



**UNIVERSIDAD DEL AZUAY**

**FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA**

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

**Análisis y Diseño de un Sistema de Descarga  
Conjunto de los Lodos Generados por el  
Saneamiento Hidráulico Realizado por ETAPA  
EP y otras Empresas en la Ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de Tratamiento de Aguas  
Residuales de Ucubamba**

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

**Autores**

**CARLOS ANDRÉS MOSCOSO PACHECO.**

**ANDRÉS ISMAEL VERDUGO SUÁREZ.**

**Director**

**MARÍA BELÉN ARÉVALO DURAZNO.**

**CUENCA, ECUADOR.**

**2018**

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este trabajo en primer lugar a Dios, por ser la guía y ayuda durante mi vida.

A mis padres, Carlos y Miriam quienes con su apoyo me han ayudado a salir adelante a pesar de todo, son mi ejemplo a seguir, con su amor y cariño han sabido guiarme para siempre perseguir mis sueños y llegar a cumplirlos, por eso y mucho más siento que a ambos les debo la vida y les tengo un amor infinito, gracias a ellos hoy estoy aquí.

A mi hermana Carlita, por ser una persona que siempre estuvo conmigo a pesar de todo, sin importar resentimientos supo darme consejos y palabras de aliento para seguir adelante.

A mi familia en general, a todos aquellos que con una palabra supieron alentarme y estuvieron al pendiente de todo este proceso de formación tanto personal como profesional, no tengo más que agradecerles por todo el cariño brindado.

Carlos Andrés Moscoso Pacheco.

Este trabajo de graduación lo dedico primeramente a Dios, quien ha sabido me ha sabido guiar y ayudar a corregir mi sendero, además agradezco infinitamente la sabiduría y fortaleza necesaria para cumplir una meta importante en mi vida.

A mis padres, Luis Verdugo y Graciela Suárez que me han brindado su apoyo y amor de manera incondicional a lo largo de mi vida, cuyos consejos y orientación han sido el pilar fundamental para concluir mi carrera y sobre todo ser una mejor persona; además por el gran esfuerzo realizado por verme concluir esta etapa académica.

A mi hermano Fabricio Verdugo que ha sido mi mejor amigo, mi compañero de vivencias a lo largo de esta genial etapa de mi vida.

A mis familiares y todas aquellas personas que me han brindado su apoyo, a lo largo de esta etapa.

Andrés Ismael Verdugo Suárez.

## **AGRADECIMIENTO**

Expresamos nuestros sinceros agradecimientos a la Universidad del Azuay por la oportunidad brindada en estos años, a su vez extendemos nuestros agradecimientos a los docentes que en todos estos años nos brindaron sus conocimientos y experiencias para nuestro crecimiento personal.

De manera especial a los ingenieros que estuvieron a lo largo del desarrollo del proyecto, Ing. María Belén Arévalo Durazno, Ing. Josué Larriva y el Ing. Cesar Arévalo, quienes nos extendieron su mano amiga en la realización de este proyecto, a su vez a los ingenieros de ETAPA EP quienes nos abrieron las puertas y nos brindaron el apoyo necesario.

Por ultimo un agradecimiento a todos nuestros compañeros y amigos que a lo largo de la vida universitaria han compartido, alegrías y decepciones con nosotros.

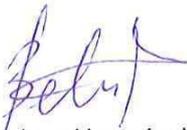
## RESUMEN

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE DESCARGA CONJUNTO DE LOS Lodos GENERADOS POR EL SANEAMIENTO HIDRÁULICO REALIZADO POR ETAPA EP Y OTRAS EMPRESAS EN LA CIUDAD DE CUENCA HACIA LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE UCUBAMBA

#### RESUMEN

El proyecto evalúa una reubicación del sitio de descarga de los lodos residuales provenientes del saneamiento hidráulico en la ciudad de Cuenca, y está a cargo de ETAPA EP, con la finalidad de evitar su descarga directa en las lagunas de aireación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba. Este trabajo propone alternativas de pretratamiento para los lodos residuales, tanto convencionales como también el uso de nuevas tecnologías, y además analiza la factibilidad de la unión de este nuevo sistema al sistema de transporte ya propuesto de lixiviados, para continuar con el tratamiento.

Palabras Clave: Pretratamiento, Lodos Residuales, Lixiviados, Limpieza hidráulica.



