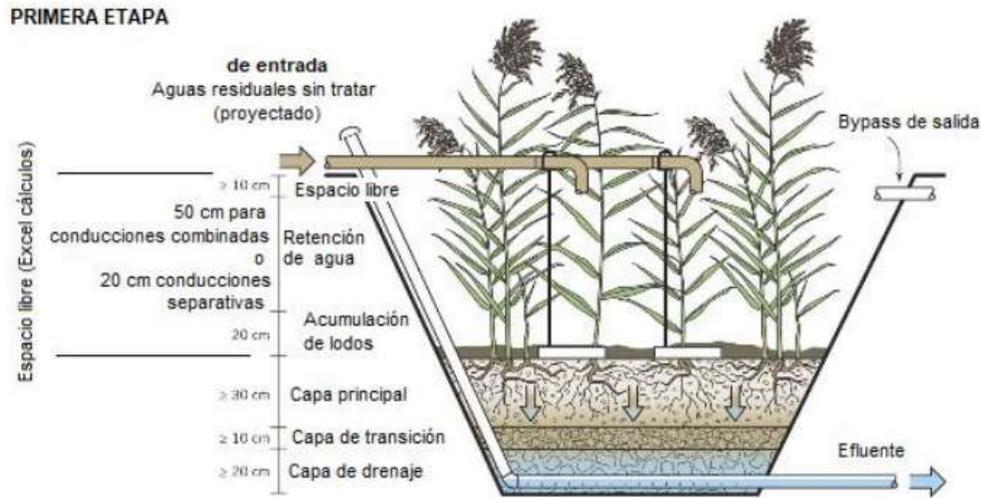


**Figura 4. 8 Configuración del HAFS.S.TF.**

Fuente: (Molle, Merlin, & Boutin, 2005) Figura 1

**1ra Etapa:**

El agua residual cruda es distribuida a través de una red de tuberías de 160mm de diámetro, con orificios de 110 mm distribuidos cada 50 m<sup>2</sup>, que permiten el paso del material sólido para ser vertidos sobre la superficie del lecho, generando lodos de un espesor promedio de 1.5cm por año, en donde es oxidado mientras el agua residual se infiltra a través de los medios granulares hasta el fondo del humedal (Figura 4.9). Finalmente, la 1ra Etapa de los HAFS.S.TF requiere de aproximadamente 1.2 m<sup>2</sup> por persona.



**Figura 4. 9 Ilustración de la 1ra Etapa del HAFS.S.TF**

Fuente: (Dotro & Molle, 2017) Figura 5.5-A

Los HAFS.S.TF se diseñan para generar una capa homogénea de lodo que aumenta su espesor 1.5 cm por año. Después de 10 años alcanza un espesor de lodo de 10 a 15 cm, que debe ser retirado adecuadamente; sin embargo, de no tratar aguas residuales industriales, es posible la reutilización del mismo en el sector agrícola a modo de abono (Molle, Merlin, & Boutin, 2005).

Las 3 lagunas cumplen con periodos de vertido y descanso: el primero se realiza durante 3-4 días en un solo lecho, que posteriormente entra en periodo de descanso de 6-8 días, mientras que el resto entran nuevamente al periodo de vertido. El resultado es una configuración constante de 1 laguna en periodo de vertido y 2 en periodo de descanso, dicho proceso es presentado en la Figura 4.10.



**Figura 4. 10** Secuencia de vertido y descanso de los HAFS.S.TF - 1ra Etapa

Fuente: (Dotro & Molle, 2017) Figura 5.2

Los periodos de vertido y descanso son fundamentales para el control del crecimiento de la biomasa adherida a la superficie de los medios granulares del lecho. La intermitencia reduce el riesgo de colmatación, promoviendo así las condiciones aerobias dentro del lecho. Además, los periodos de descanso permiten mineralizar los depósitos orgánicos (lodos) resultantes de los sólidos suspendidos, contenidos en el agua residual afluyente (Molle, Merlin, & Boutin, 2005).

La configuración granulométrica requiere 3 capas:

**Capa filtrante:** profundidad mayor a 30 cm, rellena de grava fina, cuyo tamaño de partícula oscila de 2 a 8 mm.

**Capa de transición:** 10 a 20 cm de profundidad, rellena de gravilla, cuyo tamaño de partícula oscila de 5 a 20 mm.

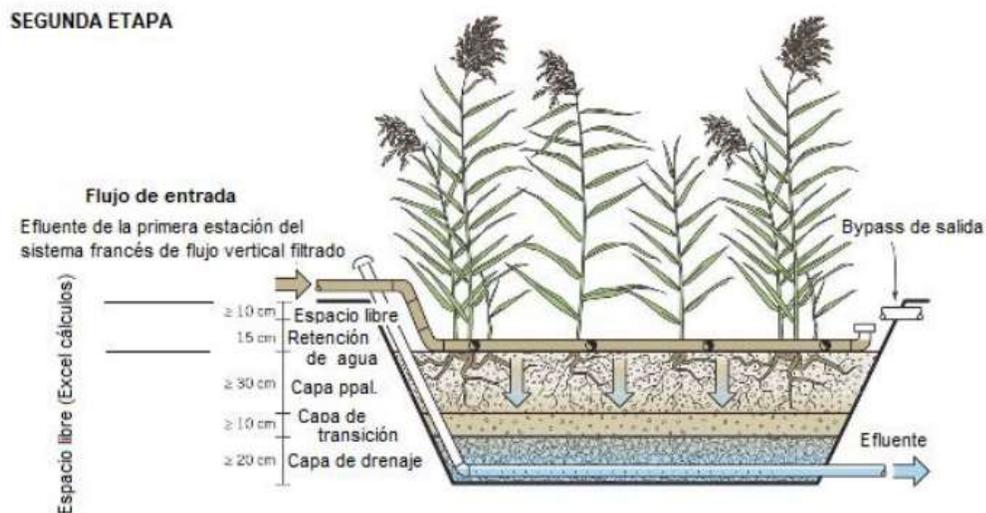
**Capa de drenaje:** 10 a 20 cm de profundidad, rellena de grava gruesa, cuyo tamaño de partícula oscile de 20 a 60 mm.

Según el reporte de Molle (2005) los HAFS.S.TF remueven el 90% de DBO, 80% de DQO, el 86% de sólidos suspendidos y el 50 % de nitratos. Lo que lo vuelve el sistema más eficiente existente en comparación con los sistemas primarios convencionales. La alta

eficiencia de eliminación de sólidos suspendidos se debe a la retención y mineralización que se produce en la superficie del lecho (Paing, Guilbert, Gagon, & Chazarenc, 2015).

### 2da Etapa:

Su esquema se presenta en la Figura 4.11, comparten varias características de los HAFS.S.TV, entre ellas el sistema de distribución, el sistema de recolección, disposición granulométrica, diferenciándose únicamente por su lecho filtrante de arena gruesa. Finalmente, la 2da Etapa de los HAFS.S.TF requiere de aproximadamente  $0.8 \text{ m}^2$  por persona.



**Figura 4. 11 Ilustración de la 2da Etapa del HAFS.S.TF.**

Fuente: (Dotro & Molle, 2017) Figura 5.5-B

La presencia de nitratos en el agua residual efluente de la 1ra Etapa, indica que las condiciones anaerobias se mantuvieron adecuadamente, por lo tanto, la 2da Etapa tiene como objeto completar la nitrificación y eliminar los compuestos patógenos (Paing, Guilbert, Gagon, & Chazarenc, 2015).

La evidencia demuestra que el sistema, desde su emplazamiento, tarda alrededor de 2 años en alcanzar su rendimiento óptimo, debido a que, el sistema requiere una adecuada

maduración y mineralización del lodo, el cual promueve el desarrollo de diversas poblaciones microbianas (Paing, Guilbert, Gagon, & Chazarenc, 2015).

La configuración granulométrica requiere 3 capas:

**Capa filtrante:** profundidad mayor a 30 cm, rellena de arena fina, cuyo tamaño de partícula sea mayor a 0.25mm y menor a 0.4 mm.

**Capa de transición:** 10 a 20 cm de profundidad, rellena de gravilla, cuyo tamaño de partícula oscile de 3 a 10 mm.

**Capa de drenaje:** Capa base de grava gruesa de 10 a 20 cm de profundidad, rellena de grava gruesa, cuyo tamaño de partícula oscile de 20 a 40 mm.

Una vez alcanzado el rendimiento óptimo, Molle (2005) reporta que el sistema, mediante el trabajo conjunto de las 2 Etapas, remueve el 90% de DQO, el 96% de sólidos suspendidos y el 85% de nitrógeno, produciendo efluentes con cargas de 25 g DQO/m<sup>2</sup>×día.

#### **Plantación:**

Las plantaciones de los HAFS.S.TF son iguales a los HAFS.S.TH. por lo que sus consideraciones son aplicables para ambos casos.

#### **Sistema de drenaje HAFS.S.TF:**

Consiste en una red de recolección conformada por ramales provistos de perforaciones de 8 a 12 mm de diámetro, conectadas a un colector longitudinal. Por otra parte, el sistema requiere tuberías verticales de 110 mm de diámetro dispuestas cada 4 m<sup>2</sup> (Dotro & Molle, 2017).

### **4.5 Criterios de diseño de la estación depuradora de aguas residuales de la comunidad de Napints.**

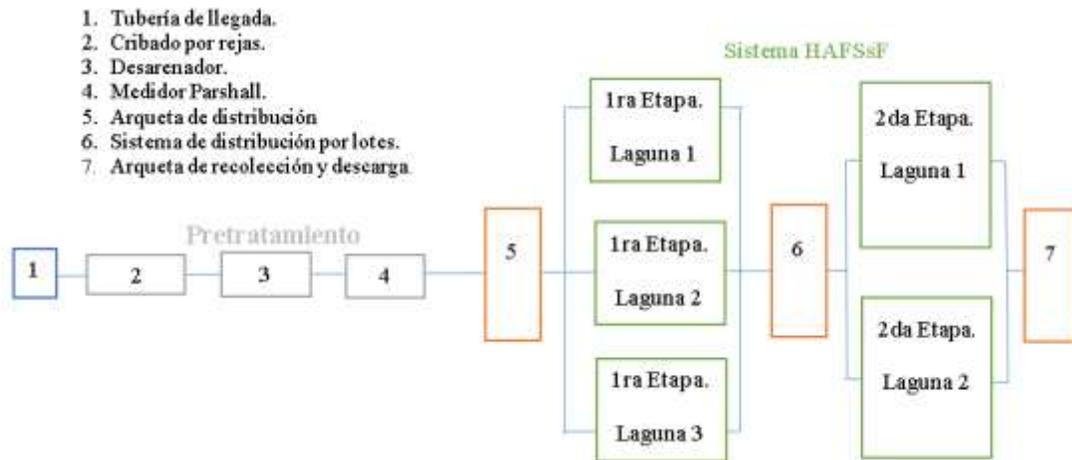
#### **Ubicación y Disposición:**

Los habitantes de Napints han dispuesto un terreno de 12638m<sup>2</sup>, para la implantación de la estación depuradora de aguas residuales, ubicado al sur-este de la comunidad, cuyas

coordenadas sexagesimales son: latitud de 3° 30.981'S, longitud de 78° 35.072'O y altitud 980 m.s.n.m.

El terreno se dividió en: 727m<sup>2</sup> destinados para los elementos constituyentes del pretratamiento, de los 11911m<sup>2</sup> restantes, se utilizaron 9083 m<sup>2</sup> conformados por 103.8 metros a lo largo y 87.5 metros a lo ancho: para el emplazamiento del HAFS. Por otra parte, su población de diseño es de 92 habitantes, su topografía le impone condiciones de pendientes moderadas entre el 12 – 24%, y su temperatura media anual es de 22.7°C (INAMHI, 2014). Por lo tanto, la comunidad era apta para la aplicación del HAFS.S.TF.

La configuración de la estación depuradora fue formulada de tal forma que sus elementos constituyentes, contribuyesen al buen funcionamiento del HAFS.S.TF. Dicha configuración se presenta en la Figura 4.12.



**Figura 4. 12 Diagrama de flujo de la configuración de los elementos constituyentes de la estación depuradora de agua residual**

Fuente: Elaboración propia

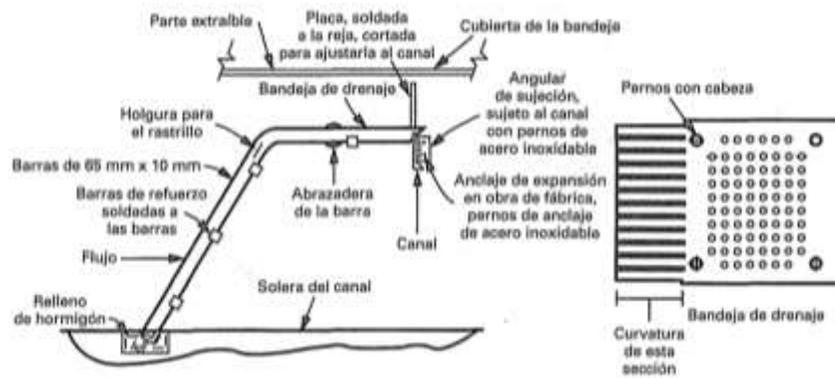
Se dio énfasis al pretratamiento con el objeto, de evitar la acumulación de materia suspendida innecesaria en la superficie del humedal (Rodríguez, 2017).

#### 4.5.1 Pretratamiento: Cribado.

El procedimiento de cribado consiste en filtrar sólidos gruesos y cuerpos flotantes en suspensión, a través de rejillas o coladores. Es utilizado para evitar complicaciones en posteriores etapas, ya que, la materia suspendida podría generar obstrucciones en las

tuberías de conducción, en el sifón, las arquetas y finalmente, podría sobrecargar la superficie de los humedales.

**Rejillas:** Es un dispositivo conformado por un conjunto de barras, generalmente rectangulares, inclinadas, paralelas y uniformemente separadas entre sí, según se presenta en la Figura 4.13. De acuerdo a la separación entre barras pueden clasificarse en: gruesas, medias y bajas, según establece la Tabla 4.5. Finalmente, respecto al tipo de limpieza se define el ángulo de inclinación de las barras, estableciéndose rangos de 45 a 60° para limpieza manual y de 60 a 90° para limpieza mecánica.



**Figura 4. 13 Reja de barra de limpieza manual.**

Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995) Figura 9-1.

**Tabla 4. 5 Dimensiones de las barras rectangulares**

Tipo de Rejilla	Espaciamiento entre barras mm	Sección transversal mm x mm
Gruesa	40 - 100	10 x 50
Gruesa	40 - 100	10 x 60
Gruesa	40 - 100	13 x 40
Media	20 - 40	08 x 50
Media	20 - 40	10 x 40
Media	20 - 40	10 x 50
Baja	10 - 20	06 x 40
Baja	10 - 20	08 x 40
Baja	10 - 20	10 x 40

Fuente: (Mendoca & Orozco, 2000) Tabla 6.1-6.2

**Eficiencia de escurrimiento a través de las rejillas:** Es un coeficiente que se obtiene de dividir el área de la sección libre de escurrimiento por el área total de la rejilla, sin embargo, Mendoca & Orozco (2000) por medio de la Tabla 4.6, presenta valores predeterminados, útiles a ser aplicados en varias situaciones.

**Tabla 4. 6 Valores de Eficiencia en función de la geometría y disposición de las barras.**

Espesor frontal de las barras (t) mm	Valor de Eficiencia (E)			
	Espaciamiento entre barras (a) a= 20 mm	Espaciamiento entre barras (a) a= 25 mm	Espaciamiento entre barras (a) a= 30 mm	Espaciamiento entre barras (a) a= 40 mm
6	0.750	0.800	0.834	0.857
8	0.706	0.768	0.803	0.826
10	0.677	0.728	0.770	0.800
13	0.600	0.667	0.715	0.755

Fuente: (Mendoca & Orozco, 2000) Tabla 6.4

**Velocidad de flujo a través de las rejillas:** la velocidad de flujo a través de la sección libre de escurrimiento de las rejillas, no debe ser lo suficientemente alta como para forzar el paso de la materia suspendida, ni tan baja para generar obstrucciones, debido a la acumulación de material. Es por esa razón, que para el diseño de las rejillas se considera una velocidad mínima de 0.6 m/s y máxima de 1.2 m/s (Mendoca & Orozco, 2000).

Se recomienda mantener velocidades de flujo que se asemejen a los 0.6 m/s, tolerando hasta un más, menos 20%.

**Variaciones del caudal afluyente:** Generalmente la variación mínima, media y máxima del caudal afluyente a la estación de cribado se determinan a través de mediciones realizadas in situ, no obstante, Méndez, 2011 para fines de cálculo recomienda: considerar una variación superior e inferior del 50 % del caudal de diseño, en caso de no contar con datos reales.

Para el cribado del agua residual de la comunidad de Napints se consideraron barras medias de sección transversal de 10 x 40 mm, separadas entre sí 25mm, de limpieza manual, inclinadas a 50°.

**4.5.1.1 Formulación empleada para el diseño de la rejilla.**

A continuación, se presentará la formulación utilizada para el dimensionamiento de la rejilla y canal de llegada.

**Área transversal de libre escurrimiento (Au):**

$$Au = \frac{Q_{max}}{vb} \quad (\text{Ecu. 16})$$

Donde:

$Q_{max}$  = Caudal de diseño máximo ( $m^3/s$ )

$vb$  = Velocidad mínima a través de las barras ( $m/s$ )

$$Q_{max} = Qd \times 1.5 \quad (\text{Ecu. 17})$$

Donde:

$Qd$  = Caudal de diseño ( $m^3/s$ )

---

**Área total incluida las barras (S):**

$$S = \frac{Au}{E} \quad (\text{Ecu. 18})$$

Donde:

$Au$  = Área transversal de libre escurrimiento ( $m^2$ )

$E$  = Coeficiente de eficiencia de escurrimiento a través de las rejillas (Adimensional)

---

**Longitud del canal aguas arriba a las rejillas (L):**

$$L = \frac{Q_{max}}{S \times te} \quad (\text{Ecu. 19})$$

Donde:

$Q_{max}$  = Caudal de diseño máximo ( $m^3/s$ )

$S$  = Área total incluida las barras ( $m^2$ )

$te$  = Tiempo de retención en el canal de ingreso: se recomienda 3 segundos [s]

---

**Altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento (H):**

$$H = H_{max} - Z \quad (\text{Ecu. 20})$$

Donde:

$H_{max}$  = Altura útil del medidor Parshall para un caudal de diseño máximo (m)

Z = Resalto del medidor Parshall (m)

---

**Ancho útil del canal de llegada (b):**

$$b = \frac{S}{H} \quad (\text{Ecu. 21})$$

Donde:

S = Área total incluida las barras (m<sup>2</sup>)

H = Altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento (m)

---

**Altura constructiva del canal (Hc):**

$$H_c = D_e + H_s \quad (\text{Ecu. 22})$$

Donde:

$D_e$  = Diámetro del emisario (m)

$H_s$  = Altura de seguridad del canal (m). Se recomienda valores entre 0,5 - 0,9 m

---

**Estimación de velocidades reales en función de la variación de caudales.**

Una vez obtenidas las dimensiones del canal de llegada en función de los parámetros geométricos de las rejillas y la velocidad mínima de circulación, Mendoca & Orozco (2000) por medio de la Tabla 4.7. Recomiendan volver a verificar el valor de las velocidades en función de la variación de caudales y las alturas de la lámina de agua útil, producidas por los mismos.

**Tabla 4. 7 Resultados del diseño del canal de llegada y rejillas**

Caudal	Q	H	H-Z	S=b(H-Z)	Au=SE	V=Q/Au
	m <sup>3</sup> /s	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m/s
max						
Diseño						
min						

Fuente: Elaboración propia

**Disposición de espacio para la rejilla:** Las dimensiones requeridas por la rejilla dentro del canal de llegada, está en función de la altura de seguridad del canal. Se obtiene a través de identidades trigonométricas básicas.

**Altura geométrica vertical de la rejilla (Rv):**

$$Rv = Hc \quad (\text{Ecu. 23})$$

Donde:

Hc= Altura constructiva del canal: (m)

**Longitud geométrica horizontal de la rejilla (Rh):**

$$Rh = \frac{Rv}{\tan(\alpha)} \quad (\text{Ecu. 24})$$

Donde:

$\alpha$ = Ángulo de inclinación de las barras en función del tipo de limpieza (°)

**Longitud real de la rejilla (LR):**

$$LR = \frac{Rh}{\cos(\alpha)} \quad (\text{Ecu. 25})$$

**Pérdida de cargas en la Rejilla.**

Es la perdida por la resistencia generada del impacto de caudal afluyente con las rejillas. La ecuación presentada por Metcalf & Eddy (1995) para las pérdidas de carga, se ajusta adecuadamente en el modelo. No obstante, al tratarse de aguas residuales que transporta sólidos en suspensión, también se generan pérdidas por la acumulación de los mismos entre las rejillas, lo que disocia los resultados calculados con la realidad. Por lo tanto, se debe realizar una adecuación, en la que se considere las obstrucciones generadas por el material suspendido. Según presenta la Ecuación 27 y 28.

**Pérdida de carga a rejilla limpia ( $h_{fl}$ ):**

$$h_{fl} = \frac{1}{0.7} \left( \frac{Vb^2 - v^2}{2g} \right) \quad (\text{Ecu. 26})$$

Donde:

Vb= Velocidad a través de las barras (m/s)

v= Velocidad a través de las barras afectada por el coeficiente de Eficiencia (m/s)

g = Aceleración gravitacional (m/s<sup>2</sup>)

$$v = V \times E \quad (\text{Ecu. 27})$$

Donde:

E = Coeficiente de eficiencia de escurrimiento a través de las rejillas [*Adimencional*]

**Pérdida de carga por rejilla 50% obstruida ( $h_{fo}$ ):** Para las rejillas de limpieza manual, se debe realizar una consideración del 50% de obstrucción, lo que genera que la sección transversal de flujo se disminuya aumentando 2 veces la velocidad de flujo.

$$h_{fo} = \frac{1}{0.7} \left( \frac{2V^2 - v^2}{2g} \right) \quad (\text{Ecu. 28})$$

Donde:

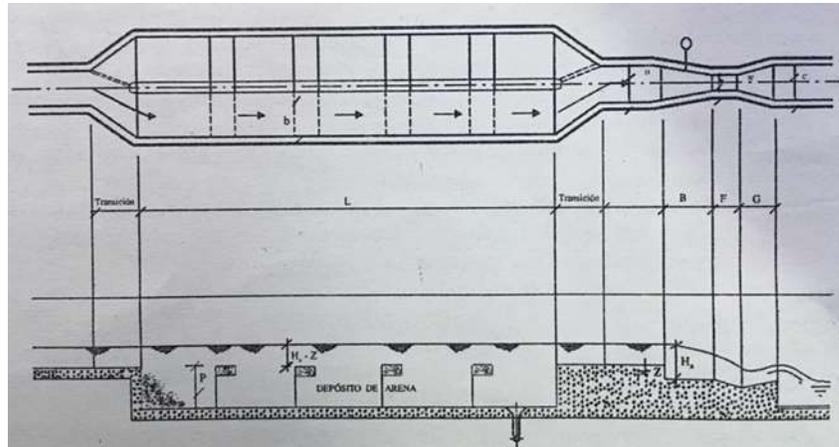
V= Velocidad a través de las barras (m/s)

v= Velocidad a través de las barras afectada por el coeficiente de Eficiencia (m/s)

g = Aceleración gravitacional (m/s<sup>2</sup>)

#### 4.5.2 Pretratamiento: Desarenador.

Son estructuras similares a los tanques de sedimentación, ya que utilizan el mismo principio: imponer un flujo laminar, de tal forma que las partículas pesadas desciendan hasta el fondo del tanque, como se muestra en la Figura 4.14. Retienen residuos minerales como: arena, carbón, partículas de metales, entre otros, que al no ser orgánicos necesitan una recolección y manejo adecuado.



**Figura 4. 14 Vista en plante y corte de un desarenador convencional**

Fuente: (Mendoza & Orozco, 2000) Figura 6.2.

**Velocidad de flujo en el desarenador ( $V_d$ ):** Se recomienda valores cercanos a los 0.3 m/s, con tolerancia del 20%. Pues, valores inferiores a los 0.15 m/s promueven la deposición de partículas biológicas, generando lodos en el tanque. Por otra parte, velocidades superiores a los 0.4 m/s permiten el paso del material suspendido a retener (Mendoza & Orozco, 2000).

**Periodos de limpieza del desarenador ( $T_d$ ):** Son lapsos de tiempo en el que el personal encargado del mantenimiento de la estructura procede a detener el flujo, para remover el material sólido retenido en el desarenador. Se recomienda realizar limpiezas entre periodos de 10 a 30 días.

**Tasa de escurrimiento superficial ( $T_d$ ):** Es el valor de carga admisible diario por metro cuadrado del desarenador, se obtiene de la relación entre al caudal de diseño afluente con el área superficial útil del desarenador. La carga admisible para un proceso eficiente oscila entre los 600 a 1600 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/día.

**Cantidad de material retenido por los desarenadores (q):** Mendoca y Orozco (2000) lo definen como un valor empírico, obtenido a través de observaciones realizadas en diferentes instalaciones de desarenadores, según se presenta en la Tabla 4.8:

**Tabla 4.8 Valores de la cantidad de material retenido por los desarenadores**

Autor	Lugar de procedencia	Valor	Unidad	Observación
Azevedo (1970)	Jardín América	$\frac{29}{1000}$	$\frac{lt}{m^3}$	-
Netto (1970)	Ipiranga	$\frac{15}{1000}$	$\frac{lt}{m^3}$	-
HeS.S.T (1970)	Sao Paulo	$\frac{30 - 40}{1000}$	$\frac{lt}{m^3}$	Valores admitidos en periodos de invierno
Marais (1971)	Sudáfrica	$\frac{75}{1000}$	$\frac{lt}{m^3}$	Valor comunmente utilizado.

Fuente: (Mendoca & Orozco, 2000) Tabla 7.

#### 4.5.2.1 Formulación empleada para el diseño del desarenador.

**Ancho útil del Desarenador (b):**

$$b = \frac{Q_{max}}{H \times Vd} \quad (\text{Ecu. 29})$$

Donde:

$Q_{max}$  = Caudal de diseño máximo ( $m^3/s$ )

$H$  = Altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento (m)

$Vd$  = Velocidad de flujo en el desarenador (0.3) (m/s)

**Longitud útil del desarenador (Ld):**

$$Ld = 25 \times H \quad (\text{Ecu. 30})$$

Donde:

$H$  = Altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento [m]

**Área superficial del desarenador (Asd):**

$$Asd = bdc \times Ldc \quad (\text{Ecu. 31})$$

Donde:

bdc= Ancho constructivo del Desarenador (m)

Ldc= Longitud constructiva del desarenador (m)

**Tasa de escurrimiento superficial (Td):**

$$600 \frac{m^3}{m^2} < Td = \frac{Qd \times 86.4}{Asd} < 1600 \frac{m^3}{m^2} \quad (\text{Ecu. 32})$$

Donde:

Qd = Caudal de diseño (lt/s)

Asd= Área superficial del desarenador (m<sup>2</sup>)

**Cantidad de material retenido (q):** Se utilizan los valores de Marais (1971)

$$q = Qd \times 86.4 \times \frac{75lt}{1000m^3} \quad (\text{Ecu. 33})$$

Donde:

Qd = Caudal de diseño (lt/s)

q = Cantidad de material retenido (lt/día)

**Profundidad útil del depósito (p):** Los desarenadores cuentan con una sección interna que aumenta la profundidad del canal para disminuir la velocidad de flujo. Está en función de la cantidad de materia retenida, el área superficial del desarenador y el periodo de limpieza del mismo.

$$p = \frac{q \times td}{Asd} \quad (\text{Ecu. 34})$$

Donde:

q = Cantidad de material retenido (m<sup>3</sup>/día)

td = Periodo de limpieza del desarenador (día)

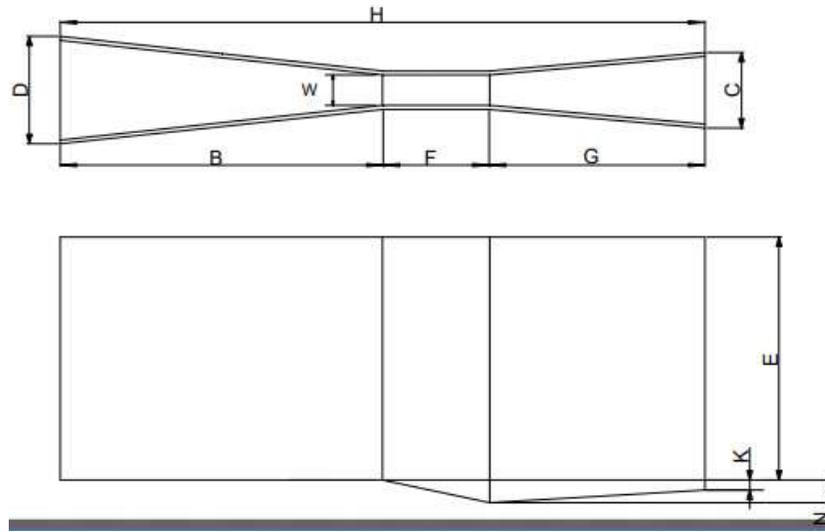
Asd= Área superficial del desarenador (m<sup>2</sup>)

#### **4.5.3 Pretratamiento: Medidor Parshall.**

Son dispositivos fabricados en PVC, fibra de vidrio y hormigón, de bajo costo, dispuestos para el control y estudio de las cargas hidráulicas afluentes a una estación depuradora de aguas residuales. Tiene 2 funciones principales:

- Cualquier operador capacitado puede medir el caudal real en cualquier instante del día, por lo que permite la detección de posibles complicaciones en los humedales, pues, cargas hidráulicas muy bajas, afectarían el desarrollo y subsistencia de las plantaciones, por otro lado, sobrecargas hidráulicas saturarían el sistema, afectando la eficiencia del mismo.
- Funcionar como un vertedero rectangular, el cual genera un resalto que permite normalizar las variaciones de velocidad (Mendoza & Orozco, 2000).