Ing. María Belén Arévalo Durazno  
Director del Trabajo de Titulación



Ing. José Vázquez Calero.  
Coordinador de carrera



Andrés Ismael Verdugo Suarez.  
Autor



Carlos Andrés Moscoso Pacheco.  
Autor

**ABSTRACT**

**ANALYSIS AND DESIGN OF A JOINT DISCHARGE SYSTEM FOR THE SLUDGE  
GENERATED BY THE HYDRAULIC SANITATION CARRIED OUT BY "ETAPA EP"  
AND OTHER COMPANIES IN CUENCA TOWARDS THE UCUBAMBA  
WASTEWATER TREATMENT PLANT**

**ABSTRACT**

The project evaluated the relocation of the discharge site for residual sludge from hydraulic sanitation in Cuenca by ETAPA EP. The purpose was to avoid direct discharge into the aeration lagoons of the Ucubamba Wastewater Treatment Plant. This work proposed pre-treatment alternatives for residual sludge, both conventional and with the use of new technologies. In addition, the feasibility of the union of this new system to the leachate transport system already proposed to continue with the treatment was analyzed.

Keywords: Pretreatment, Residual Sludge, Leachate, Hydraulic Cleaning.



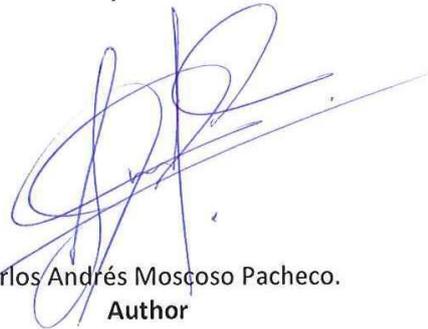
Ing. María Belén Arévalo Durazno  
**Thesis Director**



Ing. José Vázquez Calero.  
**Faculty Coordinator**



Andrés Ismael Verdugo Suarez.  
**Author**



Carlos Andrés Moscoso Pacheco.  
**Author**



Translated by  
Ing. Paul Arpi

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>DEDICATORIA</b> .....	<b>ii</b>
<b>AGRADECIMIENTO</b> .....	<b>iii</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>v</b>
<b>ÍNDICE DE CONTENIDOS</b> .....	<b>vi</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>xi</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	<b>xiv</b>
<b>ÍNDICE DE ANEXOS</b> .....	<b>xviii</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>19</b>
<b>OBJETIVO GENERAL</b> .....	<b>22</b>
<b>OBJETIVOS ESPECIFICOS</b> .....	<b>22</b>
<b>1.....CAPITULO I: CARACTERIZACIÓN DE LOS EFLUENTES MÁS REPRESENTATIVOS DE LAS ACTIVIDADES DE SANEAMIENTO HIDRÁULICO DE ETAPA EP</b> .....	<b>23</b>
<b>1.1 Generalidades</b> .....	<b>23</b>
1.1.1 Fosas Sépticas .....	23
1.1.2 Aguas Residuales .....	23
1.1.3 Lodos Residuales.....	24
1.1.4 Sumideros.....	24
1.1.5 Muestra.....	25
<b>1.2 Análisis Estadístico previo a la obtención de Muestras</b> .....	<b>25</b>
<b>1.3 Revisión Bibliográfica para la toma de muestras</b> .....	<b>27</b>
1.3.1 Métodos de Muestreo .....	27
1.3.1.1 Muestra Simple .....	28
1.3.1.2 Muestra Compuesta .....	29
1.3.1.3 Muestra Integrada .....	31
1.3.2 Frecuencia del Muestreo .....	31
1.3.3 Selección del sitio de Muestreo .....	33
1.3.4 Determinación de la cantidad de muestras y su frecuencia para el caso de estudio .....	34
1.3.5 Selección de las Fechas del Muestreo .....	48
1.3.6 Tipo de muestreos. ....	49
1.3.6.1 Tipo de muestreo utilizado para el caso de estudio.....	50
1.3.7 Recipientes y Equipos para el Muestreo.....	50
1.3.7.1 Recipientes para exámenes fisicoquímicos .....	50
1.3.7.2 Recipientes para exámenes microbiológicos .....	51
1.3.8 Selección de los Recipientes para el muestreo .....	52
1.3.9 Características de los muestreos .....	52

1.3.10	Ficha Técnica de la Muestra .....	53
1.3.11	Toma de Muestras. ....	54
1.3.11.1	Procedimiento para la toma de muestras.....	55
1.3.12	Muestreo en Campo.....	56
1.3.13	Conclusiones de los resultados. ....	58
<b>2</b>	<b>CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE PRETRATAMIENTO .....</b>	<b>62</b>
<b>2.1</b>	<b>Conceptos Previos.....</b>	<b>62</b>
2.1.1	Pre tratamiento. ....	62
2.1.2	Estructura de Pavimento.....	62
2.1.2.1	Pavimentos Rígidos. ....	64
2.1.2.2	Pavimentos Flexibles. ....	64
2.1.3	Canales a gravedad.....	64
2.1.4	Rejillas.....	65
2.1.4.1	Rejillas de Limpieza Manual. ....	67
2.1.4.2	Rejillas de Limpieza Automática. ....	67
2.1.5	Desarenador.....	68
2.1.6	GeoTube.....	69
<b>2.2</b>	<b>Estimación del Caudal de Aguas Residuales.....</b>	<b>69</b>
2.2.1	Caudal Medio .....	69
2.2.2	Caudal Máximo Diario. ....	70
2.2.3	Caudal Máximo Horario.....	70
2.2.4	Caudal Mínimo.....	71
2.2.5	Determinación del caudal para el caso de Estudio. ....	71
<b>2.3</b>	<b>Balance de masas .....</b>	<b>72</b>
2.3.1	Definición.....	72
2.3.1	Tipos.....	73
2.3.1	Balance de masas en aguas residuales.....	73
2.3.2	Balance de masas para el caso de estudio.....	75
<b>2.4</b>	<b>Generalidades para el Diseño de la Estructura de Pavimento .....</b>	<b>77</b>
2.4.1	Determinación del TPDA .....	78
2.4.1.1	Tráfico Promedio Diario Anual Futuro.....	80
2.4.2	Método AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos .....	82
2.4.3	Formulación del Método AASHTO .....	82
2.4.3.1	Espesor (D) .....	83
2.4.3.2	Índice o Diferencia de Serviciabilidad.....	83
2.4.3.3	Confiabilidad .....	84
2.4.3.4	Error Estándar combinado (So) .....	85
2.4.3.5	Número de ejes equivalentes acumulados para el periodo de diseño ( $esal's=W_{18}$ ) 85	
2.4.3.6	Coefficiente de transferencia de cargas (J).....	87
2.4.4	Propiedades de los Materiales .....	88
2.4.4.1	Módulo de reacción de la subrasante (K).....	88
2.4.4.2	Módulo de rotura del concreto (MR) .....	88
2.4.4.3	Módulo de elasticidad del concreto (EC).....	89
2.4.4.4	CBR del suelo .....	89
2.4.5	Criterios Estructurales .....	90
2.4.5.1	Coefficiente de drenaje (Cd) .....	90
2.4.5.2	Pérdida de Soporte (LS).....	90
2.4.6	Diseño de juntas .....	91
2.4.6.1	Tipos de Juntas .....	91
2.4.7	Sellos .....	94