Están constituidas de contracciones transversales y una divergencia de pendiente, según la vista en planta y corte presentada por la Figura 4.15.



**Figura 4. 15 Reja de barra de limpieza manual.**

Fuente: (Mendoza & Orozco, 2000) Figura6.1.

Sus dimensiones están estandarizadas en función del ancho nominal, determinado a partir del caudal diseño, según muestran la Tablas 4.9 – 4.10:

**Tabla 4. 9 Valores de ancho nominal en función del caudal afluente**

Ancho Nominal (w)	Variación del caudal de diseño	
	Mínimo	Máximo
cm	lt/s	lt/s
<b>7.6</b>	0.85	53.8
<b>15.2</b>	1.52	110.4
<b>22.9</b>	2.55	251.9
<b>30.5</b>	3.11	455.6

Fuente: (Mendoza & Orozco, 2000) Tabla 7.

**Tabla 4. 10 Dimensiones estandarizadas del Medidor Parshall en función del ancho nominal**

w	A	B	C	D	E	F	G	K	N
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	45.7	15.2	30.5	2.5	5.7
15.2	62.1	61.0	30.5	40.3	53.3	30.5	45.7	3.8	11.4
22.9	88.0	86.4	45.7	57.5	61.0	45.7	61.0	6.9	17.1
30.5	137.1	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9

Fuente: (Mendoza & Orozco, 2000) Tabla 7.

Finalmente, el ancho nominal permite determinar la altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento, por medio de dos factores normalizados: “n” y “K” presentados a continuación en la Tabla 4.11:

**Tabla 4. 11 Valores del coeficiente “K” y el exponente “n” en función del ancho nominal**

W (cm)	n	K
7.6	1.547	0.176
15.2	1.580	0.381
22.9	1.530	0.535
30.5	1.5220	0.690

Fuente: (Mendoza & Orozco, 2000) Tabla 7.

#### 4.5.3.1 Formulación empleada para el diseño del Medidor Parshall.

**Profundidad de la lámina de agua:** Se aplica la ecuación de vertedero aguas abajo, por otra parte, varía según la variación del caudal (Mendoza & Orozco, 2000).

$$Q = K \times H_v^n \quad (\text{Ecu. 35})$$

$$H_v = \left(\frac{Q}{K}\right)^{\frac{1}{n}} \quad (\text{Ecu. 36})$$

Donde:

Q= Qmin, Qd, Qmax (m<sup>3</sup>/s)

Hv = Altura útil del medidor Parshall para el caudal variable (m)

K= Coeficiente en función del ancho nominal (w) (Adimensional)

n= Coeficiente exponencial en función del ancho nominal (w) (Adimensional)

---

**Altura del resalto (z):** Esta en función de la variación máxima y mínima del caudal.

$$z = \frac{(Q_{min} \times H_{max}) - (Q_{max} \times H_{min})}{(Q_{max} - Q_{min})} \quad (\text{Ecu. 37})$$

Donde:

$$Q_{max} = 1.5Q_d \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$Q_{min} = Q_d \times 0.5 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$H_{max}$  = Altura útil del medidor Parshall para el caudal máximo (m)

$H_{min}$  = Altura útil del medidor Parshall para el caudal mínimo (m)

#### **4.5.4 Sistema de distribución.**

El diseño de la red de distribución tiene como objeto descargar aproximadamente la misma cantidad de caudal en cada orificio del sistema. Las características geométricas de las tuberías y su distribución espacial, deben estar configuradas de tal forma que la relación porcentual que existe entre las pérdidas de carga energía entre las tuberías y orificios sea mínima (Rojas, 2008).

La distribución del agua residual a lo largo del humedal varía en función de la etapa en la que se encuentre el proceso (Dotro & Molle, 2017).

#### **Sistema de distribución 1ra Etapa**

Requiere tuberías de diámetro mayor a 110 mm, que descarguen en puntos de alimentación por cada 50 m<sup>2</sup>. Por lo tanto, para un adecuado funcionamiento se debe considerar un caudal mínimo de 0.5 m<sup>3</sup>/h×m<sup>2</sup> (Von Münch, 2010). Para el diseño se consideró una red de tuberías de 160mm de diámetro, provistas de tuberías de descarga de 110mm de diámetro, ubicadas en puntos de alimentación cada 50m<sup>2</sup>.

#### **Sistema de distribución 2da Etapa**

Para la red de distribución de la segunda etapa se consideran tuberías de menor tamaño, provistas de orificios, cuyo diámetro sea mayor o igual a los 8mm, ubicados mínimo a cada 10cm lineales a ambos lados de la tubería.

A diferencia de los HAFS.S.TV, la red de distribución se instala a una altura mínima de 30cm, medidos desde los orificios inferiores hasta la superficie del lecho (Molle, Merlin, & Boutin, 2005). La formulación empleada para el diseño y dimensionamiento de la red de distribución en ambas etapas se detalla en el Anexo 8.

#### **4.5.5 Sistema de recolección y drenaje.**

El diámetro mínimo requerido en las tuberías de drenaje inmersas en el medio granular grueso debe ser de 100 mm, compuestas de orificios de mínimo 3 mm separado entre sí hasta 30 cm Los orificios son propios de tuberías comerciales, sin embargo, también se pueden generar in situ con taladros de broca comercial de hasta 15/32".

Se debe realizar una perforación en la clave y otra en la batea de la tubería, pues la perforación superior permite la oxigenación del flujo, mientras que la inferior permite la infiltración y recolección del mismo (Consuegra, 2018).

Para generar condiciones aerobias apropiadas, se deben colocar tuberías verticales de aireación cada 4 m<sup>2</sup> superficiales de lecho emplazadas en la capa de drenaje del humedal (Dotro & Molle, 2017).

La red de drenaje se compone de un colector principal, al cual se conectan ramales distribuidos a lo largo del humedal. Es recomendable separar los ramales entre si 1/16 de su longitud hasta máximo 2.5 m. La separación máxima del final del ramal hasta la pared debe ser de 1.25 m (CEPIS/06.174 , 2005).

El sistema de drenaje es el mismo para ambas etapas del HAFS.S.TF. Sus criterios de diseño son:

- Velocidad límite de 0.3m/s en los ramales ( $V_r$ ).
- Velocidad límite de 0.05m/s en los orificios ( $V_r$ ).
- La velocidad máxima del colector principal ( $V_c$ ) deberá cumplir con la relación  $V_r/V_c \geq 0.15$ .
- Las pérdidas generadas en el sistema de drenaje no deberán sobrepasar el 10% de las pérdidas generadas en el medio granular (Blacio & Palacios, 2012).

La formulación y procedimiento de cálculo empleado para el diseño y dimensionamiento de la red de drenaje en ambas etapas se basó en el modelo de cálculo propuesto por MIDUVI (2012), como se muestra en el Anexo 9.

#### **4.5.6 Arquetas.**

Los periodos de vertido y descanso, requieren que el operador a cargo, visite el HAFS.S.TF dos veces por semana, para realizar la apertura o cierre de válvulas y revisión del adecuado funcionamiento del mismo.

Se debe tener especial cuidado con la repartición equitativa del caudal a lo largo del sistema. Una distribución deficiente genera: zonas muertas y preferenciales, lo cual promueve la colmatación del sistema en dichas zonas específicas.

Por otra parte, la intermitencia efectiva entre los periodos de vertido y descanso influye significativamente a:

- Oxigenar adecuadamente a los medios granulares, promoviendo la condición aerobia del sistema.
- Mineralizar la capa de solidos suspendidos vertidos sobre la superficie del humedal, durante la etapa de reposo.
- Evitar que las plantaciones del humedal sufran de estrés, por falta de agua.

Se han realizado reparticiones equitativas de caudal afluente mediante el uso de arquetas: cámaras seccionadas según el número de celdas a distribuir, a modo de aliviaderos y disipadores de energía. Las arquetas se presentan en la Figura 16 y Figura 17. Principalmente se componen de:

Área superficial mínima de 0.7 x 0.7m. Requiere del suficiente espacio para realizar procedimientos de mantenimiento o limpieza.

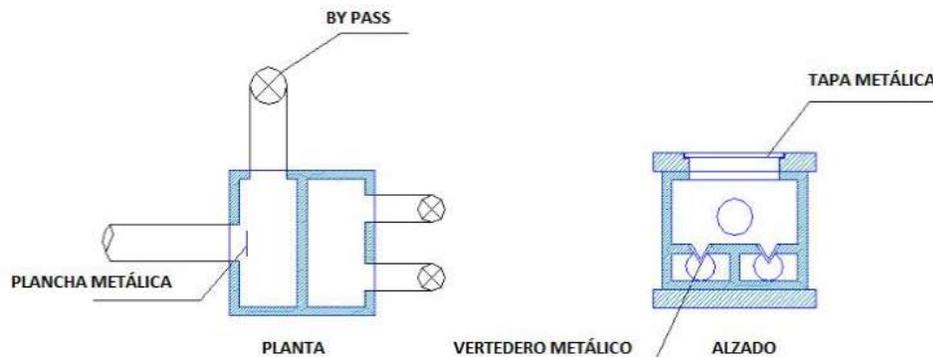
Un disipador de energía perpendicular al flujo, estructurado en base a una placa metálica agujerada o una pantalla de ladrillos huecos. Su objeto es normalizar la velocidad del flujo del caudal afluente para evitar la filtración preferencial en alguna de las secciones de distribución.

Vertederos ubicados posteriormente del dissipador de energía. Son la entrada a las tuberías de salida, por lo tanto, la cantidad de vertederos está en función del número de lechos a alimentar. Se fabrican de láminas de metal o plástico, resistentes a la acidificación.

Una tapa que soporte al menos el peso de dos personas, debe estar provista de agujeros que eviten la acumulación de gases y permitan una rápida inspección visual. Son fabricadas de metal o polietileno, resistentes a la acidificación.

Tuberías de salidas, cuya altura de lámina de agua alcance máximo el 75% del diámetro y permitan una velocidad de flujo mínima de 0.5 m/s. Por lo tanto, deben determinarse acorde al caudal efluente de la arqueta. No obstante, se utilizan tuberías de mínimo de 100 mm, para evitar posibles obstrucciones en el sistema.

Las tuberías de salida deben estar provistas de válvulas, que permitan al operario realizar la apertura de vertido y cerrar la circulación para operaciones de mantenimiento o descanso de los lechos. Durante los cierres por mantenimiento se requiere de un by-paS.S.T<sup>5</sup> que conduzca de forma provisional el caudal hasta la arqueta de salida.



**Figura 4. 16 Vista en plante y corte del esquema de una arqueta de distribución.**

Fuente: (Consuegra, 2018) Figura 54.

---

<sup>5</sup>By-paS.S.T: Conducción alterna a la principal.



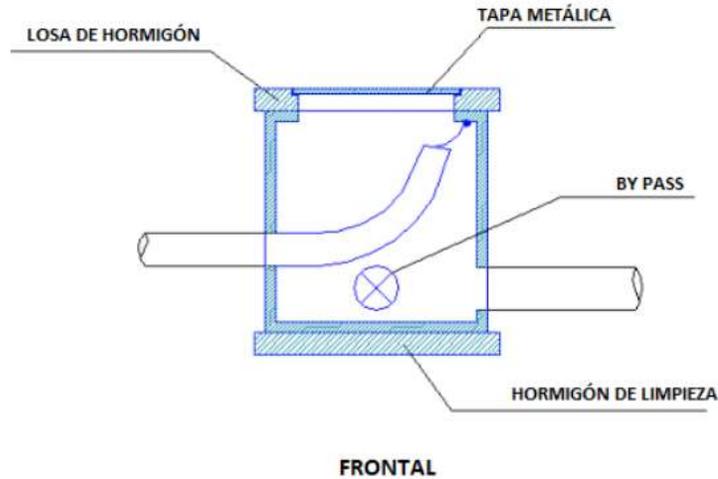
**Figura 4. 17 Arqueta de distribución durante su construcción**

Fuente: (Consuegra, 2018) Figura 55.

### **Arqueta de salida**

Las lagunas de los HAFS.S.TF requieren de una red de recolección para la evacuación de las aguas residuales tratadas. Se utiliza una tubería de drenaje, la cual desemboca en una arqueta de salida, según se muestra en la Figura 4.18. Esta arqueta se diferencia de la regular por: no disponer de un dissipador de energía ni un vertedero, ya que se utiliza principalmente para regular la altura de la lámina de agua dentro del lecho. Se compone de:

- Área superficial mínima de 0.7 x 0.7 m. Puesto que se requiere del suficiente espacio para realizar procedimientos de mantenimiento y limpieza.
- La tubería de entrada debe presentar una curvatura cóncava hacia arriba, formando una “L” invertida, la cual permite regular el nivel del agua del humedal a través del principio del equilibrio hidrostático.
- Un by-paS.S.T que desemboca en la siguiente arqueta de salida o, directamente en el cuerpo receptor.



**Figura 4. 18 Esquema de la Arqueta de salida**  
 Fuente: (Consuegra, 2018) Figura 59..

Los planos y detalles de las arquetas de entrada y salida se especifican en el Anexo 10.

**4.5.7 Consideraciones para el diseño del Humedal artificial de flujo subsuperficial Vertical sistema francés (HAFS.S.TF).**

Los HAFS.S.TF se diseñan en base a un análisis comparativo del área requerida para soportar la carga hidráulica diaria vertida al sistema, en comparación con la requerida para tratar la carga contaminante contenida en el agua residual. En función de las cargas máximas y porcentajes de remoción determinados por Molle (2005) presentadas en la Tabla 4.12:

**Tabla 4. 12 Cargas de diseño máximas para el diseño clásico de HAFS.S.TF, bajo condiciones de clima seco**

		Parámetro				
		HLR	DQO	DBO <sub>5</sub>	S.S.T	Nitrógeno
1ra Etapa	Unidad	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ×d	g/m <sup>2</sup> ×d	g/m <sup>2</sup> ×d	g/m <sup>2</sup> ×d	g/m <sup>2</sup> ×d
	Limitante de carga	0.37	350	150	150	30
	F.Remoción	-	0.8×M <sub>i</sub>	0.9×M <sub>i</sub>	0.9×M <sub>i</sub>	1.113×M <sub>i</sub> <sup>0.8126</sup>
2da Etapa	Unidad	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> ×día	g/m <sup>2</sup> ×día	g/m <sup>2</sup> ×día	g/m <sup>2</sup> ×día	g/m <sup>2</sup> ×día
	Limitante de carga	0.37	70	20	30	15
	F.Remoción	-	0.75×M <sub>i</sub>	0.8×M <sub>i</sub>	0.8×M <sub>i</sub>	1.194×M <sub>i</sub> <sup>0.8622</sup>

Fuente: Elaboración propia

Respecto a las coliformes totales Arias (2003) reporta un porcentaje de remoción del: 99.5% en la 1ra Etapa y 99.9% en la 2da Etapa. Por su parte Song (2006) registro: 99.7% y 99.6% de remoción en la 1ra y 2da etapa respectivamente. Por lo tanto, en climas cálidos se consideran los siguientes porcentajes de remoción de coliformes totales: 99.96% en la 1ra Etapa y 94.93% en la 2da Etapa (Segura, 2017).

Se debe aclarar que el sistema no se diseña para que exista una complementariedad de la eficiencia del tratamiento en función de la cantidad de lagunas por cada etapa. Más bien, cada laguna se diseña de tal forma que, pueda absorber eficientemente el total de las cargas hidráulicas y contaminantes afluentes.

Eso quiere decir que se diseña una sola laguna, cuya área será replicada, en función de las cargas máximas que admite el sistema y la etapa en la que se desarrolle (Molle, Merlin, & Boutin, 2005).

### **Especificaciones del material filtrante:**

Los HAFS.S.TF requieren de las siguientes características del material granular usado a modo de filtros por capas, según muestra la Tabla 4.13:

**Tabla 4. 13 Conductividad hidráulica de los medios granulares**

Capa:	1ra Etapa			2da Etapa		
	Parámetro			Parámetro		
	Profundidad	Material	Tamaño de partícula	Profundidad	Material	Tamaño de partícula
Espacio libre	> 30 cm	-	-	> 20 cm	-	-
Líquida	2-5 cm	-	-	2-5 cm	-	-
Filtrante	30-80 cm	Grava	2-6 mm	30-80 cm	Arena fina	$0.25 < d_{10} < 0.4mm$ <hr/> $\frac{d_{60}}{d_{10}} < 5$ <hr/> Menos del 3% de partículas finas
Transición	10-20 cm	Grava	5-15 mm	1 -20 cm	Grava	3-12 mm
Drenaje	20-30 cm	Grava	20-60 mm	20-30 cm	Grava	20-60 mm

Fuente: Elaboración propia

Las características de medios granulares propician condiciones necesarias para factibilidad del sistema. A continuación, se realizará una revisión de la razón de cada medio granular:

- Grava de 2-6 mm: Garantiza condiciones aeróbicas. Tamaños por encima impediría la adecuada formación del depósito orgánico en la superficie. Por otro lado, un tamaño por debajo podría generar obstrucciones.
- Grava de 5-15 mm: Evita que las partículas más finas lleguen a la capa de drenaje.
- Grava de 20-60 mm: Permite que el agua se filtre hasta la red de recolección.
- Arena fina: Retiene y elimina la mayor parte de amonio y carbono. Por otra parte, garantiza una adecuada permeabilidad entre la capa de drenaje y transición.

Finalmente, de no poderse cumplir las especificaciones detalladas en la Tabla 4.13 se debe aumentar la profundidad de la capa de arena (Dotro & Molle, 2017).

Como modelo general, los lechos se diseñan y construyen con relación largo/ancho 1:1. No obstante, también es posible utilizar relaciones 2:1 hasta 4:1 según la disposición espacial del emplazamiento (Paing, Guilbert, Gagon, & Chazarenc, 2015).

### **Conductividad hidráulica:**

Es la velocidad de flujo del agua a través del medio granular, en función del tamaño de la partícula. Sin embargo, en los HAFS el desarrollo de película biológica y la colmatación del sistema comprometen la conductividad hidráulica, por lo que, se recomienda adoptar un factor de seguridad de 0.2 (Rodríguez, 2017). La Tabla 4.14 muestra valores de conductividad hidráulica de medios granulares empleados en el humedal:

**Tabla 4. 14 Conductividad hidráulica de los medios granulares**

Medio Granular	Tamaño de la partícula D <sub>10</sub>	Conductividad hidráulica (Ks)	Conductividad hidráulica HAFS
	mm	m/día	m/día
Arena fina	0.25-0.4	492	98.4
Arena gruesa	3-12	984	196.8
Grava fina	5-15	4920	984
Grava	20-60	9840	1968
Grava gruesa	60-128	98400	19680

Fuente: Elaboración propia

#### **4.5.7.1 Formulación empleada para el diseño del HAFS.S.TV.**

**Caudal afluente efectivo (Q<sub>e</sub>):** Se utiliza la variación de caudal mínima en lugares cálidos, ya que, se debe asegurar condiciones húmedas constantes para el desarrollo y subsistencia de las plantaciones (Dotro & Molle, 2017).

$$Q_e = Q_d \times 86.4 \quad (\text{Ecu. 38})$$

Donde:

Q<sub>e</sub> = Caudal afluente efectivo (m<sup>3</sup>/s)

Q<sub>min</sub> = Caudal de diseño mínimo (lt/s)

---

**Definición de cargas contaminantes (Cc):**

$$C_c = D_{ot} \times C_o \quad (\text{Ecu. 39})$$

Donde:

$C_c$  = Carga contaminante por habitante (g/Hab día)

$D_{ot}$  = Dotación de agua potable por cada habitante (lt/Hab día)

$C_o$  = Concentración del contaminante: DBO, DQO, S.S.TT etc. (mg/lt)

---

**Cargas afluentes totales ( $M_i$ ):**

$$M_i = C_c \times P_f \quad (\text{Ecu. 40})$$

Donde:

$M_i$  = Cargas afluentes totales (g/día)

$C_c$  = Carga contaminante por habitante (g/Hab día)

$P_f$  = Población futura o d diseño. (Hab)

---

**Concentraciones afluentes totales ( $C_i$ ):**

$$C_i = M_i \times Q_e \quad (\text{Ecu. 41})$$

Donde:

$C_i$  = Concentraciones afluentes totales (g/m<sup>3</sup>)

$Q_e$  = Caudal afluente efectivo (m<sup>3</sup>/s)

---

**Área requerida en función de la carga hidráulica ( $A_H$ ):**

$$A_H = \frac{Q_e}{HLR} \quad (\text{Ecu. 42})$$

Donde:

$A_H$  = Área requerida en función de la carga hidráulica (m<sup>2</sup>)

$Q_e$  = Caudal afluente efectivo (m<sup>3</sup>/s)

$HLR$  = Tasa de carga hidráulica (Hydraulic load rate), en función de la Etapa de diseño:

Tabla 4.12 (m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> día)

---

**Área requerida en función de la carga contaminante ( $A_C$ ):**

$$A_C = \frac{M_i}{LC} \quad (\text{Ecu. 43})$$

Donde:

$A_C$ = Área requerida en función de la carga contaminante ( $m^2$ )

$M_i$ = Cargas afluentes totales (g/día)

$LC$ = Limite de carga, en función de la Etapa de diseño: Tabla 4.12 ( $g/m^2$  día)

**Área individual mínima requerida ( $A_m$ ):**

$$\begin{aligned} A_m &= A_H & \text{Si } A_H > A_C \\ A_m &= A_C & \text{Si } A_C > A_H \end{aligned} \quad (\text{Ecu. 44})$$

Donde:

$A_m$ = Área individual mínima requerida en función de la carga contaminante ( $m^2$ )

$A_C$ = Área requerida en función de la carga contaminante ( $m^2$ )

$A_H$ = Área requerida en función de la carga hidráulica ( $m^2$ )

**Largo constructivo de cada laguna ( $L_C$ ):** Comúnmente se utiliza una relación largo/ancho 1:1. Sin embargo, también se pueden utilizar relaciones de 2:1 a 4:1 (Dotro & Molle, 2017).

$$L_C \approx \sqrt{A_m \times l/b} \quad (\text{Ecu. 45})$$

Donde:

$L_C$ =Lado constructivo de cada laguna (m)

$A_m$ = Área individual mínima requerida en función de la carga contaminante ( $m^2$ )

$l/b$ =Relación largo ancho seleccionada (Adimensional)

**Ancho constructivo de cada laguna ( $b_c$ ):**

$$b_c = \frac{L_c}{l/b} \quad (\text{Ecu. 46})$$

Donde:

$b_c$ =Ancho constructivo de cada laguna (m)

$L_c$ =Lado constructivo de cada laguna (m)

$l/b$ =Relación largo ancho seleccionada (Adimensional)

---

**Área individual de diseño ( $A_d$ ):**

$$A_d = L_c \times b_c \quad (\text{Ecu. 47})$$

Donde:

$A_d$ = Área individual de diseño ( $m^2$ )

$b_c$ =Ancho constructivo de cada laguna (m)

$L_c$ =Lado constructivo de cada laguna (m)

---

**Área total por etapa de diseño ( $A_T$ ):**

$$A_T = A_d \times n \quad (\text{Ecu. 48})$$

Donde:

$A_T$ = Área total por etapa de diseño ( $m^2$ )

$n$ = Número de lagunas por Etapa (Adimensional)

---

**Altura total del lecho ( $H_T$ ):**

$$H_T = (E_c + C_F + C_T + C_D) \quad (\text{Ecu. 49})$$

Donde:

$H_T$ = Altura total del lecho (m)

$E_c$ = Espacio de caída de agua: según la Tabla 4.13 (m)

$C_F$ = Capa filtrante: según la Tabla 4.13 (m)

$C_T$ = Capa de transición: según la Tabla 4.13 (m)

$C_D$ = Capa de drenaje: según la Tabla 4.13 (m)

---

**Volumen total por etapa de diseño ( $V_T$ ):**

$$V_T = (C_F + C_T + C_D) \times A_T \quad (\text{Ecu. 50})$$

Donde:

$V_T$ = Volumen total por etapa de diseño ( $m^3$ )

$C_F$ = Capa filtrante: según la Tabla 4.13 (m)

$C_T$ = Capa de transición: según la Tabla 4.13 (m)

$C_D$ = Capa de drenaje: según la Tabla 4.13 (m)

$A_T$ = Área total por etapa de diseño ( $m^2$ )

**Volumen de agua superficial por lecho ( $V_{Li}$ ):** Es el volumen de la capa líquida sobre la superficie del humedal a ser infiltrada, a través de los medios granulares.

$$V_{Li} = C_{Li} \times A_d \quad (\text{Ecu. 51})$$

Donde:

$V_{Li}$ = Volumen de agua superficial por lecho ( $m^3/\text{lecho}$ )

$C_{Li}$ = Capa líquida: según la Tabla 4.13 (m)

$A_d$ = Área individual de diseño ( $m^2$ )

**Número de lechos por día ( $N$ ):** Es la cantidad de lotes que se llenarían a lo largo del día, con el aporte del caudal efectivo de aguas residuales.

$$N = \frac{Q_e}{V_{Li}} \quad (\text{Ecu. 52})$$

Donde:

$Q_e$  = Caudal afluente efectivo ( $m^3/s$ )

$V_{Li}$ = Volumen de agua superficial por lecho ( $m^3/\text{lecho}$ )

**Flujo por lecho ( $fl$ ):** Se determina por un factor de HLR mínimo constante, que describe la descarga por hora, del agua residual en función del área superficial de cada lecho.

$$fl = HLR_{min} \times A_d \quad (\text{Ecu. 53})$$

Donde:

fl= Flujo por lecho ( $m^3/h$ )

HLR<sub>min</sub>= 0.5: Tasa de carga hidráulica de descarga por hora (Molle, Merlin, & Boutin, 2005) ( $m^3/m^2$  hora)

A<sub>d</sub>= Área individual de diseño ( $m^2$ )

**Duración de cada pulso (D<sub>p</sub>):** Es el tiempo en el que se debe realizar cada pulso de vertido.

$$D_p = \frac{V_{Ll}}{fl} \quad (\text{Ecu. 54})$$

Donde:

D<sub>p</sub> = Duración de cada pulso (min)

V<sub>Ll</sub>= Volumen de agua superficial por lecho ( $m^3$ /lecho)

fl= Flujo por lecho ( $m^3$ /min)

**Absorción de contaminantes por lecho por día (Re):**

$$Re = \frac{Q_e \times Co}{A_d} \quad (\text{Ecu. 55})$$

Donde:

Re = Absorción de contaminantes por lecho por día  $\left(\frac{g}{m^2 * día}\right)$

A<sub>d</sub>= Área individual de diseño ( $m^2$ )

Co = Concentración del contaminante: DBO, DQO, S.S.TT etc.  $\left(\frac{mg}{lt}\right)$

**Reducción de contaminantes por Etapa (Ee):**

$$E_e = Re \times Fr \quad (\text{Ecu. 56})$$

Donde:

Ee = Reducción de contaminantes por Etapa  $\left(\frac{g}{m^2 * día}\right)$

Re = Absorción de contaminantes por lecho por día  $\left(\frac{g}{m^2 * día}\right)$

Fr= Factor de reducción, en función de la Etapa de diseño: Tabla 4.12  $\left(\frac{g}{m^2 * día}\right)$

**Resultante de remoción de contaminantes por lecho por Etapa (Se):**

$$S_e = Re - Ee \quad (\text{Ecu. 57})$$

Donde:

Se = Resultante de remoción de contaminantes por lecho por Etapa  $\left(\frac{g}{m^2 \cdot día}\right)$

Ee = Reducción de contaminantes por Etapa  $\left(\frac{g}{m^2 \cdot día}\right)$

Re = Absorción de contaminantes por lecho por día  $\left(\frac{g}{m^2 \cdot día}\right)$

**Concentración efluente de la Etapa: (C<sub>e</sub>):**

$$C_e = \frac{Se \times A_d}{Q_e} \quad (\text{Ecu. 58})$$

Donde:

C<sub>e</sub> = Concentración efluente de la Etapa  $\left(\frac{mg}{lt}\right)$

Q<sub>e</sub> = Caudal afluente efectivo  $\left(\frac{m^3}{s}\right)$

A<sub>d</sub> = Área individual de diseño (m<sup>2</sup>)

C<sub>o</sub> = Concentración del contaminante: DBO, DQO, S.S.TT etc.  $\left(\frac{mg}{lt}\right)$

**Coefficiente de conductividad hidráulica 1ra Etapa (K<sub>sf</sub>):** El agua residual afluente contiene solidos suspendido por lo que el coeficiente de conductividad hidráulica debe ser aminorado.

$$K_{sf} = 0.6 \times K_s \quad (\text{Ecu. 59})$$

Donde:

K<sub>sf</sub> = Coeficiente de conductividad hidráulica 1ra Etapa  $\left(\frac{lt}{m^2 \cdot seg}\right)$

K<sub>s</sub> = Coeficiente de conductividad hidráulica  $\left(\frac{lt}{m^2 \cdot seg}\right)$