2.4.7.1	Sellos Líquidos .....	94
2.4.7.2	Sellos Elastoméricos preformados .....	95
2.4.8	Diseño de la Estructura del Pavimento para el caso de estudio .....	95
2.4.8.1	Datos Geotécnicos para el caso de estudio .....	95
2.4.8.1	Datos para el diseño del pavimento rígido para el caso de estudio .....	96
2.4.8.2	Cálculo del pavimento rígido para el caso de estudio .....	97
<b>2.5</b>	<b>Cámara de Descarga .....</b>	<b>107</b>
2.5.1	Generalidades .....	107
2.5.2	Estrategias para regular caudales.....	108
2.5.3	Estrategias para homogeneizar concentraciones .....	108
2.5.4	Bases de Diseño .....	109
2.5.4.1	Método Gráfico.....	109
2.5.4.2	Método de balance de masas.....	110
2.5.5	Determinación del volumen de la cámara para el caso de estudio .....	111
2.5.6	Determinación de la geometría de la cámara de descarga para el caso de estudio .....	114
2.5.6.1	Cálculo del volumen de la cámara de descarga para el caso de estudio, a partir de su geometría.....	118
<b>2.6</b>	<b>Diseño de las rejillas .....</b>	<b>120</b>
2.6.1	Ubicación de las rejillas .....	122
2.6.2	Área libre al paso del agua (al).....	122
2.6.3	Tirante de agua en el canal (h) .....	123
2.6.4	Altura total del canal (H).....	123
2.6.5	Longitud de las barras (Lb) .....	123
2.6.6	Numero de Barras (n).....	124
2.6.7	Perdidas de carga en las rejillas (hf).....	124
2.6.8	Diseño de las rejillas para el caso de estudio.....	127
2.6.8.1	Rejilla de Gruesos.....	127
2.6.8.2	Cálculos Hidráulicos para la rejilla de finos .....	127
<b>2.7</b>	<b>Válvulas Hidráulicas .....</b>	<b>131</b>
2.7.1	Clasificación de las válvulas hidráulicas .....	132
2.7.2	Tipos de válvulas hidráulicas. ....	132
<b>2.8</b>	<b>Compuertas hidráulicas .....</b>	<b>133</b>
2.8.1	Tipos de compuertas hidráulicas. ....	133
2.8.2	Cálculo de caudal en compuertas .....	134
2.8.3	Cálculo de Q para el caso de estudio para la compuerta de limpieza .....	134
<b>2.9</b>	<b>Orificios .....</b>	<b>135</b>
2.9.1	Características generales de los orificios .....	136
2.9.2	Calculo de caudal en orificios .....	137
2.9.3	Conducciones a Presión.....	139
2.9.4	Tuberías.....	139
2.9.5	Piezas Especiales.....	139
2.9.6	Pérdidas de carga en tuberías .....	140
2.9.6.1	Pérdidas Primarias .....	140
2.9.6.2	Pérdidas secundarias .....	141
2.9.7	Cálculo de Q para el caso de estudio por las tuberías de salida de la cámara.....	144
<b>2.10</b>	<b>Generalidades para el diseño de canal de descarga al desarenador .....</b>	<b>148</b>
2.10.1	Fenómenos del flujo hidráulico para el diseño .....	148
2.10.1.1	Número de Froude .....	148
2.10.1.2	Número de Reynolds .....	149
2.10.1.3	Energía Específica .....	150
2.10.1.4	Resalto hidráulico .....	151
2.10.2	Condiciones y restricciones de flujo en un canal.....	152

2.10.2.1	Tipos de flujos en un canal .....	153
2.10.3	Diseño geométrico del canal.....	155
2.10.3.1	Velocidad mínima permisible .....	157
2.10.3.2	Borde libre .....	157
2.10.4	Cálculos hidráulicos y geométricos del canal .....	159
<b>2.11</b>	<b>Análisis del tratamiento físico primario mediante desarenadores.....</b>	<b>163</b>
2.11.1	Criterios de diseño .....	163
2.11.2	Dimensionamiento.....	164
2.11.3	Cálculos hidráulicos y geométricos del desarenador .....	166
<b>2.12</b>	<b>Consideraciones de diseño de los lechos de secado para materia orgánica. 172</b>	
2.12.1	Diseño hidráulico y geométrico del lecho de secado.....	173
2.12.1.1	Datos generales .....	173
2.12.1.2	Diseño del lecho de secado .....	174
2.12.1.3	Diseño del canal de conducción al lecho de secado.....	175
2.12.1.4	Diseño del canal de conducción desarenador-lecho de secado .....	179
<b>2.13</b>	<b>Régimen de limpieza.....</b>	<b>184</b>
<b>2.14</b>	<b>Vertedero de Excesos.....</b>	<b>186</b>
2.14.1	Funciones del vertedero .....	186
2.14.2	Clasificación de los vertederos .....	186
2.14.3	Método de diseño.....	187
2.14.4	Cálculo hidráulico y geométrico del vertedero .....	189
<b>2.15</b>	<b>Tanque de Descarga .....</b>	<b>189</b>
2.15.1	Cálculo del tanque de descarga.....	189
<b>2.16</b>	<b>Cálculo de la conducción desde los lechos de secado hasta el tanque de salida</b>	<b>191</b>
<b>2.17</b>	<b>Cálculo de la conducción desde el tanque de salida hasta el tanque de</b>	
<b>lixiviados.....</b>	<b>191</b>	
<b>2.18</b>	<b>Flujo de proceso de pre tratamiento tradicional. ....</b>	<b>194</b>
<b>2.19</b>	<b>Pre tratamiento mediante Geotube.....</b>	<b>196</b>
2.19.1	Generalidades .....	196
2.19.2	Generalidades sobre el llenado y colocación de los GeoTube .....	197
2.19.3	Régimen de limpieza .....	198
2.19.4	Dimensionamiento del Geotube .....	198
2.19.5	Cálculo de bomba de succión de lodos para el llenado de Geotube .....	200
2.19.6	Cálculo de la conducción desde la tubería colectora en su punto de salida hasta el tanque de lixiviados .....	203
<b>2.20</b>	<b>Flujo de Proceso de Pre tratamiento con Geotube. ....</b>	<b>207</b>
<b>2.21</b>	<b>Conclusiones y Recomendaciones. ....</b>	<b>209</b>
<b>3... CAPÍTULO III: DISEÑO DE AMPLIACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE BOMBEO Y CONDUCCIÓN.....</b>	<b>212</b>	
<b>3.1</b>	<b>Generalidades .....</b>	<b>212</b>
3.1.1	Bombas.....	212
3.1.1.1	Principales bombas utilizadas para aguas residuales .....	213
3.1.2	Estaciones de bombeo .....	215
3.1.2.1	Tipos de estaciones de bombeo.....	216
<b>3.2</b>	<b>Parámetros de diseño para el cálculo de bombas .....</b>	<b>216</b>