**Caudal de infiltración de la 1ra Etapa ( $Q_{i1}$ ):** Es el límite admisible de caudal del medio granular, previo a su saturación, por lo tanto, debe ser mayor al caudal efectivo.

$$Q_{i1} = A_d \times K_{sf} \quad (\text{Ecu. 60})$$

Donde:

$K_{sf}$  = Coeficiente de conductividad hidráulica 1ra Etapa  $\left(\frac{lt}{m^2/seg}\right)$

$A_d$  = Área individual de diseño ( $m^2$ )

$Q_{i1}$  = Caudal de infiltración de la 1ra Etapa  $\left(\frac{lt}{seg}\right)$

**Caudal de infiltración de la 2da Etapa ( $Q_{i2}$ ):** Ya que el agua residual afluyente ha sido tratada, se considera el coeficiente de conductividad hidráulica neto.

$$Q_{i2} = A_d \times K_s \quad (\text{Ecu. 61})$$

Donde:

$K_s$  = Coeficiente de conductividad hidráulica 1ra Etapa  $\left(\frac{lt}{m^2/seg}\right)$

$A_d$  = Área individual de diseño ( $m^2$ )

$Q_{i2}$  = Caudal de infiltración de la 2da Etapa  $\left(\frac{lt}{seg}\right)$

**Cantidad de tuberías de ventilación por requeridas por lecho ( $T_v$ ):** Molle (2005) recomienda utilizar una tubería de ventilación (tipo chimenea) por cada  $m^2$  de superficie del lecho.

$$T_v \approx \frac{A_d}{4} \quad (\text{Ecu. 62})$$

Donde:

$A_d$  = Área individual de diseño ( $m^2$ )

$Co$  = Concentración del contaminante: DBO, DQO, S.S.TT etc.  $\left(\frac{mg}{lt}\right)$

#### 4.6 Diseño de la estación depuradora de aguas residuales de Napints

A continuación, se presenta la memoria de cálculo con la que se realizó este proyecto:

##### 4.6.1 Pretratamiento: Cribado.

**Datos empleados:** Tabla 4.15.

**Tabla 4. 15 Datos empleados para el diseño del canal de llegada y rejilla**

Datos		Variable	Valor	Unidad	
Caudal de diseño		Qd	3,5	lt/s	
Pendiente		S	2%	-	
Diámetro del emisario		De	200	mm	
Velocidad mínima a través de las barras		vb	0,6	m/s	
Velocidad máxima a través de las barras		Vb	1,2	m/s	
Margen admisible de velocidad		Cv	20%	%	
Tiempo de retención en el canal de ingreso (3s)		te	3,00	s	
Altura de seguridad del canal (0,5-0,9)		Hs	0,5	m	
Altura útil del medidor Parshall máximo		Hmax	0,1	m	
Resalto del medidor Parshall		Z	0,03	m	
<b>Dimensiones de la rejilla</b>	Ancho de barras	Tabla 4.5	wb	10	mm
	Espesor de barras	Tabla 4.5	eb	40	mm
	Separacion entre barras	Tabla 4.5	a	25	mm
	Eficiencia	Tabla 4.6	E	0,728	-
	Angulo de inclinación		$\alpha$	50	°

Fuente: Elaboración propia

#### Cálculos:

##### Variación de caudales:

$$\times \text{Caudal Máximo: } Q_{\max} = 3.505 \times 1.5 \quad Q_{\max} = 5.26 \text{ lt/s}$$

$$\times \text{Caudal Mínimo: } Q_{\min} = 3.505 \times 0.5 \quad Q_{\min} = 1.75 \text{ lt/s}$$


---

**Área transversal de libre escurrimiento (Au):**

$$A_u = \frac{Q_{max}}{vb} \quad A_u = \frac{0.00526}{0.6} \quad A_u = 0.008m^2$$


---

**Área total incluida las barras (S):**

$$S = \frac{A_u}{E} \quad S = \frac{0.008}{0.728} \quad S = 0.01m^2$$


---

**Longitud del canal aguas arriba a las rejillas (L):**

$$L = \frac{Q_{max}}{S \times te} \quad L = \frac{0.00526}{0.01 \times 3} \quad L = 1.32m$$


---

**Altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento (H):**

$$H = H_{max} - Z \quad H = 0.1 - 0.03 \quad H = 0.07m$$


---

**Ancho útil del canal de llegada (b):**

$$b = \frac{S}{H} \quad b = \frac{0.01}{0.07} \quad b = 0.2m$$


---

Para realizar operaciones de mantenimientos se consideró un ancho del canal de 50 cm

---

**Altura constructiva del canal (Hc):**

$$H_c = D_e + H_s \quad H_c = 0.2 + 0.5 \quad H_c = 0.7m$$


---

**Estimación de velocidades reales en función de la variación de caudales.****Tabla 4. 16 Cálculo de velocidades reales: Rejillas**

Nivel	Q	H	H-Z	S=b(H-Z)	Au=SE	V=Q/Au
	m <sup>3</sup> /s	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m/s
max	0,00525	0,10	0,07	0,013477	0,009811	0,54
med	0,0035	0,08	0,04	0,008788	0,006398	0,55
min	0,00175	0,05	0,02	0,003159	0,0023	0,77

Fuente: Elaboración propia

**Altura geométrica vertical de la rejilla (Rv):**

$$Rv=Hc \qquad Rv=0.7 \qquad Rv=0.7m$$

**Longitud geométrica horizontal de la rejilla (Rh):**

$$Rh = \frac{Rv}{\tan(\alpha)} \qquad Rh = \frac{0.7}{\tan(50)} \qquad Rh = 0.6m$$

**Longitud real de la rejilla (LR):**

$$LR = \frac{Rh}{\cos(\alpha)} \qquad LR = \frac{0.6}{\cos(50)} \qquad LR = 1m$$

**Perdida de carga a rejilla limpia (h<sub>fl</sub>):**

$$h_{fl} = \frac{1}{0.7} \left( \frac{Vb^2 - v^2}{2g} \right) \qquad h_{fl} = \frac{1}{0.7} \left( \frac{0.54^2 - 0.393^2}{2 * 9.81} \right) \qquad h_{fl} = 0.01m$$

**Perdida de carga por rejilla 50% obstruida ( $h_{fo}$ ):**

$$h_{fo} = \frac{1}{0.7} \left( \frac{Vb^2 - v^2}{2g} \right) \quad h_{fo} = \frac{1}{0.7} \left( \frac{2 * 0.54^2 - 0.393^2}{2 * 9.81} \right) \quad h_{fo} = 0.074m$$

**Tabla de pérdidas en función del caudal variable:**

**Tabla 4. 17 Cálculo de pérdidas en las rejillas en función del caudal variable**

Nivel	Q	v=V×E	hf=((V2-v2)/(1,4×g))	Consideración del 50% de rejilla sucia= 2V	
	m <sup>3</sup> /s	m/s	m	2V m/s	hfsucio m
max	0,00525	0,393	0,010	1,080	0,074
med	0,0035	0,400	0,010	1,100	0,077
min	0,00175	0,561	0,020	1,540	0,150

Fuente: Elaboración propia

**Resultados obtenidos:** Tabla 4.18.

**Tabla 4. 18 Resultados del diseño del canal de llegada y rejillas**

<b>Diseño del canal de llegada y rejilla</b>			
<b>Resultados</b>			
<b>Parámetros</b>	<b>Variable</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Caudal de diseño	Qd	3,50	lt/s
Pendiente del canal	S	2%	-
Espesor de las paredes	e	10	cm
Longitud del canal previo a las rejas	L	1,30	m
Altura de la lámina de agua	H	0,07	m
Ancho del canal	b	0,50	m
Numero de barras	N°L	14	barras
Altura constructiva del canal	Hc	0,63	m
Altura geométrica vertical rejilla (Rv)	Rv	0,63	m
Longitud geométrica horizontal rejilla (Rh)	Rh	0,50	m
Largo real de la rejilla	LR	0,90	m
Largo total del canal con rejilla	LT	4	m
Volumen longitudinal del canal	VL	820	m3
Volumen paredes verticales del canal	VH	50	m3
Area transversal de la pared de llegada del canal	AD	0,26	m2
Volumen de la pared de llegada del canal	VD	2,63	m3
Velocidad real a través de la rejilla	V	0,55	m/s
Perdida de carga por rejillas	hf	0,01	m
Perdida de carga por rejillas sucias	hfs	0,08	m

Fuente: Elaboración propia

**4.6.2 Pretratamiento: Desarenador.****Datos empleados:** Tabla 4.19.**Tabla 4. 19 Datos empleados para el diseño del desarenador**

Parámetros	Variable	Valor	Unidad
Caudal de Máximo	Qmax	0,0053	m <sup>3</sup> /s
Caudal de diseño	Qd	3,5	lt/s
Pendiente	S	2%	-
Coefficiente de rugosidad	n	0,011	-
Velocidad supuesta en el desarenador	Vd	0,3	m/s
Altura de resalto	Z	0,03	mm
Periodos de limpieza	td	15	días
Margen admisible de velocidad	Cv	20%	-
Tiempo de retención en el canal de ingreso (3s)	t	3,00	s
Altura de seguridad del canal (0,5-0,9)	Hs	0,5	m
Altura máxima de la lámina de agua para el pretratamiento	H	0,07	m

Fuente: Elaboración propia

**Cálculos:****Ancho útil del Desarenador (b):**

$$b = \frac{Q_{max}}{H \times Vd} \quad b = \frac{0.0053}{0.07 \times 0.3} \quad b = 0.26m$$

**Longitud útil del desarenador (Ld):**

$$Ld = 25 \times H \quad Ld = 25 \times 0.07 \quad Ld = 1.69m$$

**Área superficial del desarenador (Asd):**

$$Asd = bc \times Lc \quad Asd = 0.26 \times 1.69 \quad Ld = 0.44m^2$$

**Tasa de escurrimiento superficial (Td):**

$$Td = \frac{Qd \times 86.4}{Asd} \quad Td = \frac{3.51 \times 86.4}{0.44} \quad Td = 688 \frac{m^3}{m^2}$$

**Cantidad de material retenido (q):** Se utilizan los valores de Marais (1971)

$$q = Qd \times 86.4 \times \frac{75lt}{1000m^3} \quad q = 3.51 \times 86.4 \times \frac{75lt}{1000m^3} \quad q = 22.7 \frac{lt}{día}$$

**Profundidad útil del depósito (p):**

$$p = \frac{q \times td}{Asd} \quad p = \frac{0.022 \times 15}{0.44} \quad p = 0.8m$$

**Resultados obtenidos:** Tabla 4.20.

**Tabla 4. 20 Resultados del diseño del Desarenador**

Resultados			
Datos	Variable	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Qd	3,52	lt/s
Pendiente del canal	S	2%	-
Ancho calculado del desarenador	b	0,260	m
Ancho constructivo	wc	0,500	m
Largo calculado del desarenador	Ld	1,68	m
Largo constructivo	Lc	2	m
Area superficial	Asd	1	m <sup>2</sup>
Tasa de escurrimiento superficial	Te	687	m <sup>3</sup> / m <sup>3</sup> ×día
Profundidad del depósito	p	0,8	m

Fuente: Elaboración propia

### 4.6.3 Pretratamiento: Medidor Parshall.

Datos empleados: Tabla 4.21.

Tabla 4. 21 Datos empleados para el diseño del Medidor Parshall

Datos		Variable	Valor	Unidad
Caudal Máximo		Qmax	5,25	lt/s
Caudal de diseño		Qd	3,5	lt/s
Caudal de Mínimo		Qmax	1,75	lt/s
<b>Medidor Parshal</b>	Ancho nominal Tabla 4.9	W	7,6	cm
	1er Coeficiente Tabla 4.11	n	1,53	-
	2do Coeficiente Tabla 4.11	K	0,176	-

Fuente: Elaboración propia

Cálculos:

**Profundidad de la lámina de agua:**

$$H_v = \left( \frac{Qv}{K} \right)^{\frac{1}{n}}$$

$$\times \text{Profundidad máxima: } H_{\max} = \left( \frac{0.0053}{0.176} \right)^{\frac{1}{1.53}} \quad H_{\max} = 0.1 \text{ m}$$

$$\times \text{Profundidad media: } H_v = \left( \frac{0.0035}{0.176} \right)^{\frac{1}{1.53}} \quad H_v = 0.08 \text{ m}$$

$$\times \text{Profundidad mínima: } H_{\min} = \left( \frac{0.0017}{0.176} \right)^{\frac{1}{1.53}} \quad H_{\min} = 0.05 \text{ m}$$


---

**Altura del resalto (z):**

$$z = \frac{(Q_{min} \times H_{max}) - (Q_{max} \times H_{min})}{(Q_{max} - Q_{min})}$$

$$z = \frac{(0.0017 \times 0.1) - (0.0053 \times 0.05)}{(0.0053 - 0.0017)} \quad z = 0.03m$$

**Resultados obtenidos:** Tabla 4.22.

Las medidas especificadas del Medidor Parshall se ubican de acuerdo a la Figura 4.15.

**Tabla 4. 22 Dimensiones estándar del Medidor Parshall según la tabla 4.10**

Símbolo	cm	m
A	46,6	0,47
2A/3	31,07	0,31
B	45,7	0,46
C	17,8	0,18
D	25,9	0,26
E	45,7	0,46
F	15,2	0,15
G	30,2	0,30
K	2,5	0,03
N	5,7	0,06

Fuente: Elaboración propia

Los planos y dimensionamientos resultantes de los diseños del pretratamiento se presentan en el Anexo 11.

#### **4.6.4 Diseño del Humedal Vertical de Flujo Subsuperficial Sistema Francés (HAFS.S.TF)**

La nitrificación es una de las mayores ventajas de los HAFS.S.TF, por lo que, para fines de cálculo se adoptó un valor de concentración meda de nitrógeno de 50 mg/lt, sustentado en base a las consideraciones de Metcalf & Eddy (1995), quienes clasifican las concentraciones contaminantes del agua residual en 3 categorías: débil, media y fuerte. El

agua residual de la comunidad de Napints, bajo esta clasificación, contiene una concentración media lo que valida el parámetro adoptado.

**Datos empleados:** Tabla 4.23.

**Tabla 4. 23 Datos empleados para el diseño del HAFS.S.TF**

<b>Datos</b>		
<b>Parámetros</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Dotación	0,1	m <sup>3</sup> /hab×dia
Población Futura	92	hab
Qd	3,52	lt/s
Qe	302,832	m <sup>3</sup> /día
HRL min	0,5	m <sup>3</sup> / m <sup>2</sup> ×h
# de lechos 1ra Etapa	3	-
# de lechos 2ra Etapa	2	-
HLR	0,37	m <sup>3</sup> / m <sup>2</sup> ×día
l/b 1ra Etapa	1	-
l/b 2da Etapa	2	-
Separación entre lechos lineales	3	m
Separación entre Etapas	10	m
S.S.TT Afluentes	238,5	mg/l
DBO Afluente	154,75	mg/l
DQO Afluente	406,5	mg/l
Nitrogeno afluente	50	mg/l
Coliformes totales Afluentes	2,20E+07	NMP/100ml

Fuente: Elaboración propia

**Cálculos de la 1ra Etapa:**

**Caudal afluente efectivo ( $Q_e$ ):**

$$Q_e = Q_{min} \qquad Q_e = 3.52 \frac{lt}{s} \qquad Q_e = 302.8 \frac{m^3}{día}$$

**Definición de cargas contaminantes ( $C_c$ ):** Se ejemplificó con el valor de concentración afluente de los S.S.TT. Posteriormente, la Tabla 4.24 presenta un resumen de cálculo respecto al resto de contaminantes.

$$C_c = Dot * C_o \qquad C_c = 0.1 * 238.75 \qquad C_c = 23.9 \frac{g}{hab * dia}$$

**Tabla 4. 24 Cálculo de las cargas contaminantes para el diseño del HAFS.S.TF**

Parámetro	Co	Unidad	Cargas contaminantes (Cc)	Unidad
HLR	0	mg/l	0	g/he×día
S.S.T	238,5	mg/l	23,85	g/he×día
DBO	154,75	mg/l	15,475	g/he×día
DQO	406,5	mg/l	40,65	g/he×día
N	50	mg/l	5	g/he×día
N	2,20E+07	NMP/100ml	2,20E+06	g/he×día

Fuente: Elaboración propia

**Cargas afluentes totales ( $M_i$ ) y concentraciones afluentes totales ( $C_i$ ):** Se ejemplifico con el valor de concentración afluente de los S.S.TT. Posteriormente, la Tabla 4.25 presenta un resumen de cálculo respecto al resto de parámetros.

$$M_i = C_c * Pf \qquad M_i = 23.875 * 92 \qquad M_i = 2196.5 \frac{g}{dia}$$

$$C_i = \frac{M_i}{Q_e} \qquad C_i = \frac{2196.5}{302.8} \qquad C_i = 7.25 \frac{g}{m^3}$$

**Tabla 4. 25 Cálculo de las cargas y concentraciones afluentes para el diseño del HAFS.S.TF**

Parámetros	Mi	Ci
	g/día	g/m <sup>3</sup>
HLR	0,00	0,00
S.S.T	2194,20	7,25
DBO	1423,70	4,70
DQO	3739,80	12,35
Nitrógeno	460,00	1,52

Fuente: Elaboración propia

---

**Área requerida en función de la carga hidráulica (A<sub>H</sub>):**

$$A_H = \frac{Q_e}{HLR} \qquad A_H = \frac{302.8}{0.37} \qquad A_H = 818.46 \text{ m}^2$$

---

**Área requerida en función de la carga contaminante (A<sub>C</sub>):** Se ejemplificó con el valor de S.S.TT. Posteriormente, la Tabla 4.26 presenta un resumen de cálculo respecto al resto de parámetros.

$$A_C = \frac{M_i}{LC} \qquad A_C = \frac{2196.5}{150} \qquad A_C = 14.64 \text{ m}^2$$

---

**Área individual mínima requerida (A<sub>m</sub>):**

$$A_m = A_H \quad \text{Si } A_H > A_C$$

$$A_m = A_C \quad \text{Si } A_C > A_H$$

$$A_m = A_H \qquad A_m = 818.46 \text{ m}^2$$


---

**Dimensionamiento de los lechos de la 1ra Etapa:** El análisis comparativo entre las áreas calculadas se realiza respecto a los parámetros contaminantes y la carga hidráulica. Posterior a la obtención de la mínima área requerida, se determinan el largo y ancho de cada lecho. El proceso es presentado en la Tabla 4.26:

**Tabla 4. 26 Cálculo de las dimensiones de los lechos: 1ra Etapa. HAFS.S.TF**

1ra Etapa						
Parámetros	Mi.Max: Tabla 4.12	AH-AC	Lc	Ac	Ad	AT
	(m <sup>3</sup> o g)/m <sup>2</sup> ×dia	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
HLR	0,37	818,46	28,60	28,60	817,96	2453,88
S.S.T	150	481,50	21,90	21,90	479,61	1438,83
DBO	150	312,42	17,70	17,70	313,29	939,87
DQO	350	351,72	18,80	18,80	353,44	1060,32
Nitrogeno	30	504,72	22,50	22,50	506,25	1518,75

Fuente: Elaboración propia

**Especificaciones de los medios granulares seleccionados de la 1ra Etapa:**

**Tabla 4. 27 Especificaciones de los medios granulares seleccionados: 1ra Etapa. HAFS.S.TF**

Especificaciones seleccionadas		Diseño		
Capa		Valor: Tabla 4.13	Volumen	Volumen Total
		m	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Ec1	Libre	0,5		
CF1	Arena gruesa	0,65	531,7	1595,0
CT1	Grava fina	0,2	163,6	490,8
CD1	Grava	0,3	245,4	736,2
HT1	Altura Total	1,15	940,7	2822,0

Fuente: Elaboración propia

**Cálculo y comprobación del caudal de infiltración de la 1ra Etapa:****Tabla 4. 28 Cálculo del caudal de infiltración del medio granular seleccionado: 1ra Etapa. HAFS.S.TF**

Capa		Caudal de infiltración (Qi)			
		Conductividad hidráulica (Ks): Tabla 4.14			
		Profundidad	ks	0,6Ks	Qi
		m	m/d	m/d	m <sup>3</sup> /s
CF1	Arena gruesa	0,65	196,8	118,08	1,12
CT1	Grava fina	0,2	984	590,4	5,59
CD1	Grava	0,3	1968	1180,8	11,18
Promedio			1049,6	629,76	5,96

Fuente: Elaboración propia

---

**Volumen de agua superficial por lecho (V<sub>Ll</sub>):** Se utilizó una capa liquida de 3 cm.

$$V_{Ll} = C_{Li} * A_d \quad V_{Ll} = 0.03 * 818.46 \quad V_{Ll} = 24.54 \text{ m}^3/\text{Lecho}$$

---

**Número de lechos por día (N):**

$$N = \frac{Q_e}{V_{Ll}} \quad N = \frac{151.2}{12.24} \quad N = 12 \frac{\text{Lechos}}{\text{día}}$$

---

**Flujo por lecho (fl):** Se determina por un factor de HLR mínimo constante  $\left(0.5 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{h}}\right)$ , que describe la descarga por hora, del agua residual en función del área superficial de cada lecho.

$$fl = HLR_{min} * A_d \quad fl = 0.5 * 818.46 \quad fl = 409 \text{ m}^3/h$$

---

**Duración de cada pulso (D<sub>p</sub>):** Es el tiempo en el que se debe realizar cada pulso de vertido.

$$D_p = \frac{V_{Ll}}{fl} \quad D_p = \frac{12.24}{3.4} \quad D_p = 3.6 \text{ min}$$


---

**Características del agua residual tratada efluente de la 1ra Etapa:** Los cálculos efectuados se presentan en la Tabla 4.29.

**Absorción de contaminantes por lecho por día (Re):**

$$Re = \frac{Q_e * C_o}{A_d} \quad Re = \frac{302.8 * 238.8}{818.46} \quad Re_1 = 88.4 \frac{g}{m^2 * día}$$


---

**Reducción de contaminantes por Etapa (Ee):**

$$E_e = Re * Fr \quad E_e = 88.5 * 0.9 \quad E_{e1} = 79.6 \frac{g}{m^2 * día}$$


---

**Resultante de remoción de contaminantes por lecho por Etapa (Se):**

$$S_e = Re - E_e \quad S_e = 88.47 - 79.62 \quad S_{e1} = 8.85 \frac{g}{m^2 * día}$$


---

**Concentración efluente de la Etapa: (C<sub>e</sub>):**

$$C_e = \frac{S_e * A_d}{Q_e} \quad C_e = \frac{8.85 * 408.04}{151.1} \quad C_{e1} = 23.9 \frac{g}{m^2 * día}$$


---

**Tabla 4. 29 Características del agua residual tratada efluente: 1ra Etapa. HAFS.S.TF**

1ra Etapa								
Parámetros	Afluente	Mi.Max	Ad	FE	Re1	Ee1	Se1	Ce1
	HRL m <sup>3</sup> /s y mg/l	(m <sup>3</sup> o g)/ m <sup>2</sup> ×d	m <sup>2</sup>	%	gr/ m <sup>2</sup> ×d	gr/ m <sup>2</sup> ×d	gr/ m <sup>2</sup> ×d	mg/l
HLR	302,832	0,37	818,46	0,00	-	-	-	302,83
S.S.T	238,5	150	481,50	0,90	88,25	79,42	8,82	23,85
DBO	154,75	150	312,42	0,90	57,26	51,53	5,73	15,48
DQO	406,5	350	351,72	0,80	150,41	120,32	30,08	81,30
Nitrógeno	50	30	504,72	0,66	18,50	12,12	6,38	17,25
C.T	2,20E+07	-	-	0,994	8,14E+06	8,09E+06	4,88E+04	1,32E+05

Fuente: Elaboración propia

**Cálculos de la 2da Etapa:** Utiliza las mismas consideraciones de cálculo de la 1ra Etapa.

**Dimensionamiento de los lechos de la 2ra Etapa:** Tabla 4.30:

**Tabla 4. 30 Cálculo de las dimensiones de los lechos: 2da Etapa. HAFS.S.TF**

2da Etapa							
Parámetros	Ce1	Mi.Max	AH-AC	Lc	Ac	Ad	AT
	HRL m <sup>3</sup> /s y mg/l	(m <sup>3</sup> o g)/ m <sup>2</sup> ×dia	m <sup>2</sup>	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
HLR	302,83	0,37	818,46	40,50	20,30	822,15	1644,30
S.S.T	23,85	30	240,75	21,90	11,00	240,90	481,80
DBO	15,48	20	234,32	21,60	10,80	233,28	466,56
DQO	81,30	70	351,72	26,50	13,30	352,45	704,90
Nitrógeno	17,25	15	348,26	26,40	13,20	348,48	696,96

Fuente: Elaboración propia

**Especificaciones de los medios granulares seleccionados de la 2da Etapa:** Se presentan a continuación, en la Tabla 4.31:

**Tabla 4. 31 Especificaciones de los medios granulares seleccionados: 2da Etapa. HAFS.S.TF**

Especificaciones seleccionadas		Diseño		
Parámetros		Valor	Volumen	Volumen Total
		m	m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
Ec2	Libre	0,3		
CF2	Arena gruesa	0,5	409,0	818,0
CT2	Grava fina	0,2	163,6	327,2
CD2	Grava	0,3	245,4	490,8
HT2	Altura Total	1	818,0	1635,9

Fuente: Elaboración propia

**Cálculo y comprobación del caudal de infiltración de la 2da Etapa:**

**Tabla 4. 32 Cálculo del Caudal de infiltración del medio granular seleccionado: 2da Etapa. HAFS.S.TF**

Caudal de Infiltración (Qi)				
Capa		Conductividad hidráulica (Ks): Tabla 4.14		
		Profundidad	ks	Qi
		m	m/d	m <sup>3</sup> /s
CF2	Arena fina	0,5	98,4	0,93
CT2	Arena gruesa	0,2	196,8	1,12
CD2	Grava	0,3	1968	11,18
		Promedio	754,4	4,41

Fuente: Elaboración propia

**Características del agua residual tratada efluente de la 2ra Etapa:** Los cálculos efectuados se presentan en la Tabla 4.33.

Tabla 4. 33 Características del agua residual tratada efluente: 2da Etapa. HAFS.S.TF.

2da Etapa								
Parámetros	Ce1	Mi.Ma x	Ad	FE2	Re2	Ee2	Se2	Ce2
	HRL m3/s y mg/l	(m3 o g)/m2× d	m2	%	gr/m2×d	gr/m2×d	gr/m2×d	mg/l
HLR	302,83	0,37	818,4 6	0,00	-	-	-	302,83
S.S.T	23,85	30	240,7 5	0,80	8,82	7,06	1,76	4,77
DBO	15,48	20	234,3 2	0,80	5,73	4,58	1,15	3,11
DQO	81,30	70	351,7 2	0,75	30,08	22,56	7,52	20,42
Nitrógeno	17,25	15	348,2 6	0,94	6,38	5,99	0,39	1,06
C.T	1,32E+0 5	-	-	9,48E-01	4,86E+04	4,60E+0 4	2,55E+0 3	6,92E+0 3

Fuente: Elaboración propia

---

**Cantidad de tuberías de ventilación por requeridas por lecho ( $T_v$ ):**

$$T_v \approx \frac{A_d}{4} \qquad T_v \approx \frac{818.46}{4} \qquad T_v \approx 204.49 \frac{Túberias}{Lechos}$$


---

**Resultados obtenidos:** Tabla 4.34:

**Tabla 4. 34 Resultados del diseño del HAFS.S.TF**

Resultados					
Datos de diseño	1ra	2da	Unidad	Límite máximo admisible	
Volumen total	2821,96	1635,92	m <sup>3</sup>		
Largo individual del lecho	28,60	40,50	m		
Ancho individual del lecho	28,60	20,30	m		
Largo total requerido para el HAFS.S.TF	91,80		m	103,8	<b>Cumple</b>
Ancho total requerido para el HAFS.S.TF	58,90		m	87,5	<b>Cumple</b>
Área total requerida	5407,02		m <sup>2</sup>	9082,5	<b>Cumple</b>
Qi mínimo admisible	5,96	4,41	lt/s	3,505	<b>Cumple</b>
<b>De acuerdo a TULAS</b>					
Concentración efluente de S.S.TT	23,85	4,77	mg/l	100	<b>Cumple</b>
Concentración efluente de DBO	15,48	3,11	mg/l	100	<b>Cumple</b>
Concentración efluente de DQO	81,30	20,42	mg/l	250	<b>Cumple</b>
Concentración efluente de Nitrógeno	17,25	1,06	mg/l	10	<b>Cumple</b>
Concentración efluente de Coliformes T.	1,32E+0 5	6,92E+0 3	NMP/100m l	2,20E+04	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.4 Valoración de la estación depuradora de aguas residuales.

- La concentración de nitrógeno y coliformes totales efluentes de la primera etapa son superiores a las tolerables por los cuerpos receptores de agua dulce, lo cual constata que el HAFS.S.TF diseñado para comunidad de Napints necesita estrictamente la 2da Etapa del tratamiento.
- La concentración de sólidos totales suspendidos del efluente es 95% menor al valor requerido para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce.
- La concentración de la demanda biológica de oxígeno del efluente es 97% menor al valor requerido para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce.
- La concentración de la demanda química de oxígeno del efluente es 92% menor al valor requerido para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce.
- La concentración de nitrógeno del efluente es 89% menor al valor requerido para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce.

- La concentración de coliformes totales de efluente es 68% menor al valor requerido para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce.
- En promedio los valores efluentes del sistema son 88% menores a los requeridos por TULAS (2015) para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce.
- El área requerida por el HAFS.S.TF es 40,5% menor a la dispuesta por la comunidad de Napints.
- Se ubica en una zona con temperatura media anual de 22°C, por lo cual su actividad biológica aumenta su eficiencia y promueve el desarrollo de la vegetación acuática.
- La condición de pendientes moderadas del emplazamiento (12-24%), permiten aplicar sistemas de distribución por gravedad, en ambas etapas del HAFS.S.TF.

En consecuencia, los resultados obtenidos del diseño del HAFS.S.TF son satisfactorios. Los planos y detalles de la estación depuradora de aguas residuales de la comunidad de Napints, se especifican en el Anexo 11.

#### **4.6.4.1 Máxima carga afluente tolerable por el HAFS.S.TF.**

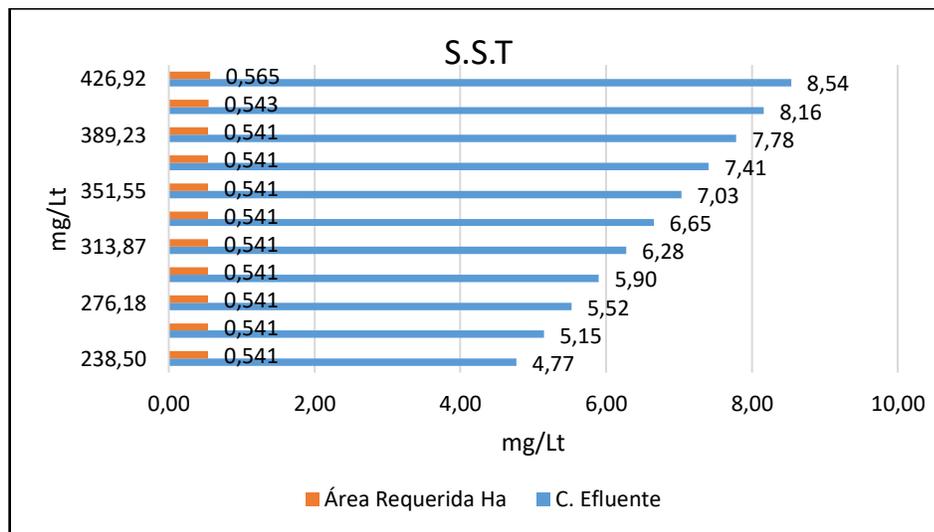
Posterior al dimensionamiento del HAFS.S.TF, se procedió a evaluar los valores de concentración afluentes que produjeran saturación. Por lo que, en base al modelo de diseño del HAFS.S.TF, se realizaron 10 iteraciones, aumentando el 10% de la concentración afluente por iteración, de cada parámetro. La tolerancia y flexibilidad del HAFS.S.TF está en función de:

- 1) El área mínima requerida, la cual no debe exceder el área de diseño previamente establecida, cuyo valor es de 0.547 ha.
- 2) Las concentraciones efluentes no deben superar los valores mínimos requeridos para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce. A continuación, las siguientes tablas y figuras presentan los cálculos y resultados de las iteraciones:

**Tabla 4. 35 Cálculo iterativo: concentración máxima de Solidos Suspendidos Totales**

Valor límite de S.S.T admisible por el HAFS.S.TF			
Afluente	C. Efluente	Área requerida	Validación
mg/lit		ha	
238,50	4,77	0,541	Original
257,34	5,15	0,541	Cumple
276,18	5,52	0,541	Cumple
295,02	5,90	0,541	Cumple
313,87	6,28	0,541	Cumple
332,71	6,65	0,541	Cumple
351,55	7,03	0,541	Cumple
370,39	7,41	0,541	Cumple
389,23	7,78	0,541	Cumple
408,07	8,16	0,543	No Cumple
426,92	8,54	0,562	No Cumple

Fuente: Elaboración propia



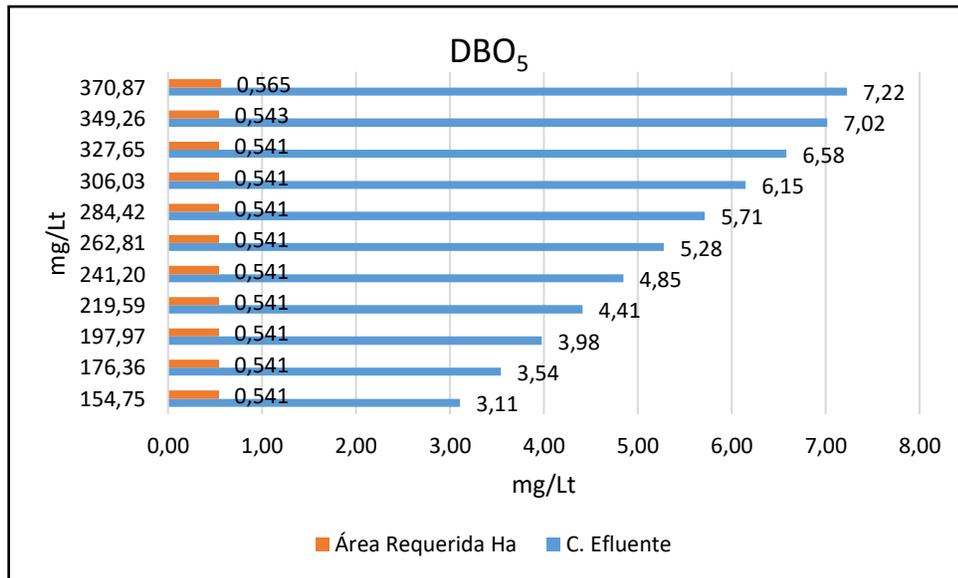
**Figura 4. 19 Resultados: S.S.T-Área requerida**

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4. 36 Cálculo iterativo: concentración máxima de la Demanda Biológica de Oxígeno**

Valor límite de DBO admisible por el HAFS.S.TF			
C. Afluyente	C. Efluente	Área Requerida Ha	Validación
mg/lit		m2	
154,75	3,11	0,541	Original
176,36	3,54	0,541	Cumple
197,97	3,98	0,541	Cumple
219,59	4,41	0,541	Cumple
241,20	4,85	0,541	Cumple
262,81	5,28	0,541	Cumple
284,42	5,71	0,541	Cumple
306,04	6,15	0,541	Cumple
327,65	6,58	0,541	Cumple
349,26	7,02	0,543	No Cumple
370,87	7,45	0,560	No Cumple

Fuente: Elaboración propia



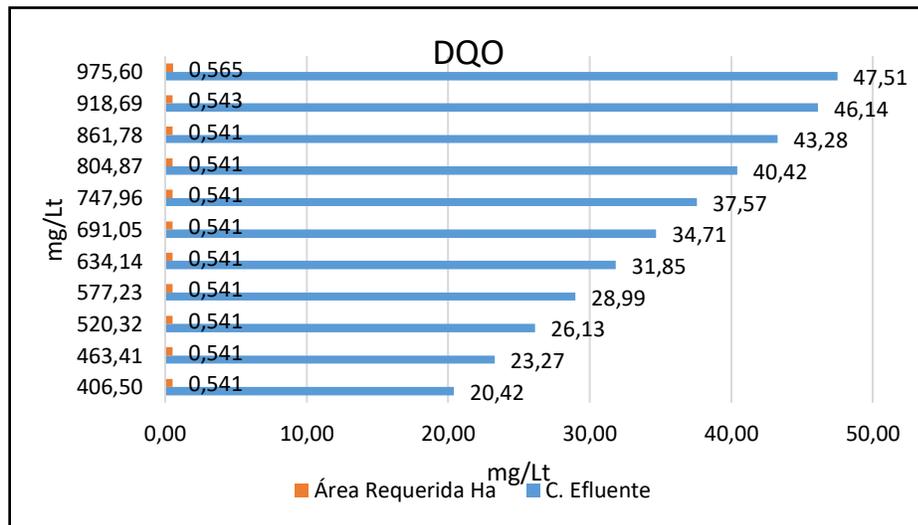
**Figura 4. 20 Resultados: DBO<sub>5</sub>-Área requerida**

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4. 37 Cálculo iterativo: concentración máxima de la Demanda Química de Oxígeno**

Valor límite de DQO admisible por el HAFS.S.TF			
Afluente	C. Efluente	Área Requerida Ha	Validación
mg/lt		m2	
406,50	20,42	0,541	Original
463,41	23,27	0,541	Cumple
520,32	26,13	0,541	Cumple
577,23	28,99	0,541	Cumple
634,14	31,85	0,541	Cumple
691,05	34,71	0,541	Cumple
747,96	37,57	0,541	Cumple
804,87	40,42	0,541	Cumple
861,78	43,28	0,541	Cumple
918,69	46,14	0,543	No Cumple
975,60	47,51	0,562	No Cumple

Fuente: Elaboración propia



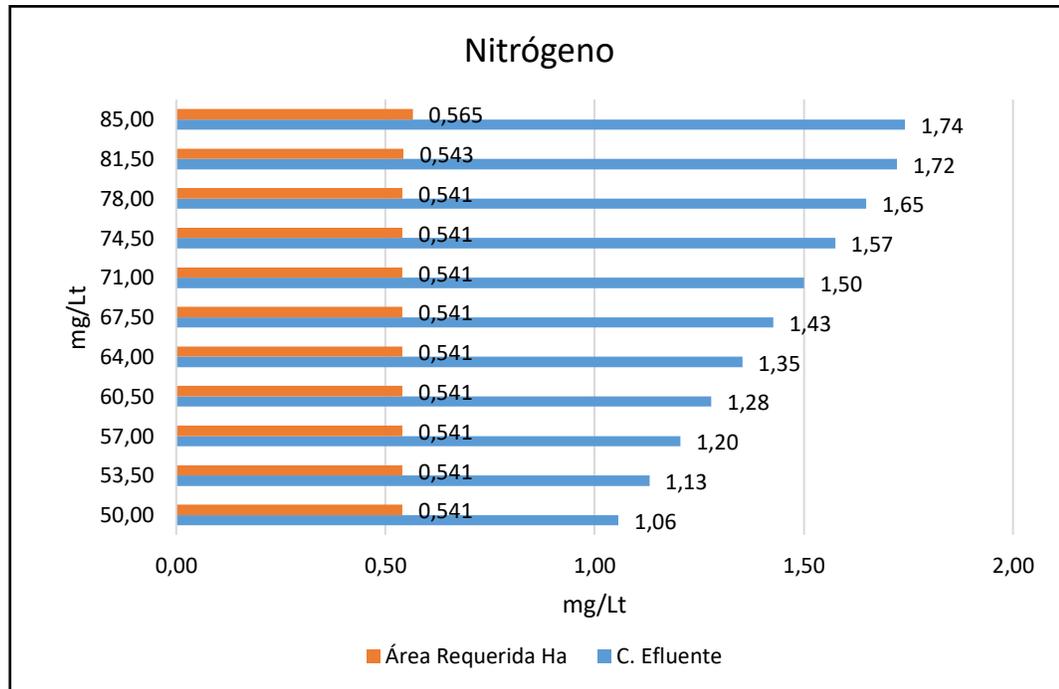
**Figura 4. 21 Resultados: DQO-Área requerida**

Fuente: Elaboración propia

**Tabla 4. 38 Cálculo iterativo: concentración máxima de Nitrógeno**

Valor límite de Nitrógeno admisible por el HAFS.S.TF			
Afluente	C. Efluente	Área Requerida Ha	Validación
mg/lt		m2	
50,00	1,06	0,541	Original
53,50	1,13	0,541	Cumple
57,00	1,20	0,541	Cumple
60,50	1,28	0,541	Cumple
64,00	1,35	0,541	Cumple
67,50	1,43	0,541	Cumple
71,00	1,50	0,541	Cumple
74,50	1,57	0,541	Cumple
78,00	1,65	0,541	Cumple
81,50	1,72	0,543	No Cumple
85,00	1,80	0,560	No Cumple

Fuente: Elaboración propia



**Figura 4. 22 Resultados: C.T-Área requerida**

Fuente: Elaboración propia

**Discusión:**

Se debe recalcar que el diseño del HAFS.S.TF se basa en la comparación del área superficial requerida por la carga hidráulica afluente con la carga contaminante afluente, en la cual se debe elegir la mayor, siendo esta el área requerida para tratar la carga hidráulica. Sin embargo, los valores de saturación representan el punto de equilibrio en el cual la concentración hidráulica y concentración contaminante requieren la misma extensión de área.

En promedio los valores efluentes, bajo la condición de saturación, son 83% menores a los requeridos para la descarga en el cuerpo receptor de agua dulce. Finalmente, en base a los valores de saturación, se determinó porcentualmente la tolerancia del sistema respecto al aumento de concentración contaminante de los valores de diseño, como se muestra en la Tabla 4.39:

**Tabla 4. 39 Cálculo de porcentajes de tolerancia**

Parámetro	Concentración de diseño	% de aumento admisible	Concentración de saturación
	mg/Lt		mg/Lt
S.S.TT	238,50	71%	408,07
DBO	154,75	126%	349,26
DQO	406,50	126%	918,69
N	50,00	63%	81,50

Fuente: Elaboración propia

Los valores de saturación, también fueron comparados respecto a las concentraciones máximas consideradas por Metcalf & Eddy (1995) véase Anexo 3. El análisis se presenta en la Tabla 4.40.

**Tabla 4. 40 Comparación respecto a las concentraciones consideradas por Metcalf & Eddy**

Parámetro	Concentración Máxima admisible	% Comparativo	Mentalf & Eddy: Caracterización Fuerte
	mg/Lt		mg/Lt
S.S.TT	408,07	14%	350,00
DBO	349,26	-15%	400,00
DQO	918,69	-9%	1000,00
N	81,50	2%	80,00

Los valores de concentración máxima admisible fueron comparados respecto a los valores de Metcalf & Eddy (1995), de los cuales los últimos eran el 100%.

Fuente: Elaboración propia

### Observaciones:

- El sistema tolera 71% más de S.S.T que la carga de diseño.
- El sistema tolera 126% más de DBO<sub>5</sub> que la carga de diseño, es decir más del doble.
- El sistema tolera 126% más de DQO que la carga de diseño, es decir más del doble.
- El sistema tolera 63% más de nitrógeno que la carga de diseño.
- El máximo valor tolerable de S.S.T es 14% mayor que la carga fuerte considerada por Metcalf & Eddy (1995).
- El máximo valor tolerable de Nitrógeno es 2% mayor que la carga fuerte considerada por Metcalf & Eddy (1995).
- El máximo valor tolerable de DBO<sub>5</sub> es 15% inferior que la carga fuerte considerada por Metcalf & Eddy (1995).
- El máximo valor tolerable de DQO es 9% inferior que la carga fuerte considerada por Metcalf & Eddy (1995).
- En promedio el sistema toleraría un aumento del 96.5 % más de las cargas consideradas para el diseño.
- Los valores de saturación son equiparables a los valores de carga fuerte considerados por Metcalf & Eddy (1995), por lo que, el HAFS.S.TF diseñado para la comunidad de Napints podría tratar aguas residuales afluentes caracterizada con concentraciones fuertes.

#### **4.7 Mantenimiento del HAFS.S.TF.**

Las operaciones de mantenimiento destinadas al buen funcionamiento del sistema, varían en función de los periodos de desarrollo de las plantaciones y los periodos de vertido y descanso de los humedales (Von Münch, 2010). Se precisan tres etapas principales:

##### **4.7.1 Plantación y nacimiento de la vegetación.**

###### **Descripción:**

La vegetación de juncos alcanza su madures total en aproximadamente 1 año, periodo de tiempo en el que se debe prevenir el afloramiento de malas hierbas, ya que, evitan el desarrollo adecuado de la plantación deseada y promueven la colmatación del medio granular.

El desarrollo de malas hierbas se evita mediante las siguientes operaciones:

- Si el HAFS.S.TF se encuentra en una zona alejada de la comunidad, se pueden generar malos olores, es recomendable realizar periodos de 2 a 3 días, en cada etapa por separado de encharcamientos, generando una superficie de agua de 2cm por encima del nivel de la rasante del humedal, pues inhibe el crecimiento de las malas hierbas y promueve el desarrollo de los juncos (Dotro & Molle, 2017).
- Arrancar las malas hierbas manualmente 1 vez por semana.

Otros problemas al inicializar el sistema son:

**Carga hidráulica baja:** genera estrés hídrico en los juncos y promueve el desarrollo de la mala hierba. Por lo tanto, se deben realizar operaciones de riego preventivo 1 vez por semana. Se debe alcanzar un nivel mínimo de 3 a 5 cm por debajo de la rasante del humedal.

**Verter la carga orgánica nominal:** En la instauración del sistema la vegetación no aporta en la mineralización de la materia orgánica, obstruyendo el material granular del humedal. Se deben realizar un control rutinario 1 veces por semana al pretratamiento, para realizar operaciones de limpieza a los elementos constituyentes y constatar su adecuado funcionamiento.

**Ausencia de la capa de lodo:** En eventos de precipitación prolongada, el nivel de infiltración es mayor, por lo que la primera etapa se satura y en la segunda se generan encharcamientos. El lodo también funciona como un medio fíltrate, evitando la sobresaturación del sistema, por lo que hasta su adecuada formación; se deben realizar operaciones manuales de apertura o cierre de válvulas, permitiendo el flujo del caudal a través de los by – paS.S.T delas arquetas y reduciendo los periodos de descanso de los humedales a 2 días (Dotro & Molle, 2017).

**Personal encargado del mantenimiento:**

- Operarios y 5 jornaleros.

**Equipo y materiales requeridos:**

- Herramientas menores, toma de agua, mangueras de 30 m, guantes, botas impermeables y mascarillas

**Tiempo y periodo de cada operación:**

- Segar: 2 horas, 1 vez por mes.
- Riego de humedales: 1 hora, 1 vez cada 3 en cada etapa.
- Limpieza de rejillas: 20 minutos, 1 vez por semana.
- Limpieza del desarenador: 2 horas, 1 vez cada 15 días.
- Operación de válvulas: 10 minutos, 3 veces a la semana.

**4.7.2 Vegetación madura y funcionamiento regular del HAFS.S.TF.**

**Descripción:**

Una vez alcanzado el desarrollo óptimo de las plantaciones se procede a realizar las siguientes operaciones rutinarias:

- Visitar la planta dos veces por semana para constatar el adecuado funcionamiento del sistema de distribución.

- Limpieza de tuberías de distribución cada 6 meses, realizando desobstrucción manual del sistema o a través del uso de herramientas menores. Se debe evitar comprometer la integridad de las tuberías durante las operaciones de limpieza.
- Apertura y cierre de válvulas cada 3 días en temporada de precipitaciones bajas y 2 veces por semana en temporada de alta precipitación.
- Limpieza de arquetas 1 vez al mes. Se desvía el caudal por medio del by-pass S.S.T y se limpian las obstrucciones con herramientas menores.
- Realizar revisiones del nivel de agua en el humedal, evitando profundidades menores a 5 cm por debajo de la rasante, 1 vez por semana.
- Segar las plantaciones de juncos 1 vez por año, durante la época en la que sus hojas superficiales empiezan a secarse. Se debe realizar de forma manual para proteger la integridad de las tuberías de distribución.

**Personal encargado del mantenimiento:**

- 1 operario y 2 jornaleros para operaciones generales.
- 1 operario y 8 jornaleros para limpieza de tuberías y segar la vegetación.

**Equipo y materiales requeridos:**

- Herramientas menores, oz, machete, maquinaria podadora, barreta, regleta, toma de agua, 3 mangueras de 30 m, guantes, botas impermeables y mascarillas.

**Tiempo y periodo de cada operación:**

- Inspección visual de la planta: 20 minutos, 3 veces por semana.
- Limpieza de tuberías de distribución: 4 hora, 1 vez cada 6 meses o si en la inspección visual se llega a detectar obstrucción.
- Limpieza de arquetas: 40 minutos, 1 vez por mes.
- Revisión del nivel de agua en los humedales: 2 horas, 1 vez cada 15 días.
- Segar plantaciones: 2-4 horas, 1 vez por año o si en la inspección visual se llega a detectar el secado de las hojas de la vegetación.
-

### **4.7.3 Operaciones a largo plazo del HAFS.S.TF.**

#### **Descripción:**

Posterior a los 4-6 años de funcionamiento continuo del sistema, dependiendo de la efectividad del diseño y sistema de distribución, aparecen zonas de encharcamiento debido a la colmatación del medio granula por la acumulación de restos vegetales.

Se debe realizar operaciones de limpieza, de no ser efectivo, debe remplazarse el medio granular (Consuegra, 2018). Su remoción, generalmente, se realiza por medio de maquinaria mayor, no obstante, también se puede realizar de forma manual (Molle, Merlin, & Boutin, 2005).

Por otra parte, el lodo superficial crece entre 2 a 3 cm por año, una vez se alcance los 20 cm de profundidad, la capa promueve el estancamiento e impide la oxigenación del sistema, por lo tanto, debe retirarse el lodo hasta dejar una capa de aproximadamente 5 cm de profundidad.

La remoción se realiza por medio de maquinaria mecánica y es posible extenderla como fertilizante para propósitos agrícolas, sin aplicar procedimientos de secado específicos. No obstante, debe constatarse un contenido de materia seca superior al 25% y materia orgánica del 40% por medio de ensayos de laboratorio (Dotro & Molle, 2017).

#### **Personal encargado del mantenimiento:**

- 2 operarios del HAFS.S.TF, 2 operarios de maquinaria mayor y 12 jornaleros.

#### **Equipo y materiales requeridos:**

- Herramientas menores, maquinaria mayor, tractor, retroexcavadora, volqueta de mínimo 8 m<sup>3</sup>, palas, barreta, regleta, guantes, botas impermeables, mascarillas,

#### **Tiempo y periodo de cada operación:**

- Remoción de materia granula colmatado: 6 horas, 1 vez cada 5 años o si en la inspección visual se llega a detectar colmatación excesiva y encharcamientos heterogéneos a lo largo de la superficie del humedal.

- Remoción de la capa de lodo superficial: 12 horas, 1 vez cada 18 años o si en la inspección visual se llega a detectar capas de lodo mayor igual a 20 cm.

## **Capítulo 5: Presupuesto del Proyecto.**

### **5.1 Presupuesto de la obra**

Para la determinación del presupuesto referencial del proyecto, se analizó las cantidades de obra de todos los elementos mencionados en los planos, tales como: el sistema de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento, las conexiones domiciliarias y los elementos que conforman la planta de tratamiento. El costo del proyecto es de: Seiscientos dos mil doscientos cuarenta y uno con 80/100 Dólares de los Estados Unidos de América más IVA (602,241.80 USD más IVA)

El detalle del presupuesto con su respectivo análisis de precios unitarios, se encuentra en el Anexo 13.

### **5.2 Análisis de precios unitarios**

Consisten en la determinación del precio por unidad escogida. Está formado por costos directos y costos indirectos.

Los costos directos, se entienden como aquellos que de forma directa intervienen en la ejecución del proyecto (materiales, mano de obra, equipo y herramientas).

Los costos indirectos son aquellos que no están presentes en el resultado o proyecto final, pero que de alguna forma son indispensables para su ejecución. Comúnmente estos costos se refieren a los gastos administrativos.

El análisis de precios unitarios, se encuentra en el Anexo 13.

### **5.3 Especificaciones técnicas**

Las especificaciones técnicas consideradas en el proyecto se presentan en el Anexo 14, y se basan en las establecidas por ETAPA EP y el Ministerio de Transporte y Obras Públicas.

## Conclusiones

La construcción de la red de alcantarillado sanitario y la planta de tratamiento del sector Napints, brindará un ambiente más seguro y una mejor calidad de vida para los habitantes del sector, durante los próximos 20 años. La red de alcantarillado se diseñó, con la finalidad, de que todos sus elementos trabajen a gravedad y no sea necesario el uso de elementos de bombeo.

Debido a la topografía del lugar, en el diseño de la red de alcantarillado sanitario, se necesitó contar con un relleno en el terreno, específicamente en la ubicación del pozo 9, con la finalidad de cumplir con la condición de que todos los elementos de la red trabajen a gravedad, lo que origino que se incrementara el costo total del proyecto.

El tipo de material utilizado para el diseño de los colectores, fue PVC, con un diámetro para toda la red de 200 mm. Este tipo de material presenta ciertas ventajas técnicas, puesto que, soporta muy bien las cargas de aplastamiento, tiene escasas pérdidas de agua; y poco peso, lo que beneficia su transporte e instalación. Además, no se oxidan ni sufren corrosión y permite conducir los líquidos a mayores velocidades.

Según los análisis y cálculos realizados, se determinó que el caudal de diseño de la comunidad es de 3.52 lt/s. Para la caracterización del agua residual de la comunidad, se dispuso de 6 muestras compuestas, obtenidas de una campaña de muestreo realizada en 1 día. La campaña buscó emular el funcionamiento regular de un sistema sanitario compuesto de inodoros, por medio de un tanque de 500 lt, en el cual se descargaban baldes compuestos de aguas negras y 3lt de agua potable.

La campaña de muestreo aplicada en Napints y ensayos realizadas en el laboratorio de saneamiento de ETAPA EP, dio como resultado concentraciones de: 154,75 mg/lt de DBO<sub>5</sub>, 406 mg/lt de DQO, 238,5 mg/lt de Sólidos Suspendidos Totales y 2,20E+07 NMP/100ml de Coliformes totales.

Bajo los criterios establecidos por Metcalf & Eddy (1995) la caracterización del agua residual de la comunidad de Napints se clasificaría como media-débil, por lo que, para efectos de cálculo se adoptó un valor de 50 mg/lt de Nitrógeno.

La estación depuradora de aguas residuales seleccionada para la comunidad de Napints, consta principalmente de un Humedal Artificial de Flujo Subsuperficial Vertical Sistema Francés (HAFS.S.TF), cuyos elementos constituyentes constan únicamente del pretratamiento, conformado por canal de llegada con rejillas, un desarenado convencional y un medidor Parshall.

El HAFS.S.TF ocupa un área aproximada de 5407 m<sup>2</sup>, conformada por 92 m a lo largo y 59 m a lo ancho, resultando suficiente el espacio dispuesto por la comunidad es suficiente para su emplazamiento. El caudal de infiltración respecto al área superficial dispuesta, tanto en la 1ra Etapa como en la 2da Etapa es de: 5.96 y 4.41 lt/s respectivamente, por lo tanto, el medio granular es efectivo ante la saturación de cargas hidráulicas.

La primera etapa del HAFS.S.TF, respecto a las concentraciones efluentes de nitrógeno y coliformes totales, con valores de 17.25 mg/lt y 1.32E+05 NMP/100ml respectivamente, no logran los niveles de concentración dispuestos por TULAS (2000), para ser descargadas en el cuerpo receptor de agua dulce. Por lo tanto, el sistema requiere de una segunda etapa.

Las concentraciones efluentes de la segunda etapa son de: 3.11 mg/lt de DBO<sub>5</sub>, 20.42 mg/lt de DQO, 4.77 mg/lt de Sólidos Suspendidos Totales y 6,9E+03 NMP/100ml de Coliformes totales. Las cuales en promedio son 88% inferiores a las requeridas para la descarga en cuerpos receptores de agua dulce.

Las distribuciones espaciales dispuestas para el emplazamiento del HAFS.S.TF y sus constituyentes hidráulicas permiten un flujo efectivo por gravedad. La altura de energía del último punto de descarga en la segunda etapa es d 0.025 m, considerando todas las pérdidas de carga con una velocidad de 0.7 m/s descartando así la necesidad de bombas hidráulicas.

Siguiendo los criterios de diseño y cálculos iterativos se determinó que: el HAFS.S.TF diseñado para la comunidad de Napints tolera en promedio un aumento del 97.05% más de cargas contaminantes que las consideradas para su diseño.

El porcentaje de costos indirectos fue del 18%, en el cual se consideró los costos directos administrativos, utilidades, los costos indirectos de la obra y los imprevistos. Finalmente, el monto estimado para la realización del proyecto es de 602,241.80 USD más IVA.

## **Recomendaciones**

La caracterización efectiva del agua residual requiere la obtención de muestras representativas. Se recomienda disponer de un laboratorio que permita su análisis, ya que se requiere campañas de muestreo prolongadas, que producen gran cantidad de muestras.

La aplicación de HAFS.S.TF como estación depuradora de aguas residuales, resulta una opción muy beneficiosa. Sin embargo, se recomienda prever disponer de aproximadamente 30m<sup>2</sup> por habitante, de lo contrario conviene recurrir a otras tecnologías.

Se recomienda aplicar HAFS.S.TF en lugares en los que exista pendientes moderadas que favorezcan el aporte de energía potencial gravitacional, ya que, sus sistemas de transporte y distribución generan altas pérdidas de carga, siendo necesario en la mayoría de los casos recurrir a sistemas de bombeo hidráulico.

No es recomendable dimensionar los HAFS.S.TF bajo la condición de caudal mayorado, ya que, el área requerida, en condiciones de caudal normal y en especial mínimo, no solventara las condiciones de humedad requeridas por las plantaciones, por lo que, se requeriría operaciones de riego rigurosas.

Las inundaciones no generarían sobresaturación hidráulica en los medios granulares, pues no supera el caudal de infiltración, aunque, si podría superar la capacidad del sistema de drenaje del HAFS.S.TF. Se recomienda prever un adecuado plan de contingencia a ser aplicado por los operadores de la planta.

El condicionamiento del caudal afluente, en especial por sequías, podría afectar la subsistencia y desarrollo de las plantas acuáticas al causarles estrés hídrico. Sin embargo, no es un riesgo si se aplican técnicas convencionales de riego.