3.2.1	Capacidad .....	216
3.2.2	Velocidad específica.....	216
3.2.3	Carga .....	217
3.2.3.1	Carga geométrica de aspiración ( $H_s$ ).....	218
3.2.3.2	Carga geométrica de elevación ( $H_d$ ) .....	218
3.2.3.3	Carga geométrica total ( $H_{geom}$ ).....	218
3.2.3.4	Carga de velocidad (h).....	218
3.2.3.5	Pérdidas de carga .....	219
3.2.3.6	Pérdidas de cargas singulares o locales.....	219
3.2.3.7	Carga manométrica total ( $H_t$ ).....	220
3.2.4	Eficiencia ( $\eta$ ).....	221
3.2.5	Curvas Características .....	222
<b>3.3</b>	<b>Comprobación hidráulica para el caso de estudio.....</b>	<b>223</b>
3.3.1	Generalidades acerca de la generación y transporte de lixiviados originados en el Relleno Sanitario .....	223
3.3.2	Comprobación de la capacidad de la bomba .....	225
3.3.2.1	Cálculo de la capacidad de la bomba .....	226
3.3.3	Comprobación hidráulica de bombas considerando el escenario más desfavorable... 230	
3.3.4	Comprobación hidráulica de tuberías considerando el nuevo régimen de bombeo .... 234	
3.3.5	Comprobación hidráulica de válvulas considerando el nuevo régimen de bombeo ... 238	
<b>3.4</b>	<b>Conclusiones del Tercer Capítulo. ....</b>	<b>243</b>
<b>4CAPITULO IV: CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.</b>		
.....		<b>244</b>
<b>4.1</b>	<b>Conclusiones Generales.....</b>	<b>244</b>
<b>4.2</b>	<b>Recomendaciones.....</b>	<b>245</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>		<b>246</b>
<b>ANEXOS.....</b>		<b>255</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Gráfico de tendencias para alcantarillado domiciliario obstruido. ....	26
Figura 1.2. Gráfico de tendencias para limpieza de fosas sépticas. ....	27
Figura 1.3. Porcentajes de las empresas/industrias de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba.....	35
Figura 1.4. Composición porcentual de frecuencia de los tipos de desechos de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba por parte de ETAPA EP.....	37
Figura 1.5. Porcentajes de las empresas/industrias de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba respecto al volumen descargado .....	41
Figura 1.6. Composición porcentual de volumen de los tipos de desechos de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba por parte de ETAPA EP.....	43
Figura 1.7. Sitio de descarga de los hidrocleaners. ....	48
Figura 1.8. Cilindros para muestreos. ....	55
Figura 1.9. Descarga en los cilindros para muestreos.....	56
Figura 1.10. Recipientes usados para la toma de muestras. ....	57
Figura 1.11. Toma de muestras en campo. ....	57
Figura 2.1. Detalle juntas de contracción.....	92
Figura 2.2. Detalle de junta de construcción.....	93
Figura 2.3. Detalle de junta de dilatación. ....	94
Figura 2.4. Tipos de sellos .....	95
Figura 2.5. Programa AASHTO para el cálculo del espesor de pavimentos .....	97
Figura 2.6. Abaco para la estimación de K sin corregir.....	100
Figura 2.7. Abaco para la estimación de K corregido.....	101
Figura 2.8. Estructura de pavimento. ....	107
Figura 2.9. Diagramas de masas esquemáticos, para la determinación del volumen de homogeneización necesario para dos tipos de variación de caudales.....	110
Figura 2.10. Método gráfico para determinar el volumen de la cámara de homogeneización.....	113
Figura 2.11. Sección típica para un canal o zona de lodos .....	114
Figura 2.12. Formas de barras para las rejillas. ....	125
Figura 2.13. Compuerta plana deslizante.....	133
Figura 2.14. Coeficiente de descarga de Cofré y Buchheister. ....	134
Figura 2.15. Orificios en pared Gruesa y Delgada.....	136
Figura 2.16. Orificios Libres y Sumergidos.....	137