Un aumento del caudal de diseño, en especial por precipitaciones prolongadas, puede saturar el sistema, llegando a requerir operaciones de reacondicionamiento e incluso sustitución de las plantaciones. Se debe permitir el flujo a través de los by-pa.S.S.T de las arquetas de recolección hasta el cuerpo receptor, e iniciar el vertido del caudal simultáneamente en 2 lagunas de la primera etapa, cuyo periodo de descanso haya alcanzado los 2 días, adaptando así el funcionamiento del HAFS.S.TF.

## Bibliografía

- ASCE. (2007). *Gravity Sanitary Sewer Design and Construction*.
- Blacio, D., & Palacios, J. (2012). *FILTROS LENTOS DE ARENA*. Cuenca: UNIVERSIDAD DE CUENCA.
- CANTÓN GUALAQUIZA GAD MUNICIPAL DE GUALAQUIZA*. (2018). Obtenido de GAD MUNICIPAL DE GUALAQUIZA: <https://gadgualaquiza.gob.ec/web/gualaquiza/canton-gualaquiza/>
- CEPIS/06.174 . (2005). *GUÍA PARA DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE*. Lima: OPS.
- Consuegra, S. (2018). *ESTUDIO COMPARATIVO Y DIMENSIONAMIENTO BÁSICO DE*. València: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÉNCIA.
- Consuegra, S. (2018). *ESTUDIO COMPARATIVO Y DIMENSIONAMIENTO BÁSICO DE DIVERSAS TIPOLOGÍAS DE HUMEDALES ARTIFICIALES PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES PROVENIENTES DEL POLÍGONO INDUSTRIAL MONCADA III (MONCADA, VALENCIA)*. València: UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALÉNCIA.
- Delgadillo, O. (2010). *Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales*. Barcelona: Universidad de Barcelona.
- Dotro, G., & Molle, P. (2017). *TREATMENT WERLANDS VOLUME 7*. Londres: IWA.
- EdiS.S.Ton, D., & Solis, I. (2018). *Diseño del sistema de alcantarillado sanitario para el barrio Los Laureles, comunidad de Nero, de la parroquia Baños, cantón Cuenca*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- EMAAP-Q. (2009). *Normas de diseño de sistemas de alcantarillado* . Quito: V&M Gráficas.
- FHWA. (2009). *URBAN DRAINAGE DESIGN MANUAL*. E, Estados Unidos.
- Guerrero, H., & Castro, G. (2018). *Las aguas residuales al ser producto de la actividad humana son clasificadas según su origen como: domésticas, industriales,*

*comerciales e institucionales. Para el presente estudio solo se han determinado aguas residuales de índole doméstico.* Cuenca: Universidad del Azuay.

Gutiérrez, A. (2008). *CALCULOS HIDRÁULICOS*. Madrid: EOI.

IGME. (2000). *Metodos Naturales de Depuración de aguas residuales Urbanas*. Madrid.

INAMHI. (2014). *Diagnóstico Estratégico de la Provincia de*. Quito.

INEC. (2010). *PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN ECUATORIANA POR AÑOS CALENDARIO SEGÚN CANTONES 2010-2020*. Quito.

López, R. (2001). *Elementos de Diseño para Acueductos y Alcantarillados*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Méndez, S. (2011). *Diseño del Alcantarillado Sanitario y Pluvial y Tratamiento de Aguas Servidas de la Urbanización San Emilio*. Quito: UNIVERSIDAD "SAN FRANCISCO DE QUITO".

Mendoza, S., & Orozco, G. (2000). *Sistemas de lagunas de estabilización: Cómo utilizar aguas residuales tratadas en sistemas de riego*. McGraw-Hill.

Metcalf, & Eddy. (1995). *Ingeniería de aguas residuales: Redes de alcantarillado y bombeo*. Madrid: McGraw-Hill.

Metcalf, E. (1995). *Ingeniería de aguas residuales: Redes de alcantarillado y bombeo*. Madrid: McGraw-Hill.

MIDUVI. (2012). *SISTEMA DE AGUA POTABLE PARA WALTE*. Quito: MIDUVI.

Molle, P., Merlin, G., & Boutin, C. (2005). How to treat raw sewage with constructed wetlands: an overview of the French systems. *ResearchGate*, 11-21.

Paing, J., Guilbert, A., Gagon, V., & Chazarenc, F. (2015). Effect of climate, wastewater composition, loading rates, system age and design on performances of French vertical flow constructed wetlands: a survey based on 169 full scale systems. *Ecological Engineering*, 46-52.

PLASTIGAMA. (2017). *TUBERÍAS Y ACCESORIOS DE PVC Y PE BD*. Quito.

- Rodríguez, J. (2017). *HUMEDALES ARTIFICIALES: DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN*. Sevilla: CENTA.
- Rojas, R. (2008). *Tratamiento de Aguas Residuales Teoría y Principios de Deiseño*. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Romero, J. (1996). *Acuiquímica 1ra edición*. Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Romero, J. (2008). *Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y Principios d Diseño, 3ra edición*. Bogota: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Segura, I. (2017). *Cinética de decaimiento de coliformes fecales en un humedal artificial de flujo subsuperficial vertical*. México: Instituto Mexicano del Agua.
- SENAGUA. (2000). *Norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural*. Quito.
- TULAS. (2015). *TEXTO UNIFICADO LEGISLACIÓN SECUNDARIA, MEDIO AMBIENTE, LIBRO VI*. Quito.
- Valencia, A. (2013). *Diseño de un sistema de tratamiento para las aguas residuales de la cabecera parroquial de San Luis - Provincia de Chimborazo*. Riobamba: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO .
- Von Münch, E. (2010). *Humedales Artificiales para el tratamiento de aguas grises y aguas residuales domésticas en países en*. Bonn: GTZ.

## Anexos

### ANEXO 1: Modelo de censo y resultados



**DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS  
PARA LA COMUNIDAD DE NAPINTS, PERTENECIENTE AL CANTÓN GUALAQUIZA**



**ENCUESTA**

**A. INFORMACIÓN BÁSICA DE LA LOCALIDAD**

Encuestador (a): \_\_\_\_\_

Fecha de entrevista: \_\_\_\_/\_\_\_\_/\_\_\_\_ Hora: \_\_\_\_\_

Cantón: \_\_\_\_\_ Parroquia: \_\_\_\_\_

Comunidad: \_\_\_\_\_ Sector: \_\_\_\_\_

**B. INFORMACIÓN SOBRE LA VIVIENDA**

1. Datos del propietario/usuario:

Nombres y apellidos: \_\_\_\_\_

C.I./ RUC: \_\_\_\_\_

Teléfono: \_\_\_\_\_

2. Tenencia de la vivienda:

Propia ( )

Arrendada ( )

No posee ( ) **Si marco esta opción, pasar directo a la pregunta N°8**

3. Tipo de vivienda:

Una planta ( )

Dos plantas ( )

Multifamiliar ( )

Otro: \_\_\_\_\_

4. Material predominante de la vivienda:

Adobe ( )

Cemento ( )

Madera ( )

Otro: \_\_\_\_\_

**C. SERVICIOS**

5. Servicios que posee la vivienda:

Agua ( )

Alcantarillado sanitario ( )

Luz ( )

Recolección de basura ( )

Teléfono ( )

6. Evacuación de aguas: ¿Lo realiza a través de?

Red pública ( ) Fosa séptica ( ) No posee ( )



**DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS PARA LA COMUNIDAD DE NAPINTS, PERTENECIENTE AL CANTÓN GUALAQUIZA**



7. ¿Considera usted que su fosa séptica se encuentra en mal estado o ya no funciona?

SI ( )

NO ( )

**D. INFORMACIÓN SOCIOECONÓMICA FAMILIAR**

8. ¿Cuántas personas integran la familia?

Hombres ( )

Mujeres ( )

Total ( )

9. La familia está integrada por:

Mayores de edad ( )

Menores de edad ( )

Total ( )

10. ¿Cuántos integrantes de la familia trabajan?:

Hombres ( )

Mujeres ( )

Total ( )

11. Actividad laboral que realiza(n):

Artisanal ( )

Agrícola ( )

Ganadera ( )

Privada ( )

Pública ( )

12. Los ingresos económicos los recibe de forma:

Mensual ( )

Quincenal ( )

Semanal ( )

Otro: \_\_\_\_\_

13. Nivel de educación:

	Estudiando	Primaria	Secundaria	Superior	Ninguno
Padre					
Madre					
Hijos					



**DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS PARA LA COMUNIDAD DE NAPINTS, PERTENECIENTE AL CANTÓN GUALAQUIZA**



14. ¿Cuál es la forma de adquisición de bienes y servicios que la familia posee?

Pago en efectivo ( )

Crédito ( )

Otra:.....

15. ¿Según su consideración el sector cuenta con acceso a la educación?

SI ( ) NO ( ) ¿Por qué considera que no?

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**E. INFORMACION SOBRE LA SALUD**

16. En los últimos meses, ¿Cuáles de las siguientes enfermedades han aparecido producto de un mal manejo de las aguas residuales?

Diarrea ( )

Enfermedades transmitidas por alimentos ( )

Fiebre tifoidea ( )

Hepatitis A ( )

Otras:.....

17. ¿En su sector existe un subcentro de salud?

SI ( ) NO ( ) ¿Como accede a los servicios de salud?

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**F. UBICACIÓN GEOGRÁFICA**

COORDENADAS GEOGRÁFICAS OBTENIDAS CON GPS (UTM)	
NORTE	
ESTE	

Equipo:

Marca:.....

Precisión:.....

Especificaciones	
------------------	--



DISEÑO DE LA RED DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y TRATAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS  
PARA LA COMUNIDAD DE NAPINTS, PERTENECIENTE AL CANTÓN GUALAQUIZA



¿Estaría interesado(a) en contar con una red de alcantarillado sanitario?

SI ( )

NO ( )

¿Estaría dispuesto(a) a pagar por el proyecto de alcantarillado sanitario?

SI ( )

NO ( )

GRACIAS POR SU COLABORACIÓN

## Resultados:

### INFORMACIÓN SOBRE LA VIVIENDA:

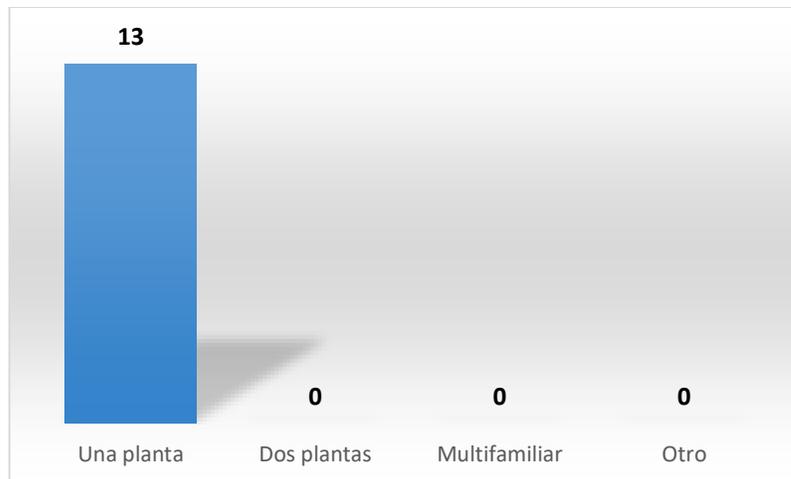
Pregunta 2: Tenencia de la vivienda:



**Figura A1. 1 Tenencia de la vivienda**

Fuente: Elaboración propia

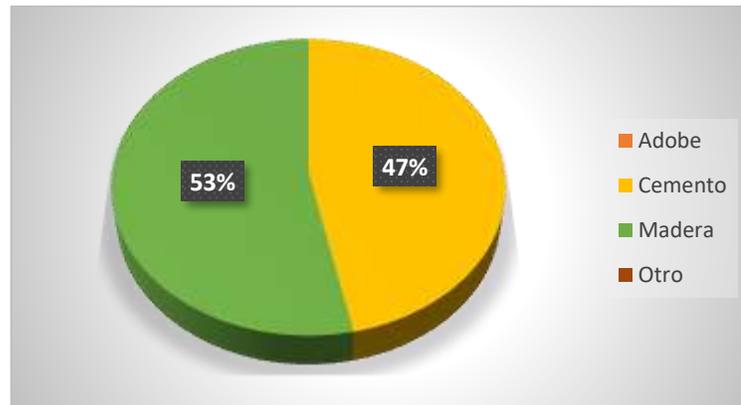
Pregunta 3: Tipo de vivienda:



**Figura A1. 1 Tipo de vivienda**

Fuente: Elaboración propia

Pregunta 4: Material predominante de la vivienda:

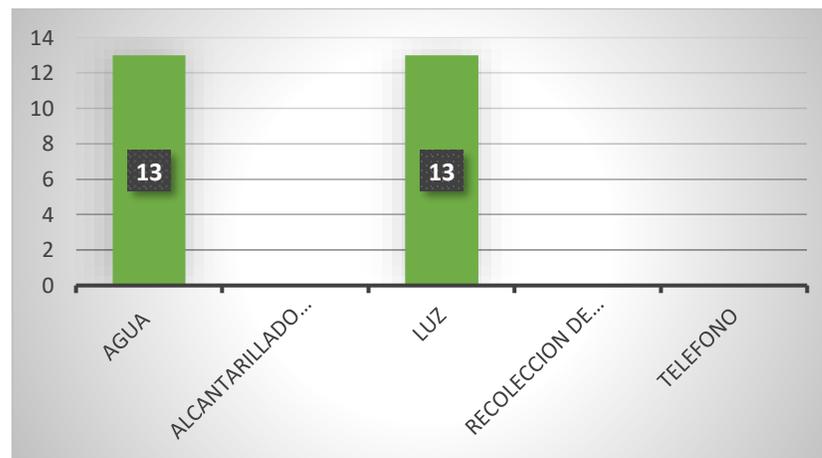


**Figura A1. 3 Material predominante de la vivienda**

Fuente: Elaboración propia

### SERVICIOS:

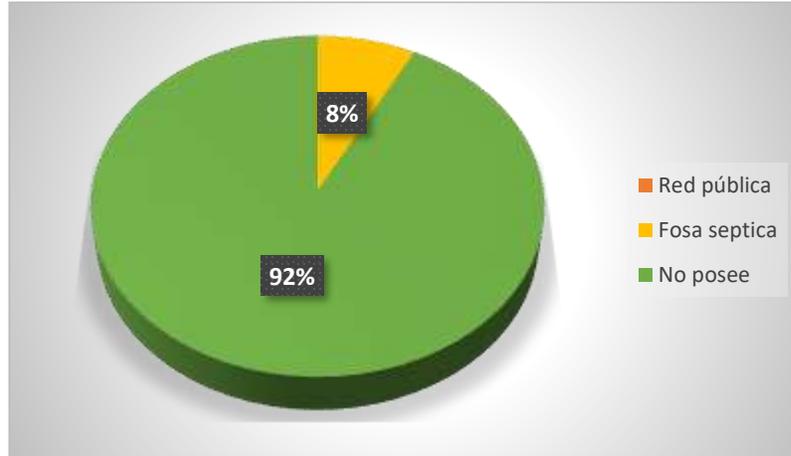
Pregunta 5: Servicios que posee la vivienda:



**Figura A1. 4 Servicios que posee la vivienda**

Fuente: Elaboración propia

Pregunta 6: Evacuación de aguas: ¿Lo realiza a través de?



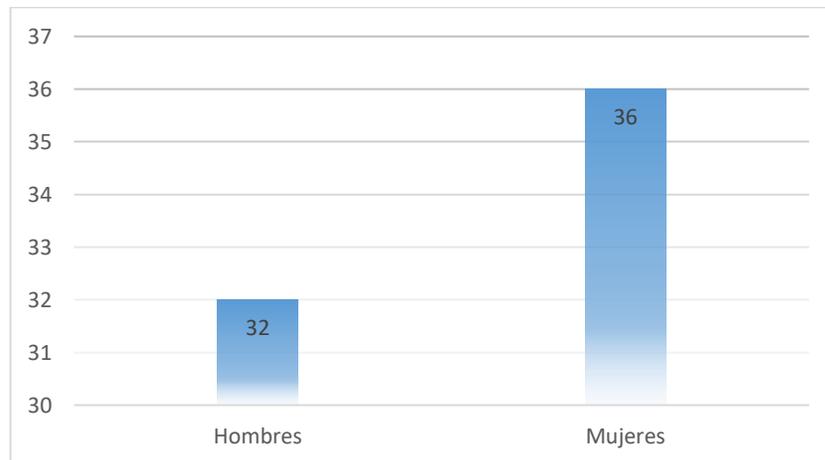
**Figura A1. 5 Evacuación de aguas: ¿Lo realiza a través de?**  
Fuente: Elaboración propia

Pregunta 7: ¿Considera usted que su fosa séptica se encuentra en mal estado o ya no funciona?

La única fosa séptica del sector, ya no se encuentra en funcionamiento.

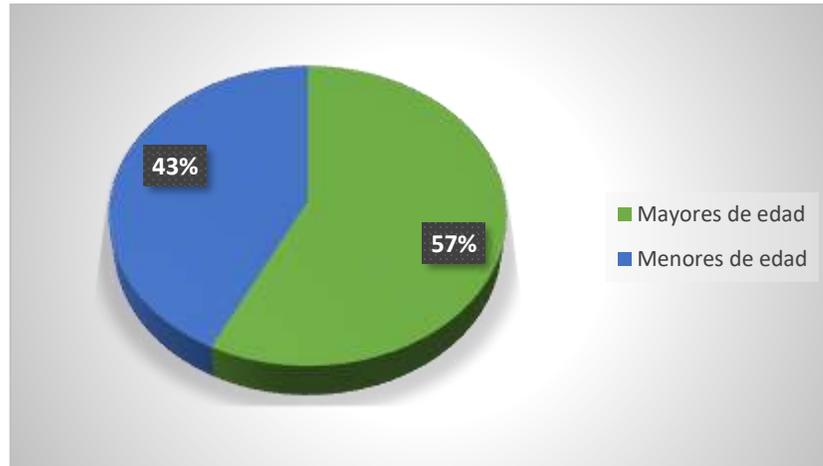
### INFORMACIÓN SOCIOECONÓMICA FAMILIAR

Pregunta 8: ¿Cuántas personas integran la familia?



**Figura A1. 6 ¿Cuántas personas integran la familia?**  
Fuente: Elaboración propia

Pregunta 9: La familia está integrada por:



**Figura A1. 7 La familia está integrada por:**

Fuente: Elaboración propia

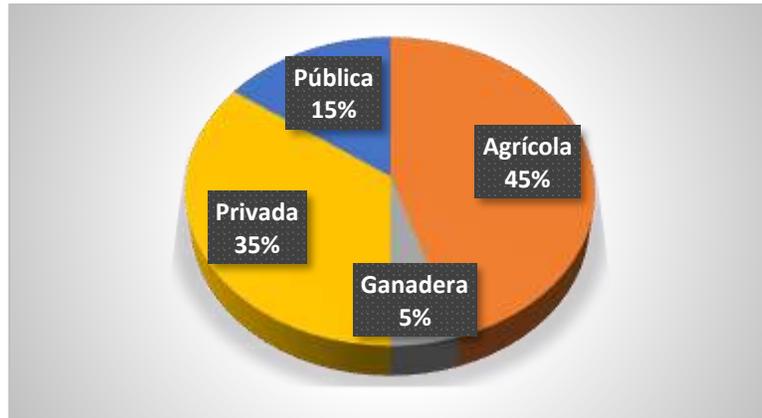
Pregunta 10: ¿Cuántos integrantes de la familia trabajan?:



**Figura A1. 8 ¿Cuántos integrantes de la familia trabajan?**

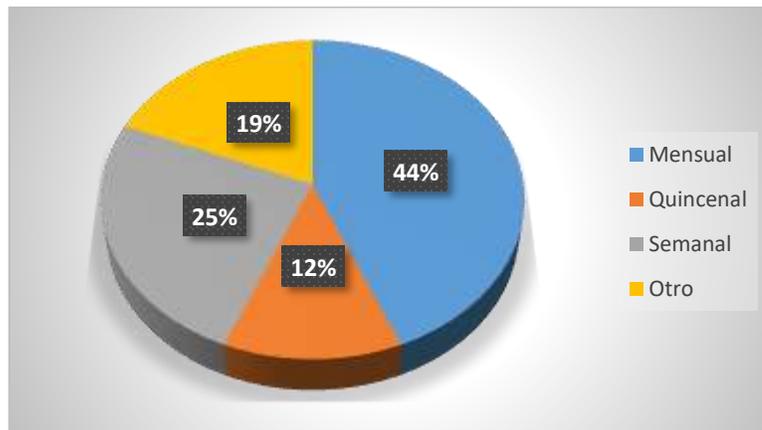
Fuente: Elaboración propia

Pregunta 11: Actividad laboral que realiza(n):



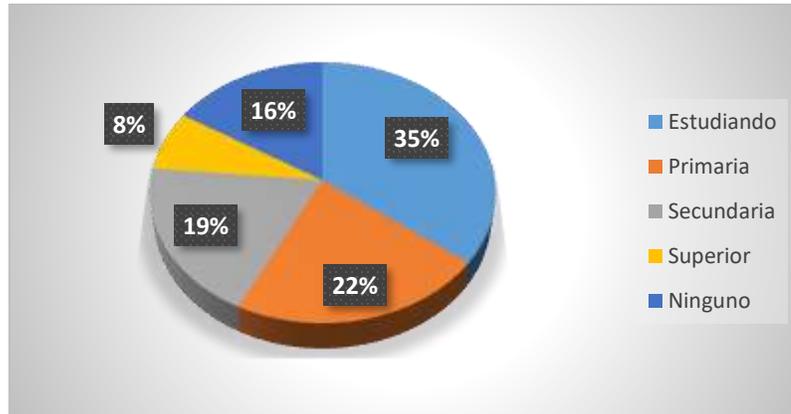
**Figura A1. 9 Actividad laboral que realiza(n):**  
Fuente: Elaboración propia

Pregunta 12: Los ingresos económicos los recibe de forma:



**Figura A1. 10 Los ingresos económicos los recibe de forma:**  
Fuente: Elaboración propia

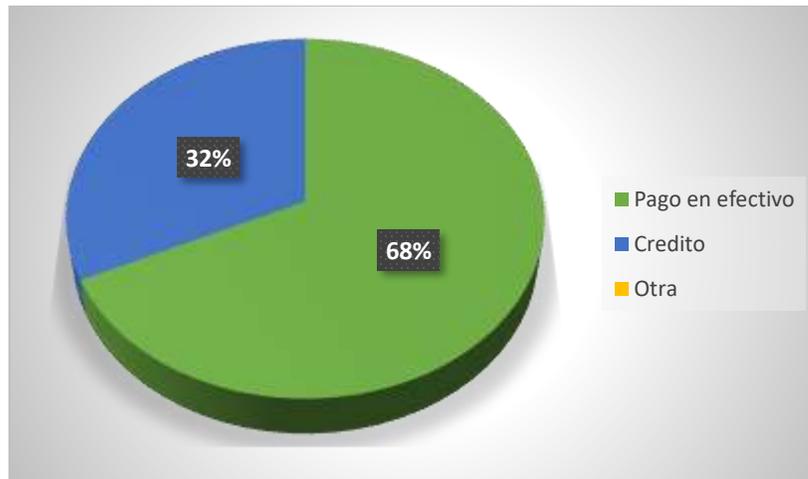
Pregunta 13: Nivel de educación:



**Figura A1. 11 Nivel de educación:**

Fuente: Elaboración propia

Pregunta 14: ¿Cuál es la forma de adquisición de bienes y servicios que la familia posee?



**Figura A1. 12 ¿Cuál es la forma de adquisición de bienes y servicios que la familia posee?**

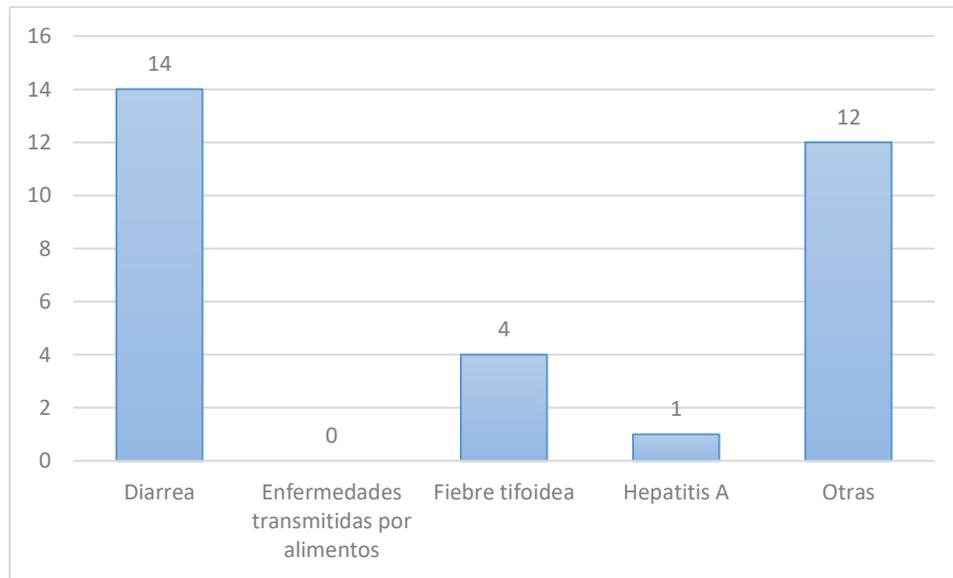
Fuente: Elaboración propia

Pregunta 15: ¿Según su consideración el sector cuenta con acceso a la educación?

El 100% de la población afirma, que no tienen un subcentro de salud en el sector.

## **INFORMACIÓN SOBRE LA SALUD**

Pregunta 16: En los últimos meses, ¿Cuáles de las siguientes enfermedades han aparecido producto de un mal manejo de las aguas residuales?



**Figura A1. 13 En los últimos meses, ¿Cuáles de las siguientes enfermedades han aparecido producto de un mal manejo de las aguas residuales?**

Fuente: Elaboración propia

Pregunta 17: ¿En su sector existe un subcentro de salud?

El 100% de la población afirma, que no tienen un subcentro de salud en el sector

**Interpretación de resultados:**

**Información sobre la vivienda:** De un total de 17 familias entrevistadas, se pudo constatar que apenas 13 familias cuentan con una vivienda, ya sea propia o arrendada, y las 4 familias restantes carecen de vivienda, pero tienen la ilusión de en un futuro contar con su casa propia. Además, las construcciones del sector se caracterizan por ser predominantemente edificaciones de una sola planta y presentan dos tipos de materiales utilizados para su construcción. Tal es el caso del cemento con un 47% y la madera con un 53% de utilización.

**Servicios:** El sector Napints en la actualidad cuenta con servicios básicos tales como: la energía eléctrica y el agua potable, pero carecen de alcantarillado sanitario. Para el manejo y control de las aguas residuales sus habitantes tienen la necesidad de recurrir a métodos

comunes tales como: la construcción de fosas sépticas o la recolección de las aguas residuales en baldes para su posterior desalojo, métodos que en su gran mayoría no se utilizan de forma eficiente lo que origina condiciones de malestar e insalubridad. Para el caso de la fosa séptica, se pudo constatar que en el sector solo una vivienda contaba con ella, pero debido a los años poco a poco ha ido perdiendo su funcionalidad, para actualmente resultar como algo inservible.

**Información socioeconómica familiar:** La población actual del sector Napints es de 68 habitantes, conformada por 36 habitantes de sexo femenino y 32 de sexo masculino. Del total de habitantes el 43% corresponde a personas menores de edad y el 57% a personas mayores de edad.

El analfabetismo se ha eliminado casi en su totalidad, salvo una excepción al tratarse de una persona de avanzada edad. Además, en la pregunta número 13, los datos que corresponden a que 11 niños no poseen ningún nivel de educación, se debe a infantes recién nacidos.

También, se pudo determinar que tanto hombres y mujeres trabajan equitativamente, ya que de un total de 26 personas que realizan actividades laborales el 50% corresponde a mujeres y el 50% a hombres.

Por el tipo de actividad laboral que realizan, se puede inferir que el sector se caracteriza por poseer una situación económica que depende principalmente de labores agrícolas, de diversa producción de cultivos, entre los que se destacan: cultivos de plátano, yuca, papaya, etc.

Por la forma de recibir los ingresos económicos que casi en su totalidad es de forma mensual, los habitantes del sector, se ven en la necesidad de optar por dos tipos de forma de adquisición de bienes y servicios, tal es el caso de: pago en efectivo con un 68% y a través de crédito en un 32%.

En el caso de las 4 familias que no poseen una vivienda en el sector se debe a que la escuela que existía, fue cerrada y para lograr el acceso a la educación tuvieron la necesidad de migrar hacia otros lugares que les permitan acudir de forma segura y fácil, sin que se vean en la necesidad de recorrer varios kilómetros.

**Información sobre la salud:** Los habitantes del sector al no contar con un adecuado manejo y control de las aguas residuales, han sufrido enfermedades de origen hídrico. Como complemento los habitantes del sector afirman que existe la proliferación de zancudos, aumentando la propagación de enfermedades.

Este tipo de enfermedades que se presentan en el sector, generan malestar en los habitantes, ya que, al no existir un subcentro de salud en el sector, tienen que recorrer aproximadamente 17.2 km para llegar de la parroquia Bomboiza o en el peor de los casos recorrer 31.6 km para acudir al hospital básico Misereor de Gualaquiza.

## **ANEXO 2: Campaña de muestreo para la caracterización del agua residual de la comunidad de Napints.**

El laboratorio de saneamiento dispuesto para el análisis y caracterización de las aguas residuales de la comunidad de Napints fue el de ETAPA EP, ubicado en la provincia del Azuay en la ciudad de Cuenca, puesto que la provincia de Morona Santiago no cuenta con laboratorios de saneamiento acreditados.

El laboratorio de saneamiento de ETAPA EP cumple con las normativas de regulación dispuestas por la Secretaría del Agua, y es avalado por la SAE<sup>6</sup> con acreditación N° OAE LE 2C 06-004, lo cual lo vuelve apto para el estudio. Sin embargo, debido al presupuesto requerido se pudo analizar únicamente 6 muestras, priorizando la obtención de los parámetros de mayor importancia para el diseño de la estación depuradora de aguas residuales.

Finalmente, se requirió muestras de 1 galón para determinar los parámetros de: DBO, DQO y Sólidos Suspendidos. Por otra parte, para la determinación de las Coliformes Fecales es necesario muestras de 100 ml de la misma fuente, sin embargo, por cuestiones de seguridad se llevó 200 ml.

### **Limitantes y adaptaciones metodológicas establecidas para la campaña de muestreo.**

La falta de infraestructura sanitaria en la comunidad de Napints dificulta la obtención de muestras representativas. Al no contar con ningún sistema de recolección o almacenamiento de aguas residuales crudas, se requirió diseñar una campaña de recolección especial.

Primeramente, con la finalidad de mitigar errores, se solicitó el apoyo de una comunidad aledaña que disponga de un sistema de recolección o almacenamiento de aguas residuales crudas, tal era el caso de la comunidad de Napurak, la cual estaba provista de fosas sépticas

---

<sup>6</sup> SAE: Servicio de Acreditación Ecuatoriana.

y era la más cercana a la zona de estudio. Se decidió caracterizar su agua residual para ser comparada con los resultados obtenidos de la comunidad de Napints.

Por lo tanto, la campaña de muestreo tuvo como objetivo la recolección de 6 muestras, conformadas por 1 embace de 1 galón y 2 embaces esterilizados de 100 ml, por muestra, dispuestos para el análisis químico y biológico respectivamente. La recolección fue dividida en la obtención de 4 muestras de la comunidad de Napints y 2 muestras de la comunidad de Napurak.

El diseño de la campaña se fundamentó principalmente en los procedimientos generales para el muestreo de aguas residuales, por lo que, se requirió determinar las limitantes proporcionadas por las condiciones propias de las comunidades.

Las limitaciones permitieron establecer adaptaciones metodológicas, dirigidas a la formulación de la logística<sup>7</sup> que permita obtener una caracterización representativa del agua residual de la comunidad de estudio. La Tabla A2.1 describe las limitantes detectadas y las adaptaciones metodológicas adoptas:

**Tabla A2. 1 Adaptaciones metodológicas**

Procesos generales del muestreo	Requisitos	Limitantes de la comunidad	Adaptación metodológica
Estación de muestreo	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Sistema de recolección y transporte de aguas residuales crudas.</li> <li>_Información de los estudios de la red de alcantarillado y pozos de revisión.</li> <li>_ Ubicaciones.</li> <li>_Caudales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Una sola vivienda cuenta con urinales que descarga en un terreno inhabitado a las afueras de la comunidad.</li> <li>_El resto de la comunidad no cuenta con tuberías de descarga de aguas residuales crudas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Utilizar un tanque de 500 lt a modo de fosa séptica provisional.</li> <li>_ Ubicarlo en la zona perimetral sur de la comunidad, facilitando el libre acceso a todos los habitantes y evitando generar incomodidades a los mismos.</li> </ul>

---

<sup>7</sup> Logística: Conjunto de acciones premeditadas para llevar a cabo un fin determinado de un proceso complicado.

	<p>_Velocidades.</p> <p>_Punto de mezcla homogénea.</p>	<p>_La capacidad del tanque permitía un solo día de aporte de agua residuales.</p> <p>_El laboratorio de saneamiento de ETAPA receptaba las muestras el día viernes 27 de septiembre del 2019 hasta las 2 pm.</p>	<p>_Aplicar una capa base de 120 lt de agua potable en el tanque, previo a cualquier descarga.</p> <p>_Solicitar a la comunidad que almacenen sus agua residuales domésticas, grises y negras en baldes.</p> <p>_Asegurar que los baldes destinados para aguas residuales negras, estén previamente llenados con 3 lt de agua potable.</p> <p>_Explicar a los habitantes la forma en la que deben verter el contenido de los baldes en el tanque.</p> <p>_Establecer un intervalo de tiempo entre las descargas por habitante.</p> <p>_En Napints iniciar la primera descarga desde las 8:00 am del día jueves 26 de septiembre del 2019.</p> <p>_Para la descarga del urinal de la comunidad destinar un balde aparte,</p>
--	---	---	---

			para posteriormente ser vertido en el tanque.
Equipos de muestreo	<ul style="list-style-type: none"> <li>_ Agua potable.</li> <li>_ Tanque de almacenamiento de 500 lt.</li> <li>_ Baldes, botellas de plástico, botellas de vidrio.</li> <li>_ Regletas.</li> <li>_ Guantes, mascarillas.</li> <li>_ Embudo.</li> <li>_ Refrigeradora.</li> <li>_ Hielera.</li> <li>_ Envases limpios de un galón.</li> <li>_ Envases esterilizados de 100 ml.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Disponibilidad de materiales y equipos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Solicitar a los habitantes el tanque de reserva y cualquier material con el que pueda aportar al estudio.</li> <li>_Aportar con los materiales y equipos faltantes</li> </ul>
Intervalos de muestreo	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Evitar variaciones en el caudal de aguas residuales crudas.</li> <li>_Conservación de la muestra.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>_La comunidad de Napints no cuenta con sistemas de descarga de aguas residuales.</li> <li>_No se pueden almacenar muestras simples en la comunidad de Napurak</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>_Explicar a la comunidad la forma eficiente de verter el agua residual de los baldes en el tanque.</li> <li>_Solicitar a los habitantes el uso adecuado de guantes y mascarillas.</li> <li>_ Evitar generar resaltos y excesivas turbulencias que liberen gases</li> </ul>

			<p>disueltos, al momento de la descarga en el tanque.</p> <p>_Establecer intervalos de muestreo.</p> <p>_ Definir 4 horas para la toma de muestras durante el día 26 de septiembre en Napints.</p> <p>___ Anticipar la toma de muestras en 2 fosas sépticas desde las 6:30 am, para el día 27 de septiembre en Napurak,</p>
<p>Conservación de las muestras</p>	<p>_Medios refrigerantes.</p> <p>_Mantener la cadena de frío.</p>	<p>_ La comunidad de Napurak no pudo facilitar un refrigerador lo que impedía muestreos en periodos extendidos.</p> <p>_ El laboratorio de saneamiento de ETAPA EP receptaba las muestras el día viernes 27 de septiembre del 2019 hasta las 2 pm.</p> <p>_Se requerían 6 horas de viaje entre la zona de muestreo y el laboratorio.</p> <p>_Depender de un bus interprovincial para el transporte de las muestras.</p>	<p>_Asegurar un vehículo particular para el transporte de las muestras desde la comunidad hasta la estación de buses del cantón de Gualaquiza.</p> <p>_ Disponer de hieleras para el transporte de las muestras.</p> <p>_Iniciar la mezcla de muestras compuestas desde las 6:30 del 27 de septiembre en la comunidad de Napints.</p> <p>_Tomar 2 muestras en paralelo de 2 fosas sépticas de la comunidad de Napurak, desde las 6:50 am, en un periodo</p>

			de 40 minutos con intervalos de 10 minutos.  _Almacenar y sellar adecuadamente las muestras dentro de las hieleras de transporte.
Volumen de muestras	_Obtener una muestra compuesta que oscile entre los 2 a 4 lt.	_Ninguna	_Establecer muestras simples de 1 lt.  _ Combinar 4 muestras simples para obtener la muestra compuesta.
Muestra simple	_El volumen de la muestra está en función del caudal del agua residual.	_La comunidad de Napints no cuenta con sistemas de descarga de aguas residuales, por lo que no genera caudales.	_ Definir empíricamente muestras simples de 1 lt.
Muestra compuesta	_Volumen de muestra simple.	_Muestras simples de volumen empírico.  __ El laboratorio de saneamiento de ETAPA EP solicitaba muestras conformadas de 1 galón en un recipiente limpio y 200 ml almacenados en 2 frascos esterilizados, por muestra	_ Establecer muestras compuestas de 4 lt.  _Dividir la mezcla en 1 galón en un recipiente limpio y 200 ml almacenados en 2 frascos esterilizados, por muestra.

Limitaciones de la campaña de muestreo y metodologías adoptadas para la obtención de muestras representativas

Fuente: Elaboración propia

### Procedimiento aplicado para la realización de la campaña de muestreo.

En base a las adaptaciones metodológicas, se formuló un procedimiento coherente para la realización de la campaña de muestreo aplicada en la comunidad de estudio. El proceso fue dividido por etapas, según muestra la Tabla A2.2. Cada una estaba compuesta por objetivos puntuales, en la cual se evaluó si el objetivo fue alcanzado.

**Tabla A2. 2 Planificación de la campaña de muestreo**

Etapa	Fecha de aplicación	Objetivos de la etapa	Logrado
1ra	22/09/2019	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Informar a la comunidad de Napints acerca de la campaña de muestreo.</li> <li>• Identificar las limitaciones que condicionarían la campaña.</li> </ul>	<p>✓</p> <p>✓</p>
2da	23/09/2019	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Adquisición del tanque de 500 lt prestado por un habitante de la comunidad.</li> <li>• Posicionamiento y ubicación del tanque en la periferia sur de la comunidad de Napints.</li> <li>• Disposición de 2 refrigeradoras para el almacenamiento de muestras.</li> <li>• Recaudación de materiales restantes.</li> </ul>	<p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p>
3ra	24/09/2019	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Convenios verbales que permitan extraer muestras de dos fosas sépticas de la comunidad Napurak.</li> <li>• Disposición de un refrigerador para el almacenamiento de muestras simples</li> </ul>	<p>✓</p> <p>X</p>
4ta	25/09/2019	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Entrega de guantes y mascarillas al vicepresidente de la comunidad.</li> <li>• Explicación del procedimiento de vertido del agua residual de los baldes al tanque.</li> <li>• Recalcar a los habitantes que al momento de verter el agua residual al tanque eviten hacerlo dos personas a la vez.</li> </ul>	<p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p> <p>✓</p>



6ta	27/09/219	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Disponer de un vehículo particular. ✓</li> <li>• Mezclar las muestras simples de la comunidad de Napints para obtener las muestras compuestas desde las 6:30 am. ✓</li> <li>• Distribuir cada muestra compuesta en los recipientes solicitados. ✓</li> <li>• Almacenar y sellar las muestras en las hieleras. ✓</li> <li>• Trasladarse a la comunidad de Napurak. ✓</li> <li>• Tomar 4 muestras simples de un litro, de a fosa séptica N° 1, en botellas limpias de plástico o vidrio desde las 6:50 hasta las 7:30, en intervalos de 10 minutos por muestra. ✓</li> <li>• Almacenar las muestras “KA” en una hielera. ✓</li> <li>• Tomar 4 muestras simples de un litro, de a fosa séptica N° 2, en botellas limpias de plástico o vidrio desde las 6:50 hasta las 7:30, en intervalos de 10 minutos por muestra. ✓</li> <li>• Almacenar las muestras “KB” en una hielera. ✓</li> <li>• Mezclar las muestras simples para obtener las muestras compuestas desde las 7:30 am. ✓</li> <li>• Almacenar y sellar las muestras obtenidas de Napurak. ✓</li> <li>• Trasladarse a la estación de buses del Cantón de Gualaquiza. ✓</li> <li>• Entregar las muestras antes de las 2 pm en el laboratorio de saneamiento de ETAPA ubicada en la Panamericana Norte km 15/2. ✓</li> </ul>	
-----	-----------	---	--

Fuente: Elaboración propia

**Consideraciones:**

- El tanque de 500 lt fue el embace de almacenamiento de mayor volumen con el que contaban los habitantes de la comunidad, razón por la cual fue utilizado para el estudio.
- Se estimó un aporte mínimo de 3 lt/hab/día y máximo de 6 lt/hab/día, motivo por el cual el volumen del tanque permitiría un solo día de almacenamiento, ya que Napints está conformada actualmente por 62 habitantes.
- Previo a la recolección de las aguas residuales de la comunidad de Napints, el tanque de 500 lt fue limpiado y suministrado de 120 litros de agua potable, para evitar las altas concentraciones de contaminantes que se podrían generar en los resultados de las muestras.
- El tanque de 500 lt no fue ubicado en el lugar de descarga de los uriniales de la comunidad, puesto que, era de acceso limitado por las condiciones de insalubridad del sitio.
- En Napints se dispuso de 2 refrigeradoras advirtiendo a los propietarios que serían almacenadas muestras de agua residual. Consideración que fue aceptada, sin embargo, en Napurak la proposición fue rechazada.
- En Napurak, por la falta de un sistema de refrigeración, no fue posible tomar muestras en diferentes horarios, siendo el único disponible, la mañana del día de entrega.
- La forma correcta de vertido, fue explicada a los representantes de familia. Se dio énfasis a realizar un vertido lento y controlado, por otro lado, se advirtió que dos personas no debían verter sus baldes en el tanque simultáneamente, ya que se intentaba evitar las variaciones de caudal.
- Los baldes destinados a contener aguas residuales negras eran previamente llenados con 3 litros de agua potable, para simular una descarga de un inodoro regular y evitar las altas concentraciones.
- Las muestras fueron tomadas en los horarios establecidos por medio de baldes embudos y botellas de un litro, para posteriormente ser almacenadas en los respectivos refrigeradores.
- Las muestras compuestas fueron mezcladas en baldes limpios el día 27 de septiembre desde las 6:30 am.

- 4 muestras compuestas fueron adquiridas en Napints el día 26 de septiembre en 4 horarios establecidos.
- Se dio por finalizado el almacenamiento de aguas residuales en el tanque de 500 lt el día 26 de septiembre a la 21:00.
- 2 muestras compuestas fueron adquiridas en Napurak el día 27 de septiembre en 1 solo horario establecido.

### ANEXO 3: Resultados de la caracterización del agua residual de la comunidad de Napints.

De acuerdo a los parámetros priorizados para el estudio, la Tabla A3.1 presenta las fechas de realización y los métodos empleados por ETAPA EP, para los análisis de laboratorio aplicados a las muestras obtenidas.

**Tabla A3. 1 Métodos empleados para la caracterización de las aguas residuales**

PARÁMETRO	MÉTODO	FECHA DE REALIZACIÓN	UNIDAD
DBO <sub>5</sub>	PEE/LS/FQ/01	27/09/2019 02/10/2019	mg/lt
DQO	PEE/LS/FQ/06	27/09/2019	mg/lt
SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES (S.S.T)	PEE/LS/FQ/04	27/09/2019	mg/lt
COLIFORMES TOTALES (C.T)	SM 9222 E	27/09/2019 28/09/2019	NMP/100 ml

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, los resultados de los análisis son presentados en la Tabla A3.2, la copia original se junta en el Anexo 4.

**Tabla A3. 2 Resultados de los análisis de laboratorio**

Parámetro	Napints 1 Muestra "D"	Napints 2 Muestra "C"	Napints 3 Muestra "B"	Napints 4 Muestra "A"	Napurak 1 Muestra "KB"	Napurak 2 Muestra "KA"	Unidad
	376/03/19	376/04/19	376/05/19	376/06/19	376/01/19	376/02/19	
DBO <sub>5</sub>	1000	435	345	198	26	50	mg/lt
DQO	1999	993	726	566	180	154	mg/lt
S.S.T	785	555	395	350	82	128	mg/lt
C.T	4.9E+07	5.4 E+07	3.3 E+06	-	2.3 E+06	1.3 E+06	mg/lt

Fuente: Elaboración propia

### Análisis de los resultados de la caracterización de las aguas residuales.

Se realizó un análisis comparativo entre los valores típicos obtenidos en las caracterizaciones de aguas residuales realizadas por diferentes autores, con los resultados obtenidos del estudio.

Metcalf y Eddy (1995) presentan los valores típicos de análisis rutinarios, de la caracterización de aguas residuales domésticas, clasificándolas en concentraciones: débiles, medias y fuertes. Según muestra la Tabla A3.3

**Tabla A3. 3 Composición típica del agua residual bruta**

Parámetro	Concentración			Unidad
	Débil	Media	Fuerte	
DBO <sub>5</sub>	110	220	400	mg/lt
DQO	250	500	1000	mg/lt
S.S.T	100	220	350	mg/lt
Nitrógeno (N)	20	40	80	mg/l
C.T	10E+06 a	10E+07	10E+08	NMP/100 ml
	10E+07	a 10E+08	a 10E+09	

Fuente: (Metcalf & Eddy, 1995) Tabla 3-16

Por otra parte, ETAPA EP (2016) comparte los valores promedio de las caracterizaciones del agua residual cruda afluente al sistema de lagunas de estabilización de Ucubamba, ubicada en la ciudad de Cuenca. (Tabla A4.4).

**Tabla A3. 4 Concentraciones típicas del agua residual afluyente al sistema de lagunas de estabilización de Ucubamba-Cuenca.**

Parámetros	Concentración promedio	Unidad
DBO <sub>5</sub>	115	mg/l
DQO	280	mg/l
Nitrógeno	26	mg/l
S.S.T	201	mg/l
C.T	3.7 E+07	NMP/100 ml

Fuente: (ETAPA, 2016)Tabla 4.2.2

Como se puede observar, en comparación con los valores presentados en las Tablas 4.5 y 4.6, los valores obtenidos en la caracterización del agua residual de la comunidad de Napints, denotan concentraciones variables que podrían ser utilizadas o no para el estudio, según cada muestra.

Es por esta razón que, en la la Tabla A3.5 se presentan observaciones que permitieron validar o invalidar los resultados obtenidos del análisis según cada muestra en particular. Posteriormente, los valores validados fueron promediados con la finalidad de centralizar los resultados, volviéndolos aptos para el estudio.

**Tabla A3. 5 Análisis y validación de muestras a considerar para el estudio.**

Muestra	Observaciones	Conclusión
<p>“A”</p> <p>11:30-12:30</p> <p>26/09/2019</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Presenta valores aceptables en cuanto DBO<sub>5</sub>, DQO y S.S.T.</li> <li>▪ Carece de concentraciones de Coliformes Totales.</li> <li>▪ La ausencia de C.T podría deberse a la hora en la que fue tomada la muestra.</li> <li>▪ Se consideraría útil para el estudio si se omite el parámetro de C.T en el promedio general.</li> </ul>	<p>Todos los parámetros son válidos, excepto las C.T.</p>
<p>“B”</p> <p>14:30-15:30</p> <p>26/09/2019</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Presenta valores aceptables en cuanto DBO<sub>5</sub>.</li> <li>▪ S.S.T sobrepasan la concentración “fuerte” de la Tabla 4.5.</li> <li>▪ DQO tiene una concentración “fuerte” de acuerdo a la Tabla 4.5.</li> <li>▪ C.T tiene una concentración inferior a la “débil” de la Tabla 4.5.</li> <li>▪ Al promediar los parámetros se obtendría valores centralizados.</li> </ul>	<p>Todos los parámetros son válidos.</p>
	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ DBO<sub>5</sub>, DQO y S.S.T sobrepasan excesivamente la concentración “fuerte” de la Tabla 4.5.</li> </ul>	

<p>“C” 17:30-18:30 26/09/2019</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ C.T tiene una concentración “mediana” de acuerdo a la Tabla 4.5.</li> <li>▪ Las concentraciones altas podrían deberse a que, en un momento determinado entre las 15:30 – 17:30 se realizó un vertido de aguas grises en el tanque.</li> <li>▪ El único parámetro utilizable seria la concentración de C.T</li> </ul>	<p>Todos los parámetros son inválidos, excepto las C.T.</p>
<p>“D” 19:30-20:30 26/09/2019</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ DBO<sub>5</sub>, DQO y S.S.T sobrepasan sobre-excesivamente la concentración “fuerte” de la Tabla 4.5.</li> <li>▪ C.T tiene una concentración “media” de acuerdo a la Tabla 4.5.</li> <li>▪ Las concentraciones altas podrían deberse a que el tanque de almacenamiento, en sus últimas horas de servicio fue sobresaturado.</li> <li>▪ El único parámetro utilizable seria la concentración de C.T</li> </ul>	<p>Todos los parámetros son inválidos, excepto las C.T.</p>
<p>“KA” 6:30-7:30 27/09/2019</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Presenta valores aceptables en cuanto S.S.T.</li> <li>▪ DBO<sub>5</sub>, DQO y C.T tiene una concentración inferior a la “débil” de acuerdo a la Tabla 4.5.</li> <li>▪ Las bajas concentraciones se deben a la hora en la que fue tomada la muestra, ya que es una hora de poco flujo de aporte de aguas residuales.</li> <li>▪ Promediar los parámetros de bajas concentraciones permitirían obtener valores centralizados, respecto a las altas concentraciones presentes en las otras muestras.</li> </ul>	<p>Todos los parámetros son validos</p>
<p>“KB” 6:30-7:30 27/09/2019</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ DBO<sub>5</sub>, DQO, S.S.T y C.T tiene una concentración inferior a la “débil” de acuerdo a la Tabla 4.5.</li> <li>▪ Las bajas concentraciones se deben a la hora en la que fue tomada la muestra, ya que es una hora de poco flujo de aporte de aguas residuales.</li> <li>▪ Promediar los parámetros de bajas concentraciones permitirían obtener valores centralizados, respecto a las altas concentraciones presentes en las otras muestras.</li> </ul>	<p>Todos los parámetros son validos</p>

Fuente: Elaboración propia

**ANEXO 4: Resultados de la caracterización**

<b>LABORATORIO DE SANEAMIENTO</b> Panamericana Norte Km. 5 y 1/2. – Cuenca Telf.: 4175557 - 4175568	Laboratorio de Ensayo Acreditado por el SAE con Acreditación N° OAE LE 2C 06-004	Página 1 de 2
---	---	---------------

FECHA: 2019/10/04

INFORME N°: 376/19

**CLIENTE**
NOMBRE: SR DORIAN PAREDES ENCALADA  
DIRECCIÓN: Machala
**MUESTRA**
CODIGO: 376/01-06/19  
DESCRIPCIÓN: Agua Residual  
PROCEDENCIA: Gualaquiza  
FECHA DE RECEPCIÓN: 2019/09/27  
ENTREGADAS POR: Sr. Dorian Paredes
**RESULTADOS**

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	COMUNIDAD NAPURAK 1 376/01/19	COMUNIDAD NAPURAK 2 376/02/19
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2019/09/27 2019/10/02	mg/l	26	50
DQO	PEE/LS/FQ/06	2019/09/27	mg/l	180	154
SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/04	2019/09/27	mg/l	82	128
COLIFORMES TOTALES	SM 9221 E	2019/09/27 2019/09/29	NMP/ 100 ml	2.3E+06	1.3E+06
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	SM 9221 E	2019/09/28 2019/09/30	NMP/ 100 ml	1.3E+05	1.1E+05

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	NAPINTS 1 376/03/19	NAPINTS 2 376/04/19
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2019/09/27 2019/10/02	mg/l	1000	435
DQO	PEE/LS/FQ/06	2019/09/27	mg/l	1999	993
SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/04	2019/09/27	mg/l	785	555
COLIFORMES TOTALES	SM 9221 E	2019/09/27 2019/09/29	NMP/ 100 ml	4.9E+07	5.4E+07
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	SM 9221 E	2019/09/28 2019/09/30	NMP/ 100 ml	2.6E+06	1.3E+06

PARAMETRO	METODO	FECHA REALIZACION	UNIDADES	NAPINTS 3 376/05/19	NAPINTS 4 376/06/19
DBO5	PEE/LS/FQ/01	2019/09/27 2019/10/02	mg/l	345	198
DQO	PEE/LS/FQ/06	2019/09/27	mg/l	726	566
SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	PEE/LS/FQ/04	2019/09/27	mg/l	395	350
COLIFORMES TOTALES	SM 9221 E	2019/09/27 2019/09/29	NMP/ 100 ml	3.3E+06	**
COLIFORMES TERMOTOLERANTES	SM 9221 E	2019/09/28 2019/09/30	NMP/ 100 ml	6.8E+05	**

SM: STANDARD METHODS, Edición 23

\*\*No hay crecimiento en la dilución sembrada

- Los resultados contenidos en el presente informe solo afectan a los objetos sometidos al ensayo.
- Este informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.
- "Los ensayos marcados con (\*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del SAE"
- El laboratorio se descarga de responsabilidad debido a que la información del objeto de ensayo es proporcionada íntegramente por el cliente.
- La Declaración de conformidad queda excluida del informe de resultados.

<p><b>LABORATORIO DE SANEAMIENTO</b> Panamericana Norte Km. 5 y 1/2. – Cuenca Telf.: 4175557 - 4175568</p>	<p>Laboratorio de Ensayo Acreditado por el SAE con Acreditación N° OAE LE 2C 06-004</p>	<p>Página 2 de 2</p>
--	---	----------------------

PARÁMETRO	DBOS	DDO (+100)	DDO (-100)	SÓLIDOS SUSPEND.
INCERTIDUMBRE	18.12 % (95 %, k=1.96)	12.7% (95 %, k=1.96)	13.00% (95 %, k=1.96)	13.76% (95 %, k=1.96)

Atentamente,



BQF. María José Chérrez T.  
**RESPONSABLE DEL LABORATORIO**

- Los resultados contenidos en el presente informe solo afectan a los objetos sometidos al ensayo.
- Este informe no deberá reproducirse parcialmente sin la aprobación por escrito del laboratorio.
- "Los ensayos marcados con (\*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del SAE"
- El laboratorio se descarga de responsabilidad debido a que la información del objeto de ensayo es proporcionada íntegramente por el cliente.
- La Declaración de conformidad queda excluida del informe de resultados.

## ANEXO 5: Memoria fotográfica



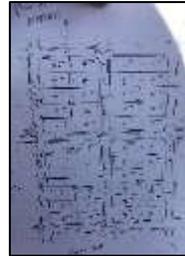
Vista panorámica de la comunidad de Napints



Entrada a la comunidad de Napints



Área social de la comunidad



Distribución urbanística de la comunidad de Napints



Explicación de la Campaña de muestreo a la comunidad de Napints



Tanque de 500 Lt facilitado por la comunidad



Tanque de 500 Lt con 200 Lt de agua potable



Urinales de la comunidad de Napints



Tanque de 16.5 Lt utilizado para la recolección de la descarga de los urinales



Tubería de descarga de los urinales



Obtención de muestras compuestas, comunidad de Napints



Obtención de muestras compuestas de los pozos ciegos de la comunidad de Napurak



Almacenamiento de muestras en hieleras



Equipo de geolocalización utilizado para la obtención de coordenadas UTM

## ANEXO 6: Tabla de relaciones hidráulicas y resultados del diseño de la red de alcantarillado sanitario.

Tabla A6. 1 *Relaciones hidráulicas*

$Q/Q_0$	$V/V_0$	$d/D$	$Rh/Rho$	$H/D$
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000
0,01	0,292	0,092	0,239	0,041
0,02	0,362	0,124	0,315	0,067
0,03	0,400	0,148	0,370	0,086
0,04	0,427	0,165	0,410	0,102
0,05	0,453	0,182	0,449	0,116
0,06	0,473	0,196	0,481	0,128
0,07	0,492	0,210	0,510	0,140
0,08	0,505	0,220	0,530	0,151
0,09	0,520	0,232	0,554	0,161
0,10	0,540	0,248	0,586	0,170
0,11	0,553	0,258	0,606	0,179
0,12	0,570	0,270	0,630	0,188
0,13	0,580	0,280	0,650	0,197
0,14	0,590	0,289	0,668	0,205
0,15	0,600	0,298	0,686	0,213
0,16	0,613	0,308	0,704	0,221
0,17	0,624	0,315	0,716	0,229
0,18	0,634	0,323	0,729	0,236
0,19	0,645	0,334	0,748	0,244
0,20	0,656	0,346	0,768	0,251
0,21	0,664	0,353	0,780	0,258
0,22	0,672	0,362	0,795	0,266
0,23	0,680	0,370	0,809	0,273
0,24	0,687	0,379	0,824	0,280
0,25	0,695	0,386	0,836	0,287
0,26	0,700	0,393	0,848	0,294
0,27	0,706	0,400	0,860	0,300
0,28	0,713	0,409	0,874	0,307
0,29	0,720	0,417	0,886	0,314
0,30	0,729	0,424	0,896	0,321
0,31	0,732	0,431	0,907	0,328
0,32	0,740	0,439	0,919	0,334
0,33	0,750	0,447	0,931	0,341

0,34	0,755	0,452	0,938	0,348
0,35	0,760	0,460	0,950	0,354
0,36	0,768	0,468	0,962	0,361
0,37	0,776	0,476	0,974	0,368
0,38	0,781	0,482	0,983	0,374
0,39	0,787	0,488	0,992	0,381
0,40	0,796	0,498	1,007	0,388
0,41	0,802	0,504	1,014	0,395
0,42	0,806	0,510	1,021	0,402
0,43	0,810	0,516	1,028	0,408
0,44	0,816	0,523	1,035	0,415
0,45	0,822	0,530	1,043	0,422
0,46	0,830	0,536	1,050	0,429
0,47	0,834	0,542	1,056	0,436
0,48	0,840	0,550	1,065	0,443
0,49	0,845	0,557	1,073	0,450
0,50	0,850	0,563	1,079	0,458
0,51	0,855	0,570	1,087	0,465
0,52	0,860	0,576	1,094	0,472
0,53	0,865	0,582	1,100	0,479
0,54	0,870	0,588	1,107	0,487
0,55	0,875	0,594	1,113	0,494
0,56	0,880	0,601	1,121	0,502
0,57	0,885	0,608	1,125	0,510
0,58	0,890	0,615	1,129	0,518
0,59	0,895	0,620	1,132	0,526
0,60	0,900	0,626	1,136	0,534
0,61	0,903	0,632	1,139	0,542
0,62	0,908	0,639	1,143	0,550
0,63	0,913	0,645	1,147	0,559
0,64	0,918	0,651	1,151	0,568
0,65	0,922	0,658	1,155	0,576
0,66	0,927	0,666	1,160	0,585
0,67	0,931	0,672	1,163	0,595
0,68	0,936	0,678	1,167	0,604
0,69	0,941	0,686	1,172	0,614
0,70	0,945	0,692	1,175	0,623
0,71	0,951	0,699	1,179	0,633
0,72	0,955	0,705	1,182	0,644
0,73	0,958	0,710	1,184	0,654
0,74	0,961	0,719	1,188	0,665
0,75	0,965	0,724	1,190	0,677
0,76	0,969	0,732	1,193	0,688

0,77	0,972	0,738	1,195	0,700
0,78	0,975	0,743	1,197	0,713
0,79	0,980	0,750	1,200	0,725
0,80	0,984	0,756	1,202	0,739
0,81	0,987	0,763	1,205	0,753
0,82	0,990	0,770	1,208	0,767
0,83	0,993	0,778	1,211	0,783
0,84	0,997	0,785	1,214	0,798
0,85	1,001	0,791	1,216	0,815
0,86	1,005	0,798	1,219	0,833
0,87	1,007	0,804	1,219	0,852
0,88	1,011	0,813	1,215	0,871
0,89	1,015	0,820	1,214	0,892
0,90	1,018	0,826	1,212	0,915
0,91	1,021	0,835	1,210	0,940
0,92	1,024	0,843	1,207	0,966
0,93	1,027	0,852	1,204	0,995
0,94	1,030	0,860	1,202	1,027
0,95	1,033	0,868	1,200	1,063
0,96	1,036	0,876	1,197	1,103
0,97	1,038	0,884	1,195	1,149
0,98	1,039	0,892	1,192	1,202
0,99	1,040	0,900	1,190	1,265
1,00	1,041	0,914	1,172	1,344
1,01	1,042	0,92	1,164	1,445
1,02	1,042	0,931	1,150	1,584

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A6. 2 Resultados: caudal de diseño**

Tramo	Pozo		Area parcial (Ha)	Densidad poblacional	Poblacion servida (Hab)		Longitud (m)		Domestico		Institucional		QMD (lt/s)	FM	QM (lt/s)			Qinf (lt/s)	Qil (lt/s)	QD (lt/s)
	De	a			Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada	% Area	lt/s	% Area	lt/s. Ha			Parcial	Acumulado	Utilizado			
A	1	2	0.07	34.59	3	3	70	70.00	100%	0.0028		0.40	0.003	3.14	0.009	0.009	1.500	0.11	0.003	1.61
B	2	3	0.2275	34.59	8	11	85	155.00	100%	0.0073		0.40	0.007	2.84	0.021	0.029	1.500	0.23	0.010	1.74
C	1	5	0.455	34.59	16	16	85	85.00	100%	0.0146		0.40	0.015	2.65	0.039	0.039	1.500	0.13	0.015	1.64
D	5	3	0.14875	34.59	6	22	70	155.00	100%	0.0048		0.40	0.005	2.93	0.014	0.053	1.500	0.23	0.020	1.75
E	3	4	0.28875	34.59	10	32	105	260.00	100%	0.0092		0.40	0.009	2.78	0.026	0.078	1.500	0.39	0.030	1.92
F	5	6	0.5775	34.59	20	36	105	190.00	83%	0.0153	17%	0.40	0.055	2.59	0.143	0.182	1.500	0.29	0.033	1.82
G	1	7	0.2275	34.59	8	8	70	70.00	100%	0.0073		0.40	0.007	2.84	0.021	0.021	1.500	0.11	0.007	1.61
H	7	8	0.07	34.59	3	11	85	155.00	100%	0.0022		0.40	0.002	3.14	0.007	0.028	1.500	0.23	0.010	1.74
I	5	8	0.14875	34.59	6	22	70	155.00	100%	0.0048		0.40	0.005	2.93	0.014	0.053	1.500	0.23	0.020	1.75
J	8	9	0.28875	34.59	10	43	105	415.00	99%	0.0091	1%	0.40	0.011	2.78	0.029	0.110	1.500	0.62	0.040	2.16
K	9	6	0.07875	34.59	3	46	70	485.00	84%	0.0021	16%	0.40	0.007	3.14	0.023	0.132	1.500	0.73	0.043	2.27
L	6	4	0.07875	34.59	3	85	70	745.00	70%	0.0018	30%	0.40	0.011	3.14	0.035	0.350	1.500	1.12	0.079	2.70
M	4	10					28	1033.00								0.428	1.500	1.55		3.05
N	10	11					71.8	1104.80								0.428	1.500	1.66		3.16
O	11	12					43.3	1148.10								0.428	1.500	1.72		3.22
P	12	13					22.1	1170.20								0.428	1.500	1.76		3.26
Q	13	14					23.9	1194.10								0.428	1.500	1.79		3.29
R	14	15					21	1215.10								0.428	1.500	1.82		3.32
S	15	16					32.8	1247.90								0.428	1.500	1.87		3.37
T	16	17					84.76	1332.66								0.428	1.500	2.00		3.50
U	17	Z					14.05	1346.71								0.428	1.500	2.02		3.52

Fuente: Elaboración propia



**ANEXO 7: Planos en planta y perfil de la red de alcantarillado sanitario y descarga en el cuerpo receptor**

## ANEXO 8: Diseño de la red de distribución del HAFS.S.TF

### Formulación empleada

<b>N° de Tuberías laterales (Tln):</b>	$Tln = \frac{b_H}{etl} \times 2$	Tln= Cantidad d tuberías laterales (-) b <sub>H</sub> = Ancho del lecho individual del HAFS.S.TF (m) etl=Espacio entre tuberías impuesto (-)
<b>Longitud de Tubería Lateral (Ltl):</b>	$Ltl = \frac{L_H}{2} - 0.3$	Ltl= Longitud de Tubería Lateral (m) L <sub>H</sub> = Largo del lecho individual del HAFS.S.TF (m)
<b>N° de Orificios laterales (O<sub>n</sub>):</b>	$O_n = \frac{Ltl}{e_o}$	e <sub>o</sub> =Espacio entre orificios impuesto (-)
<b>Flujo por dosis (Fd):</b>	$Fd = \frac{Qd}{Td}$	Qd = Caudal de diseño $\left(\frac{lt}{dia}\right)$ Td=Tasa de dosificación $\left(\frac{Pulsos}{dia}\right)$
<b>Tiempo e pulso (tp):</b>	$tp = \frac{Fd}{Qd \times 24}$	Qd = Caudal de diseño $\left(\frac{lt}{dia}\right)$ tp=Tiempo de pulso (h)
<b>Caudal en el último orificio lateral (q<sub>n</sub>):</b> Una vez determinadas las proporciones geométricas de la red, debe asegurarse satisfacer el caudal requerido en las tuberías y orificios, por gravedad o de ser necesario aplicar sistemas de bombeo.	$q_n = c \times Do^2 \times \sqrt{2 \times g \times hn}$	q <sub>n</sub> = Caudal en el último orificio lateral $\left(\frac{m^3}{s}\right)$ c = Coeficiente de descarga (PVC=0.61) (-) Do= Diámetro del orificio (m) hn= Altura de la línea de energía impuesta en el último orificio (m)
<b>Caudal en cada tubería lateral (q<sub>lt</sub>):</b>	$q_{lt} = q_n \times O_n$	q <sub>lt</sub> = Caudal en cada tubería lateral $\left(\frac{m^3}{s}\right)$ q <sub>n</sub> = Caudal en el último orificio lateral $\left(\frac{m^3}{s}\right)$
<b>Perdida de energía en la tubería lateral (h<sub>ft</sub>):</b> Se mide desde el primer orificio hasta el último, y se calcula por medio de la fórmula de Hazem-Wiliams	$h_{ft} = \frac{2.09 \times Ltl \times \left(\frac{q_{lt}}{C}\right)^{1.85}}{D_{tl}^{4.87}}$	D <sub>lt</sub> = Diámetro de la tubería lateral (m) C= Coeficiente de Hazem-Wiliams (PVC=150) (-)
<b>Perdida de energía en el colector principal (h<sub>fTD</sub>):</b>	$h_{fTD} = \frac{h_{ft}}{3} = \Delta h_{(1-n)}$	h <sub>ft</sub> = Perdida de energía en la tubería lateral (m) Δ h <sub>(1-n)</sub> = Diferencia de alturas de energía entre el primer y último orificio (m)

<b>Perdida de energía del sistema de distribución (h<sub>m</sub>):</b>	$h_{fD} = h_{fTD} + (h_{ft} \times Tnl)$	h <sub>m</sub> = Perdida de energía en la tubería lateral (m) Δ h <sub>(1-n)</sub> = Diferencia de alturas de energía entre el primer y último orificio (m)
<b>Diferencia de alturas de energía entre el primer y último orificio (Δ h<sub>(1-n)</sub>):</b>	$\Delta h_{(1-n)} = h_1 - h_n$ $h_1 = h_n + \Delta h_{(1-n)}$ $h_1 = h_n + \frac{h_{ft}}{3}$	h <sub>1</sub> = Altura de la línea de energía real en el primer orificio (m) h <sub>n</sub> = Altura de la línea de energía impuesta en el último orificio (m) h <sub>m</sub> = Perdida de energía en la tubería lateral (m)
<b>Diferencia porcentual entre las alturas de energía del primer y último orificio (m):</b> El diseño de la red de distribución es satisfactorio si la relación entre las alturas de energía entre el primer y último orificio no supera el 2% (Rojas, 2008).	$m = \left( 1 - \sqrt{\frac{h_n}{h_1}} \right) \times 100$ $m \geq 2\%$	m= Diferencia porcentual entre las alturas de energía del primer y último orificio (%) h <sub>1</sub> = Altura de la línea de energía real en el primer orificio (m) h <sub>n</sub> = Altura de la línea de energía impuesta en el último orificio (m)
<b>Caudal sección llena (QSL):</b>	$QSL = 0.312 \left( \frac{D^{\frac{8}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \right)$	D= Diámetro Ramal/Colector (m) S = Pendiente de la línea de energía (-) n = Coeficiente de rugosidad de Manning (-)
<b>Velocidad Sección Llena (VSL):</b>	$VSL = \frac{4 \times QSL}{\pi \times D^2}$	QSL= Caudal sección llena Ramal/Colector $\left(\frac{Lt}{s}\right)$
<b>Relación de caudales (q/QSL):</b> Valor necesario para aplicar Relaciones Hidráulicas, véase Anexo 6.	$\frac{Qd}{QSL}$	QSL= Caudal sección llena Ramal/Colector $\left(\frac{Lt}{s}\right)$ Qd = Caudal de diseño $\left(\frac{lt}{día}\right)$
<b>Velocidad inicial real (VR):</b>	$VR = VSL \times \frac{v}{VSL}$	$\frac{v}{VSL}$ = Relación hidráulica de velocidades: Anexo 6 (-)
<b>Altura de energía del primer punto (Ei)</b>	$Ei = \frac{VR^2}{2 \times g}$	VR= Velocidad inicial real $\left(\frac{m}{s}\right)$
<b>Número de Reynolds (Re):</b>	$Re = \frac{\rho \times D \times VR}{\mu}$	ρ = Densidad del Fluido $\left(\frac{Kg}{sm^3}\right)$ μ = Viscosidad dinámica del fluido $\left(\frac{Pa}{s}\right)$ D= Diámetro Lateral/Colector (m)

<p><b>Factor de fricción de Colebrook-White (f):</b> Es necesario para determinar las pérdidas a partir de la formulación de Darcy Weisbach.</p>	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{f}} \right)$	<p>D= Diámetro Lateral/Colector (m)  <math>\varepsilon</math> = Rugosidad Absoluta (PVC=0.00001m)</p>
<p><b>Formula de Darcy-Weisbach: pérdidas de carga (hfL):</b></p>	$h_r = f \times \frac{L_t}{D} \times E_i$	<p>D= Diámetro Lateral/Colector (m)                  E<sub>i</sub>= Altura de energía inicial (m)                  L<sub>t</sub>= Longitud de tubería(m)</p>
<p><b>Formula de Darcy-Weisbach: pérdidas de carga por accesorios (hfA):</b></p>	$h_r = f \times \frac{k}{D} \times E_i$	<p>D= Diámetro Lateral/Colector (m)                  E<sub>i</sub>= Altura de energía inicial (m)                  k= Longitud equivalente de los accesorios (m)</p>
<p><b>Velocidad en el segundo punto (Vf):</b> Se obtiene a través de la ecuación de Bernoulli, sin considerar presiones.</p>	$V_f = \sqrt{2 \times g \times (E_i + \Delta h - h_f)}$	<p>E<sub>i</sub>= Altura de energía inicial (m)                  h<sub>f</sub>= Sumatoria de pérdidas presentes en el tramo(m)                  V<sub>f</sub> = Velocidad final del Ramal (<math>\frac{m}{s}</math>)                  Δh =Diferencia de cotas entre el primer y Segundo punto (m)</p>
<p><b>Altura de energía del segundo punto (Ei)</b></p>	$E_f = \frac{V_f^2}{2 \times g}$	<p>V<sub>f</sub>= Velocidad en el segundo punto (<math>\frac{m}{s}</math>)</p>

Fuente: (Rojas, 2008) Sección 25.6

### Sistema de distribución 1ra Etapa

Para el diseño se consideró una red de tuberías de 160 mm de diámetro, conectadas a tuberías de descarga de 110 mm de diámetro, separadas cada 7.07 m, ubicadas en puntos de alimentación cada 50 m<sup>2</sup>.

### Sistema de distribución 2da Etapa

En el diseño se consideró una red de distribución con tuberías de 110 mm de diámetro, provistas de orificios de 8 mm de diámetro, separados cada 2 m, con una altura de chorro mínima de 30 cm.

**Datos empleados:****Tabla A8. 1 Datos empleados para el diseño del sistema de distribución del HAFS.S.TF.**

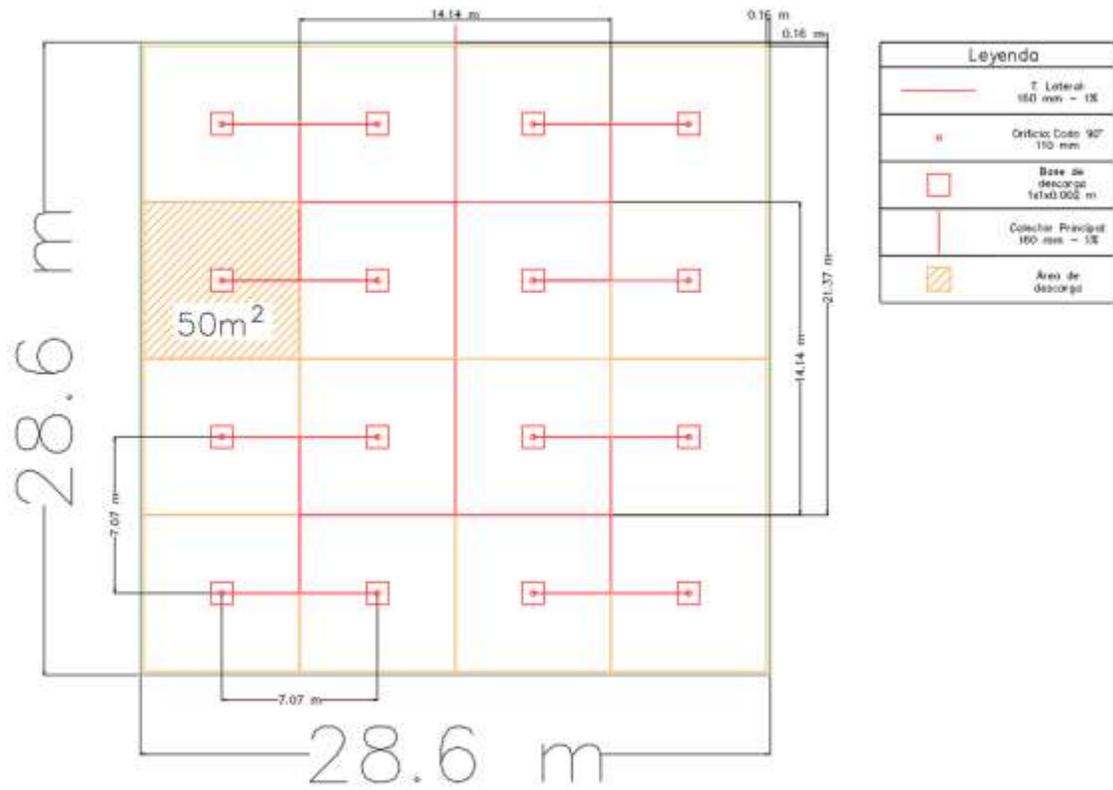
<b>Datos necesarios</b>			
<b>Parámetros</b>	<b>Valor</b>		<b>Unidad</b>
	<b>1ra Etapa</b>	<b>2da Etapa</b>	
Qd	302832		lt/d
Coef Hazem-Wiliams	150		-
Coef de descarga	0,61		-
Altura de energía sobre el último orificio	0,0245	0,042	m
Tasa de dosificación	4	4	veces/d
Diámetro tubería lateral	0,16	0,11	m
Diámetro orificios	0,1	0,008	m
Espacio entre orificios	7,07	2	m
Espacio entre tuberías	7,07	2	m
Área del lecho HAFS.S.TF	817,96	822,15	m <sup>2</sup>
Long del lecho del HAFS.S.TF	28,60	40,50	m
Ancho de lecho del HAFS.S.TF	28,60	20,30	m

Fuente: Elaboración propia

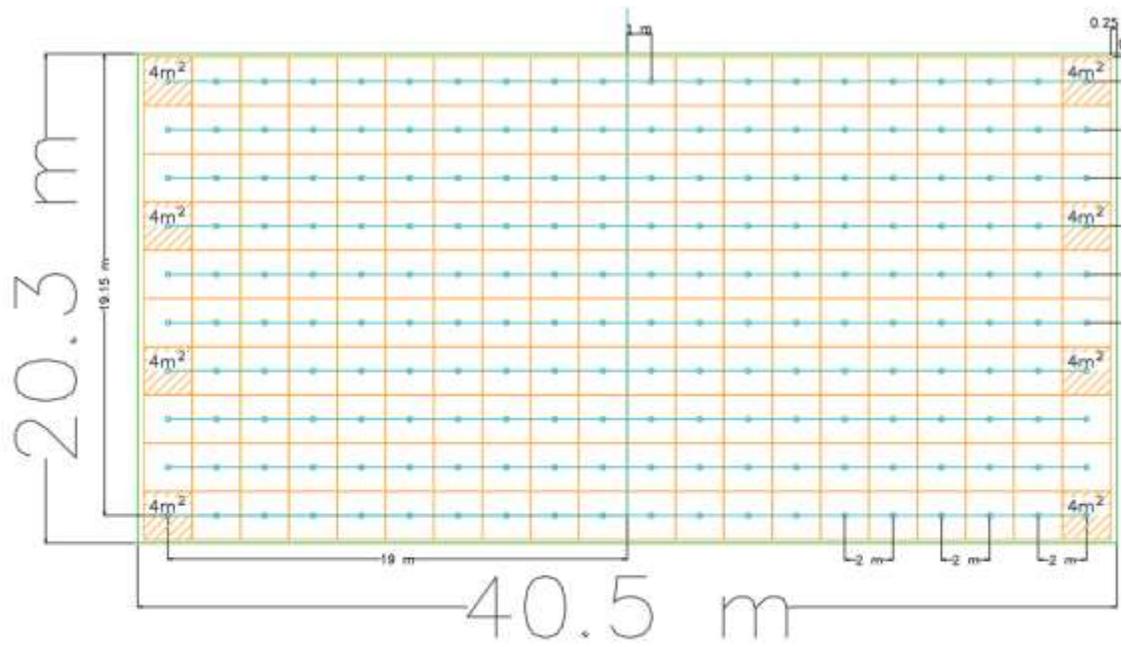
**Resultados obtenidos:** Tabla A8.2:**Tabla A8. 2 Resultados del diseño del sistema de distribución del HAFS.S.TF.**

<b>Resultados</b>			
<b>Parámetros</b>	<b>1ra Etapa</b>	<b>2da Etapa</b>	<b>Unidad</b>
Diámetro de la tubería lateral	160	110	mm
Diámetro del orificio	110	8	mm
Nº Tuberías Laterales	4	10	Tuberías
Tuberías Laterales Totales	8	20	Tuberías
Distancia entre tuberías	7,07	2,00	m
Cantidad de orificios T.Lateral	2	10	Orificios
Distancia entre orificios	7,07	2,00	m
Codos de 90° Requeridos	16	-	-
"T" Requeridas	7	19	-
Tasa de dosificación	4	4	veces/d
Tiempo de pulso por dosificación	6	6	h
Perdidas por orificios	0,20	0,87	m
Perdidas por tuberías laterales	0,02	0,10	m
Perdida en el colector	0,10	0,17	m
Perdidas Totales del Sistema	0,33	1,15	m
m	1,9996%	1,9719%	-
Diseño	<b>Satisfactorio</b>	<b>Satisfactorio</b>	-

Fuente: Elaboración propia



**Figura A8. 1 Esquema: Red de distribución 1ra Etapa. HAFS.S.TF**  
 Fuente: Elaboración propia



Leyenda	
	T. Lateral: 110 mm - 1E
	Orificio 8 mm
	Colector Principal: 110 mm - 1E
	Área de descarga

**Figura A8. 2 Esquema: Red de distribución 2da Etapa. HAFS.S.TF**  
 Fuente: Elaboración propia

### **Comprobación del flujo efectivo, a través de línea de energía hidráulica.**

La energía cinética, potencial y de pérdidas de carga conforman las alturas de energía en cualquier punto del flujo, que en conjunto forman lo que Bernoulli denominó como línea de energía.

Por lo tanto, una vez diseñado el sistema de distribución, se calculan las pérdidas ocasionadas en las tuberías y accesorios, para comprobar si la distribución espacial del HAFS.S.TF no ocasiona un desfase de la carga hidráulica, es decir que las pérdidas de energía sean mayores a la energía cinética y potencial gravitacional producidas en la circulación del fluido.

Los puntos considerados fueron:

- P1: Salida de la primera arqueta.
- P2: Entrada a la 1ra Etapa del HAFS.S.TF
- P3: Final del sistema de distribución-1ra Etapa
- P4: Salida de la segunda arqueta.
- P5: Entrada a la 1ra Etapa del HAFS.S.TF
- P6: Final del sistema de distribución-2da Etapa

Perdidas por tramo consideradas:

- Tramo 1 (P1-P2): Perdidas por longitud de tubería y accesorios.
- Tramo 2 (P2-P3): Perdidas por accesorios y las producidas por sistema de distribución en la 1ra Etapa.
- Tramo 3 (P4-P5): Perdidas por longitud de tubería y accesorios.
- Tramo 4 (P5-P6): Perdidas por accesorios y las producidas por sistema de distribución en la 2da Etapa.

**Tabla A8. 3 Pérdidas de carga en accesorios: longitudes equivalentes-PVC**

DIÁMETRO NOMINAL		20	25	32	40	50	63	75	90	110	160	200
PÉRDIDAS DE CARGA		[ m ]										
TEE		0.70	0.80	0.90	1.50	2.20	2.30	2.40	2.50	2.60	3.60	5.00
CODO 90°		1.10	1.20	1.50	2.00	3.20	3.40	3.70	3.90	4.30	5.40	5.50
CODO 45°		0.40	0.50	0.70	1.00	1.30	1.50	1.70	1.80	1.90	2.60	3.50
CODO 90° L/R		0.40	0.50	0.60	0.70	1.20	1.30	1.40	1.50	1.60	2.10	2.60
CODO 45° L/R		0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00	1.20	1.40
VÁLVULA CHECK		2.50	2.70	3.80	4.90	6.80	7.10	8.20	9.30	10.40	13.90	17.60
VÁLVULA DE BOLA		11.10	11.40	15.00	22.00	35.80	37.90	38.00	40.00	42.30	56.70	72.10
VÁLVULA DE COMPUERTA		0.10	0.20	0.30	0.40	0.70	0.80	0.90	0.90	1.00	1.20	1.40

Fuente (PLASTIGAMA, 2017)

**Datos empleados:** Tabla A8.4.

**Tabla A8. 4 Datos empleados para determinar la línea de energía del HAFS.S.TF.**

Datos Necesarios							
Parámetros	1ra Etapa			2da Etapa			Unidad
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Qd	0,0035			0,0035			m <sup>3</sup> /s
Diámetro T.Principal	0,16			0,11			m
n	0,009			0,009			-
Pendiente	1,00%			1,00%			-
Long. Tubería	0	23,6	28,6	0	12,3	20,3	m
Altura a partir de la cota de rasante	2,6	0,13	0	2,01	0,09	0	m
N° Codos de 90°	0	4	16	0	4	0	-
K	5,4			4,3			m
"T" Requeridas	0	0	7	0	0	19	-
Long. Equivalente	3,6			2,6			m
Válvula de paso	1	0	0	1	0	0	-
Long. Equivalente	56,7			42,3			m
hfD	0,00	0,00	0,33	0,00	0,00	1,15	m

Fuente: Elaboración propia

**Cálculos:** Tabla A8.5:

**Tabla A8. 5 Cálculos empleados para determinar la línea de energía del HAFS.S.TF.**

Parámetro	QO	VO	Qd/QO	Vi	Ei	Δh	Re	f	hfL	hfA	hfD	hT	Vf	Ef
Unidad	m <sup>3</sup> /s	m/s	-	m/s	m	m	-	-	m	m	m	m	m/s	m
1ra Etapa	P1						TRAMO 1							
	0,026	1,30	0,134	0,971	0,048	2,43	155335,1	0,0166	0,118	0,391	0,000	0,509	6,22	1,97
	P2						TRAMO 2						P3	
				6,22	1,973	0,13	995459,6	0,0127	-	0,427	0,330	0,757	5,13	1,34
2da Etapa	P4						TRAMO 3							
	0,010	1,013	0,36	0,98	0,049	1,93	108184,5	0,0180	0,099	0,479	0,000	0,578	5,24	1,40
	P5						TRAMO 4						P6	
				5,24	1,40	0,09	575998,0	0,0139	-	0,308	1,150	1,458	0,70	0,025

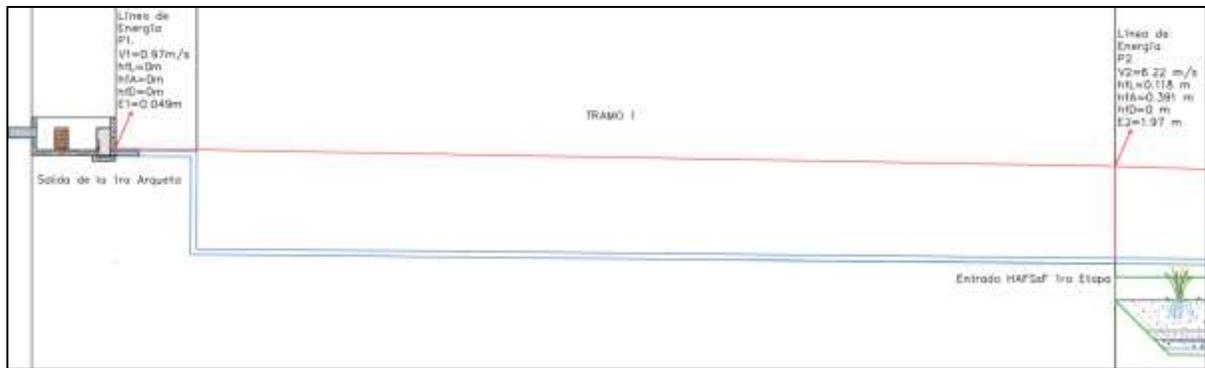
Fuente: Elaboración propia

**Resultados obtenidos: Tabla A8.2:**

**Tabla A8. 6 Resultados características de la línea de energía HAFS.S.TF.**

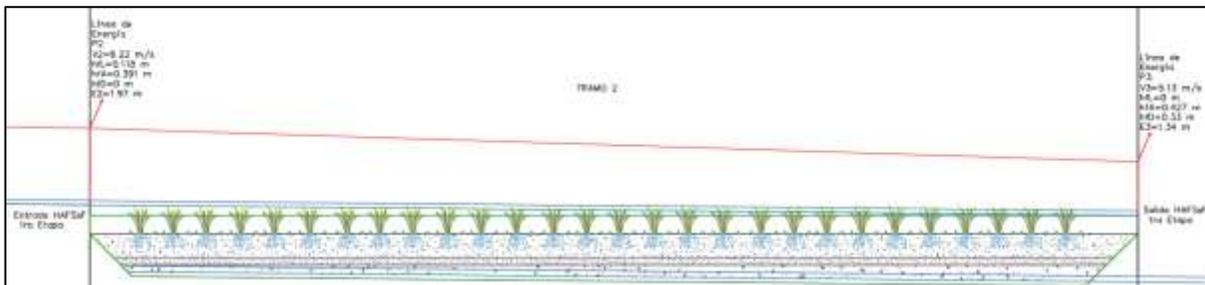
Resultados							
Parámetros	1ra Etapa			2da Etapa			Unidad
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	
Vn	0,97	6,22	5,13	0,9835	5,24	0,70	m/s
hfL	-	0,118	-	-	0,099	-	m
hfA	-	0,391	0,427	-	0,479	0,308	m
hfD	-	0,000	0,330	-	0,000	1,150	m
En	0,049	1,973	1,34	0,05	1,398	0,025	m

Fuente: Elaboración propia



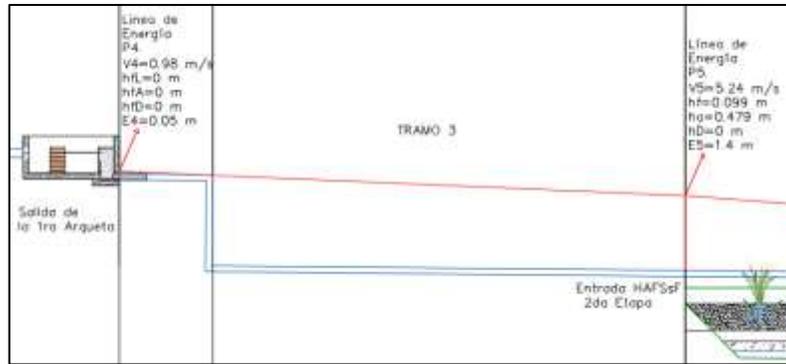
**Figura A8. 2 Esquema: Línea de Energía: Tramo 1-1ra Etapa. HAFS.S.TF**

Fuente: Elaboración propia



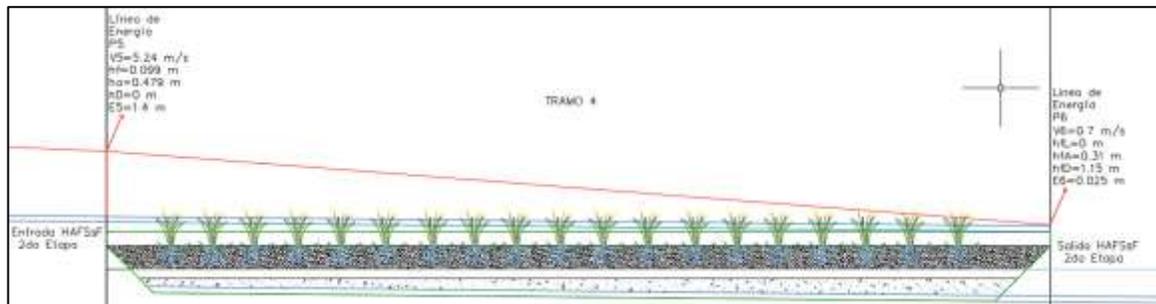
**Figura A8. 4 Esquema: Línea de Energía: Tramo 2-1ra Etapa. HAFS.S.TF**

Fuente: Elaboración propia



**Figura A8. 5 Esquema: Línea de Energía: Tramo 3-2da Etapa. HAFS.S.TF**

Fuente: Elaboración propia



**Figura A8. 6 Esquema: Línea de Energía: Tramo 1-1ra Etapa. HAFS.S.TF**

Fuente: Elaboración propia

En conclusión, la distribución espacial dispuesta para el emplazamiento del HAFS.S.TF y sus constituyentes hidráulicos, permiten un flujo efectivo por gravedad, descartando así la necesidad de bombas hidráulicas.

## ANEXO 9: Diseño de la red de drenaje del HAFS.S.TF

### Formulación empleada

<b>Área del orificio (AO):</b>	$AO = \pi \left( \frac{Do}{4} \right)^2$	Do= Diámetro del orificio (m)
<b>Caudal máximo orificio (Qo):</b>	$Qo = AO \times Vo$	Vo= Velocidad máxima admisible orificio (0.05) $\left( \frac{m}{s} \right)$
<b>N° de orificios mínimo (N°O):</b>	$N^{\circ}O = \frac{Qd}{Qo}$	Qd = Caudal de diseño $\left( \frac{m^3}{s} \right)$
<b>N° de Ramales (N°r):</b>	$N^{\circ}r = \frac{b_H}{etl} \times 2$	b <sub>H</sub> = Ancho del lecho individual del HAFS.S.TF (m) etl=Espacio entre tuberías impuesto (m)
<b>Longitud del Ramal (Lr):</b>	$Lr = \frac{L_H}{2} - 0.125$	Ltl= Longitud de Tubería Lateral (m) L <sub>H</sub> = Largo del lecho individual del HAFS.S.TF (m)
<b>N° de Orificios Totales (N°Ot):</b>	$N^{\circ}Ot = \frac{Lr \times N^{\circ}r}{e_o} * 2$	e <sub>o</sub> =Espacio entre orificios impuesto (m)
<b>Caudal por Orificio (qo):</b>	$qo = \frac{Qd}{N^{\circ}Ot}$	CfA= Coeficiente de filtración de la arena (800) Φ CF = Tamaño de la particular d la capa filtrante (m)
<b>N° de Orificios laterales (N°Or):</b>	$N^{\circ}Or = \frac{Lr}{e_o} \times 2$	e <sub>o</sub> =Espacio entre orificios impuesto (m)
<b>Caudal por Ramal (qr):</b>	$qr = qo * N^{\circ}Or$	qo = Caudal por Orificio $\left( \frac{m^3}{s} \right)$
<b>Caudal sección llena (QSL):</b>	$QSL = 0.312 \left( \frac{D^{\frac{8}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \right)$	D= Diámetro Ramal/Colector (m) S = Pendiente de la línea de energía (-) n = Coeficiente de rugosidad de Manning (-)
<b>Velocidad Sección Llena (VSL):</b>	$VSL = \frac{4 \times QSL}{\pi \times D^2}$	QSL= Caudal sección llena Ramal/Colector $\left( \frac{L^3}{s} \right)$

<p><b>Relación de caudales (q/QSL):</b> Valor necesario para aplicar Relaciones Hidráulicas, véase Anexo 6.</p>	$\frac{q}{QSL}$	<p>QSL= Caudal sección llena Ramal/Colector <math>\left(\frac{Lt}{s}\right)</math>                      q= Caudal Ramal/Colector <math>\left(\frac{Lt}{s}\right)</math></p>
<p><b>Velocidad inicial real (VR):</b></p>	$VR = VSL \times \frac{v}{VSL}$	<p><math>\frac{v}{VSL}</math> = Relación hidráulica de velocidades: Anexo 6 (-)</p>
<p><b>Altura de energía por velocidad inicial (Ei)</b></p>	$Ei = \frac{VR^2}{2 \times g}$	<p>VR= Velocidad inicial real <math>\left(\frac{m}{s}\right)</math></p>
<p><b>Número de Reynolds (Re):</b></p>	$Re = \frac{\rho \times D \times VR}{\mu}$	<p><math>\rho</math> = Densidad del Fluido <math>\left(\frac{Kg}{sm^3}\right)</math>  <math>\mu</math> = Viscosidad dinámica del fluido <math>\left(\frac{Pa}{s}\right)</math>                      D= Diámetro Ramal/Colector (m)</p>
<p><b>Facto de fricción de Colebrook-White (f):</b> Es necesario para determinar las pérdidas a partir de la formulación de Darcy Weisbach.</p>	$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{\varepsilon}{3.7 \times D} + \frac{2.51}{Re \times \sqrt{f}} \right)$	<p>D= Diámetro Ramal/Colector (m)  <math>\varepsilon</math> = Rugosidad Absoluta (PVC=0.00001m)</p>
<p><b>Perdidas de carga en la Tubería (hr/C):</b> Es la fórmula de Darcy Weisbach, modificada para Drenes.</p>	$hr = 0.331 \times f \times \frac{Pm}{4 \times Am} \times \frac{VR^2}{2 \times g}$	<p>Pm= Perímetro mojado: Relaciones hidráulicas Anexo 6 (m)                      PAm= Área mojada: Relaciones hidráulicas Anexo 6 (m)                      g= Aceleración gravitacional <math>\left(\frac{m}{s^2}\right)</math></p>
<p><b>Perdidas de carga en los orificios del ramal (hoT):</b></p>	$hoT = \frac{qo^2}{Cd^2 \times AO^2 \times 2g} N^{\circ}Or$	<p>qo = Caudal por Orificio <math>\left(\frac{m^3}{s}\right)</math>                      Cd=Coficiente de descarga (Orificios=0.61) (-)</p>
<p><b>Velocidad final real (Vr/c):</b> Se obtiene a través de la ecuación de Bernoulli, sin considerar alturas ni presiones.</p>	$V_{r/c} = \sqrt{2 \times g \times (Ei - h_{r/c} - hoT)}$ $V_r < 0.3 \frac{m}{s}$ $V_c < \frac{V_r}{0.15}$	<p>Ei= Altura de energía inicial (m)                      hr/c= Perdidas en la Tubería(m)                      hoT= Perdidas en los orificios del ramal (m)                      Vr = Velocidad final del Ramal <math>\left(\frac{m}{s}\right)</math>                      Vc = Velocidad final del Colector <math>\left(\frac{m}{s}\right)</math></p>

<p><b>Perdidas de carga en la capa filtrante del humedal (hCF):</b></p>	$h_{CF} = \frac{CF \times HLR \times 60}{CfA \times \Phi CF^2 \times (T + 10)}$	<p>CF = Profundidad de la capa de drenaje (m)                  CfA= Coeficiente de filtración de la arena (800)  <math>\Phi CF</math> = Tamaño de la particular d la capa filtrante (m)                  HLR= Tasa de carga hidráulica =0.37 <math>\left(\frac{m^3}{m^2/día}\right)</math>                  T= Temperatura del agua (°C)</p>
<p><b>Perdidas de carga en la capa de Transición/Drenaje del humedal (hCT/D):</b></p>	$h_{CF} = \frac{Qd \times (0.5 \times etl)^2}{4000 \times \Phi CT/D^{1.67} \times CT/D}$	<p>Qd = Caudal de diseño <math>\left(\frac{ft^3}{s}\right)</math>                  CfA= Coeficiente de filtración de la arena (800)  <math>\Phi CT/D</math> = Tamaño de la particular (ft)                  etl=Espacio entre tuberías impuesto (ft)</p>
<p><b>Porcentaje de pérdidas de carga (hT/hMG)</b></p>	$\frac{hT}{hMG} = \frac{hr + hoT}{hCF + hCT + hCD}$ $\frac{hT}{hMG} \times 100 < 10\%$	<p>hr/c= Perdidas en la Tubería(m)                  hoT= Perdidas en los orificios del ramal (m)                  hCF= Perdidas en capa filtrante(m)                  hCT/D= Perdidas en la capa de Transición/Drenaje (m)</p>

Fuente: Elaboración propia a partir de los datos de MIDUVI, 2012. Blacio, 2012. Gutiérrez, 2008 y Rojas, 2008.

### Sistema de Drenaje 1ra Etapa

Para el diseño se consideró una red conformada por 20 ramales laterales de 110 mm de diámetro conectados a un colector principal del mismo diámetro, fabricados de PVC. Los ramales se ubican cada 2.5 m y están dotados con orificios de 12 mm de diámetro separados cada 30 cm.

### Sistema de Drenaje 2da Etapa

Para el diseño se consideró una red conformada por 14 ramales laterales de 110 mm de diámetro conectados a un colector principal del mismo diámetro, fabricados de PVC. Los ramales se ubican cada 2.5 m y están dotados con orificios de 12 mm de diámetro separados cada 30 cm.

**Datos empleados:** Tabla A9.1.

**Tabla A9. 1 Datos empleados para el diseño del sistema de drenaje del HAFS.S.TF.**

Datos necesarios				
Parámetros		Valor		Unidad
		1ra Etapa	2da Etapa	
Qd		0,003505		m <sup>3</sup> /s
D Ramal		0,11	0,11	m
D Colector		0,11	0,11	m
D Orificios		0,012	0,012	m
Espacio entre orificios		0,3	0,3	m
Espacio entre tuberías		2,5	2,5	m
Espacio: pared - tubería		0,125	0,125	m
HAFS.S.TF	Largo del lecho	26,3	38,5	m
	Ancho del lecho	26,14	17,8	m
	CF	0,65	0,5	m
	CT	0,2	0,2	m
	CD	0,3	0,3	m
Pendiente Ramal		1,00%	1,00%	-
Pendiente Colector		1,00%	1,00%	-
Velocidad max orificios		0,05		m/s
Velocidad max ramal		0,3		m/s
Temperatura del agua		18		°C
Aceleración gravitacional		9,81		m/ seg <sup>2</sup>
HLR		0,37		m <sup>3</sup> / m <sup>2</sup> /día
Densidad del agua		1000		kg m <sup>-3</sup>
Viscosidad dinámica		0,001		Pa/s
Viscosidad cinemática		10000		Pa
Rugosidad absoluta		0,00001		m
Cf: Arena		800		-
Cd Orificos		0,61		-
n		0,009		-

Fuente: Elaboración propia

**Cálculos:** Tabla A9.2-3:

**Tabla A9. 2 Cálculo del Ramal: Sistema de drenaje 1ra-2da Etapa. HAFS.S.TF.**

Parámetro	AO	Qo	N°O	N°r	Lr	LrT	N°Oc	N°Or	qO	qr	
Unidad	m2	m3/s	orifios	-	m	m	-	-	m3/s	m3/s	
<b>Rama 1</b>	1ra Etapa	0,000113 1	0,000005 7	620	20	13,0 3	260,5	1736	86	0,000002 0	0,00017 4
	2da Etapa	0,000113 1	0,000005 7	620	14	19,1 3	267,7 5	1785	127	0,000002 0	0,00024 9

Parámetro	QSLr	VSLr	qr/QSLr	VRr	Re	f	Afr	Pm	
Unidad	m3/s	m/s	-	m/s	-	-	m	m	
<b>Ramal</b>	1ra Etapa	0,00963	1,013	0,0180	0,39	<b>42367,8</b>	0,0217	0,0004	0,0678
	2da Etapa	0,00963	1,013	0,0259	0,48	52671,9	0,0239	0,0007	0,0811

Parámetro	hr	hoT	hT	Vr	
Unidad	m	m	m	m/s	
<b>Ramal</b>	1ra Etapa	0,002101	0,003754	0,006	<b>0,18</b>
	2da Etapa	0,002573	0,005244	0,008	<b>0,28</b>

Parámetro	Φ CF	Φ CT	Φ CD	hCF	hCT	hCD	hMG	hT/hMG	
Unidad	mm	mm	mm	m	m	m	m	-	
<b>Ramal</b>	1ra Etapa	3	10	30	0,000072	0,0727	0,0077	0,0805	<b>7,27%</b>
	2da Etapa	0,2	10	30	0,012388	0,0727	0,0077	0,0929	<b>8,42%</b>

Fuente: Elaboración propia

**Tabla A9. 3 Cálculo del Colector: Sistema de drenaje 1ra-2da Etapa. HAFS.S.TF.**

Parámetro		Vcmax	QSLC	VSLC	qr/QSLC	VRC	Re	f	Afr	Pm	hr	Vc
Unidad		m/s	m <sup>3</sup> /s	m/s	-	m/s	-	-	m	m	m	m/s
Colector	1ra Etapa	1,22	0,00963	1,013	0,3640	0,9352	99656,5	0,0182	0,0038	0,1551	0,0027	0,91
	2da Etapa	1,84	0,00963	1,013	0,3640	0,9352	99656,5	0,0182	0,0038	0,1551	0,0027	0,91

Parámetro		Φ CF	Φ CT	Φ CD	hCF	hCT	hCD	hMG	hT/hMG
Unidad		mm	mm	mm	m	m	m	m	-
Colector	1ra Etapa	3	10	30	0,0001	0,0727	0,0077	0,0805	3,41%
	2da Etapa	0,2	10	30	0,012	0,0727	0,0077	0,0929	2,96%

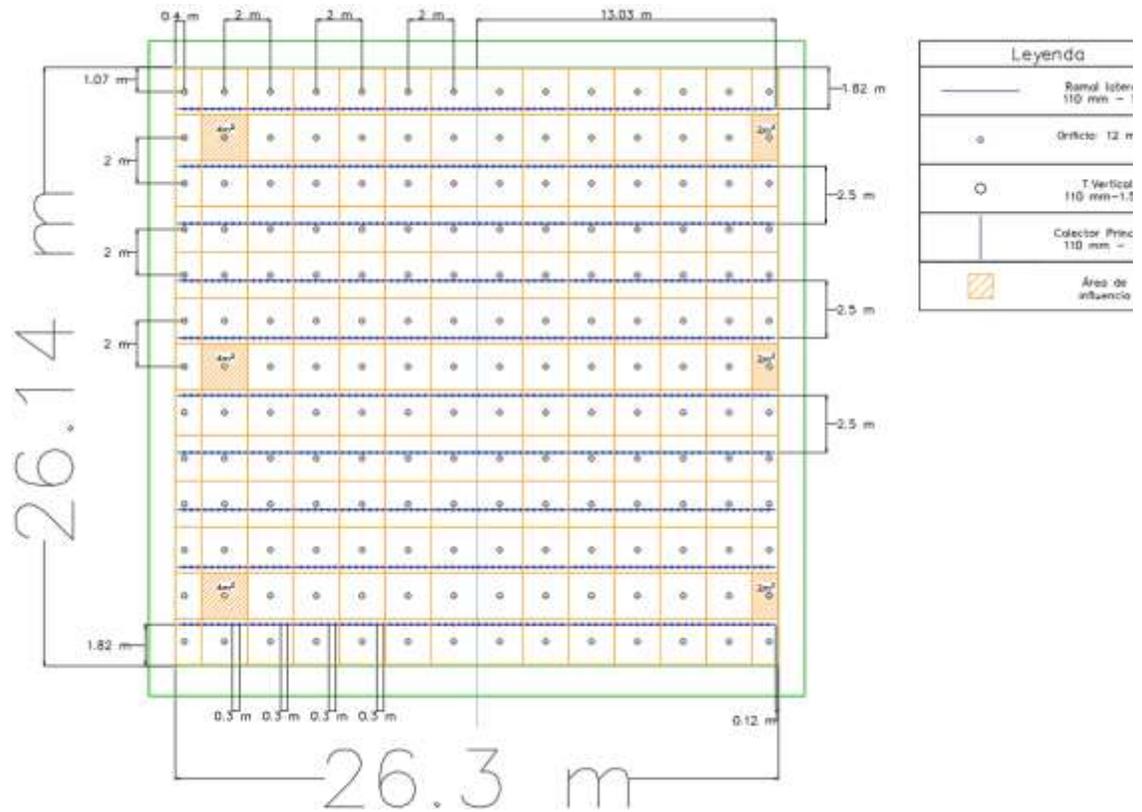
Fuente: Elaboración propia

**Resultados obtenidos:** Tabla A9.4:

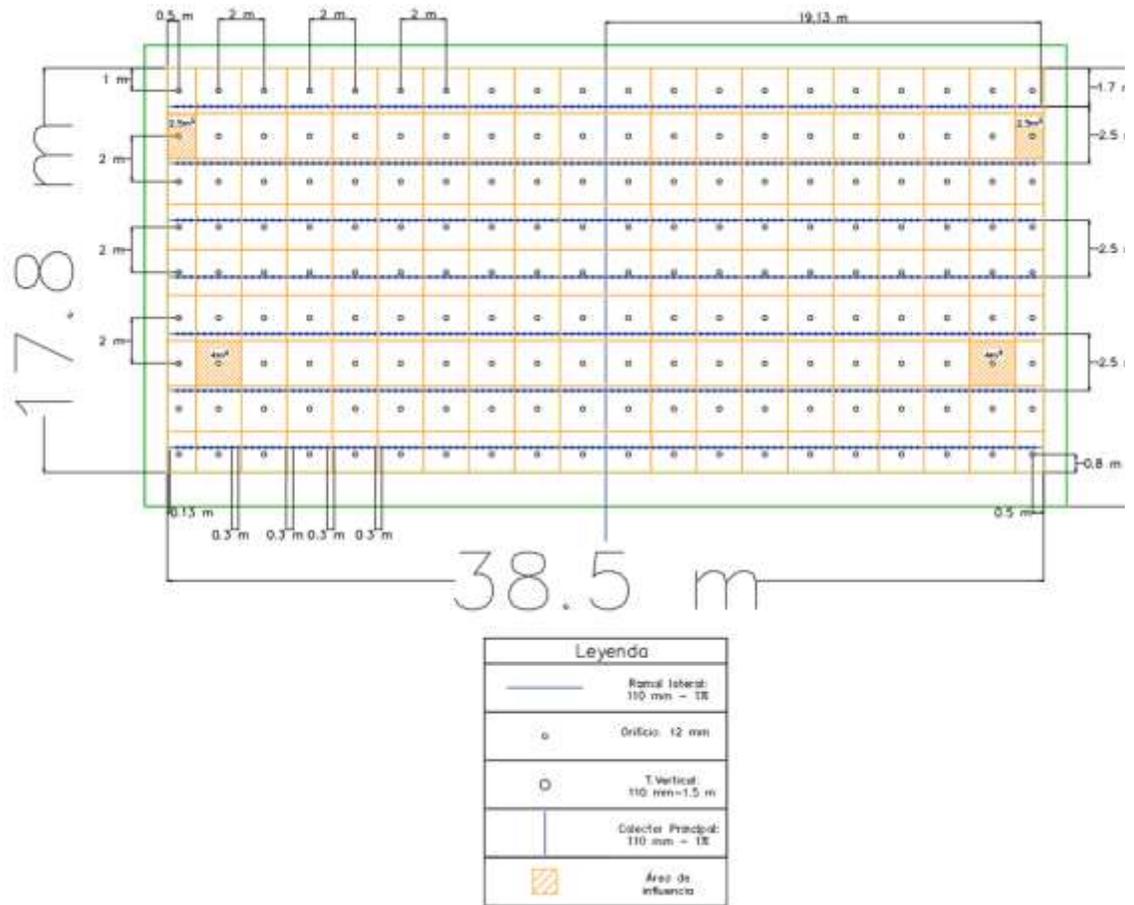
**Tabla A9. 4 Resultados del diseño del sistema de drenaje: 1ra - 2da Etapa. HAFS.S.TF.**

Resultados						
Etapa	1ra	2da				
Parametros	Valor	Valor	Unidad	Condición	Validación	
Diámetro del colector	110	110	mm	> 100 mm	Cumple	
Diámetro del ramal	110	110	mm	> 100 mm	Cumple	
Diámetro del orificio	12	12	mm	> 3 mm	Cumple	
Distancia entre ramales	2,5	2.5	m	< 2,5 m	Cumple	
Distancia entre orificios	30,00	30,00	cm	< 30 m	Cumple	
N° Ramales	20	14	Tuberías	-		
N° Orificios Total	1736	1785	Orificios	620	Cumple	
Logitud de Ramales	13,0	19,1	m	-		
N°Orificios/Ramal	86	127	Orificios	-		
<b>Ramal</b>	Pendiente	1,00%	1,00%	-	> 0,5%	Cumple
	Perdidas en tubería	2,101	2,101	mm	-	
	Perdidas por orificios	3,754	5.244	mm	-	
	Perdidas Granular	80,54	92,3	mm	-	
	% de perdidas	7,3%	8,42%	-	> 10%	Cumple
	Velocidad Real	0,18	0,28	m/s	< 0,3 m/s	Cumple
<b>Colector</b>	Pendiente	1,00%	1,00%	-	> 0,5%	Cumple
	Velocidad Máxima	1,22	1,84	m/s	-	
	Perdidas en tubería	2,746	2,746	mm	-	
	Perdidas M.Granular	80,54	92.3	mm	-	
	% de perdidas Colector	3,4%	2,96%	-	> 10%	Cumple
	Velocidad Real	0,91	0,92	m/s	<Vcmax	Cumple
<b>Diseño Aprobado</b>						

Fuente: Elaboración propia



**Figura A9. 1 Esquema: Red de distribución 1ra Etapa. HAFS.S.TF**  
 Fuente: Elaboración propia



**Figura A9. 2 Esquema: Red de distribución 2da Etapa. HAFS.S.TF**

Fuente: Elaboración propia

## ANEXO 10: Diseño de los vertederos triangulares: Arquetas.

### Formulación empleada

<b>Inclinación del vertedero (z):</b>	$z = \tan(\phi)$	$\phi =$ Angulo de inclinación del vertedero, optimo= 45 °
<b>Área mojada (Am):</b>	$Am = y(b + (z \times y))$	y= Altura de la lámina de agua (m) b= Base inferior del vertedero (m)
<b>Perímetro mojada (Pm):</b>	$P_m = b + 2 \times y \times (1 + z^2)^{0.5}$	z= Inclinación del vertedero (-)
<b>Radio hidráulico (Rh):</b>	$R_h = \frac{Am}{P_m}$	Am = Área mojada [m <sup>2</sup> ] Pm=Perímetro mojado (m)
<b>Tiempo de pulso (tp):</b>	$tp = \frac{Fd}{Qd \times 24}$	Qd = Caudal de diseño ( $\frac{lt}{día}$ ) tp=Tiempo de pulso (h)
<b>Altura de la lámina de agua (y):</b> Se obtiene por medio de cálculos iterativos.	$y = \left(\frac{n \times Qd}{s^{0.5}}\right)^{0.6} \times \left[\frac{[b + 2y \times (1 + z^2)^{0.5}]^{0.4}}{b + (z \times y)}\right]$	Qd = Caudal de diseño ( $\frac{m^3}{s}$ ) S= Pendiente (-) n= Coeficiente de rugosidad (-)
<b>Velocidad de transición (Vt):</b> Debe ser mayor a 0.3 m/s	$V_t = \frac{Qd}{y \times (b + (z \times y))}$	Qd = Caudal de diseño ( $\frac{m^3}{s}$ ) y= Altura de la lámina de agua [m] b= Base inferior del vertedero (m) z= Inclinación del vertedero (-)
<b>Base superior mínima del vertedero (By):</b>	$By = z \times y \times 2$	z= Inclinación del vertedero (-) y= Altura de la lámina de agua (m)
<b>Base de la arqueta (Ba):</b>	$Ba = By \times 3$	By= Base superior mínima del vertedero (m)

Fuente: (Mendoza & Orozco, 2000) Sección 9.2

**Datos empleados:** Tabla A10.1.

**Tabla 10A. 1 Datos empleados para el diseño del vertedero triangula: Arqueta HAFS.S.TF.**

Datos			
Parámetros	Variable	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Q	3,5	Lt/s
Ángulo de inclinación del vertedero	$\Phi$	45	°
Base inferior del canal	b	0	m
Pendiente	I	1,00%	-
Coefficiente de rugosidad de Manning	n	0,011	-
Altura de seguridad	hs	0,15	m
Separación entre Arquetas	ea	0,05	m

Fuente: Elaboración propia

**Cálculos:** Tabla A10.2:

**Tabla 10A. 2** Calculo iterativo: Vertedero triangula - Arqueta HAFS.S.TF r.

Iteraciones						
y	z	Am	Pm	Rh	y	Vt
	tan( $\Phi$ )	y(b+zy)	$b+2y(I+z^2)^{0,5}$	A/P		Q/y(b+zy)
m	-	m <sup>2</sup>	m	m	m	m/s
0,100	1,000	0,010	0,020	0,498	0,054	0,350
0,054	1,000	0,003	0,011	0,270	0,078	1,203
0,078	1,000	0,006	0,016	0,390	0,063	0,574
0,063	1,000	0,004	0,013	0,313	0,071	0,895
0,071	1,000	0,005	0,014	0,357	0,066	0,685
0,066	1,000	0,004	0,013	0,330	0,069	0,804
0,069	1,000	0,005	0,014	0,346	0,067	0,730
0,067	1,000	0,005	0,013	0,336	0,068	0,774
0,068	1,000	0,005	0,014	0,342	0,068	0,747
0,068	1,000	0,005	0,014	0,338	0,068	0,763
0,068	1,000	0,005	0,014	0,340	0,068	0,754
0,068	1,000	0,005	0,014	0,339	0,068	0,759
0,068	1,000	0,005	0,014	0,340	0,068	0,756
0,068	1,000	0,005	0,014	0,339	0,068	0,758

Fuente: Elaboración propia

**Resultados obtenidos:** Tabla A10.3:

**Tabla 10A. 3 Resultados del diseño del vertedero triangular: Arqueta HAFS.S.TF.**

Diseño del vertedero triangular: Arqueta			
Resultados			
Datos de diseño	Variable	Valor	Unidad
Caudal de diseño	Qd	3,50	lt/s
Pendiente del canal	S	1%	-
Espesor de las paredes	e	10	cm
Altura de la lámina de agua	y	70,0	mm
Altura de seguridad del vertedero	h	220,0	mm
Base inferior del vertedero	b	0,00	m
Ancho superior de la lámina de agua	by	0,14	m
Ancho superior constructivo	By	0,44	m
Base Arqueta	Ba	1,6	m
Velocidad de transición	Vt	0,8	m/s

Fuente: Elaboración propia



## **ANEXO 11: Planos de la estación depuradora de aguas residuales**

## **ANEXO 12: Cantidades de Obra.**

## **ANEXO 13: Análisis de Precios Unitarios y Fórmula Polinómica**

## **ANEXO 14: Especificaciones Técnicas**