Figura 2.17. Orificios de Pared Vertical e Inclinada.....	137
Figura 2.18. Teorema de Torricelli y Bernoulli. ....	137
Figura 2.19. Coeficiente K para pérdidas singulares. ....	142
Figura 2.20. Energía específica de un canal abierto.....	150
Figura 2.21. Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico. ....	152
Figura 2.22.Diferentes tipos de flujos en canales abiertos.....	154
Figura 2.23.Elementos geométricos de las secciones transversales de uso frecuente para canales tipo.....	156
Figura 2.24.Sección rectangular del canal transportador. ....	156
Figura 2.25. Valores de Sedimentación. ....	165
Figura 2.26. Lecho de secado tipo. ....	173
Figura 2.27.Elementos de un vertedero.....	187
Figura 2.28.Coeficiente de escurrimiento. ....	188
Figura 2.29. Flujo de Proceso mediante Pretratamiento tradicional .....	195
Figura 2.30. Llenado de GeoTube.....	197
Figura 2.31. Aproximación de las dimensiones de los GeoTube.....	199
Figura 2.32 .Curva característica bomba Senior Grindex.....	201
Figura 2.33. Flujo de Proceso mediante Pretratamiento con Geotube.....	208
Figura 3.1. Clasificación de bombas. ....	212
Figura 3.2. Bomba vertical de flujo radial. ....	213
Figura 3.3. Bomba de flujo mixto. ....	214
Figura 3.4. Bomba vertical de flujo axial.....	214
Figura 3.5. Bomba de tornillo. ....	215
Figura 3.6. Tipos de bombas según la velocidad específica. ....	217
Figura 3.7.Altura de elevación en una bomba .....	221
Figura 3.8. Curva característica típica de una bomba. ....	222
Figura 3.9. Punto de funcionamiento de la bomba en el sistema.....	223
Figura 3.10. Cotización de la bomba escogida por IDYC Cía. Ltda. ....	225
Figura 3.11. Vista en planta de las bombas, tuberías y tanques de lixiviados. ....	226
Figura 3.12 .Curva Característica de la bomba .....	229
Figura 3.13.Tiempo estimado para el transporte de lixiviados desde el Relleno Sanitario de Pichacay hasta el lugar donde se emplazará el presente proyecto en la Vía a Nulti.....	230
Figura 3.14 .Gráfico para escoger el diámetro de la Válvula de admisión y expulsión.....	239

Figura 3.15. Gráfico para escoger el diámetro del orificio de válvulas de escape de  
aire.....242

**ÍNDICE DE TABLAS**

Tabla 1.1. Claves para alcantarillado urbano y rural. ....	25
Tabla 1.2. Número de órdenes obtenidas en años anteriores. ....	26
Tabla 1.3. Parámetros que deben medirse para cada nivel de complejidad del sistema en muestreos instantáneos o simples. ....	28
Tabla 1.4. Parámetros que deben medirse para cada nivel de complejidad del sistema en muestras compuestas. ....	31
Tabla 1.5. Frecuencia de muestreo.....	32
Tabla 1.6. Frecuencia mensual de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba. ....	34
Tabla 1.7. Frecuencia total de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba por empresa. ....	35
Tabla 1.8. Frecuencia mensual desde Agosto del 2017 hasta Abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de ETAPA EP en función del tipo de desecho. ....	36
Tabla 1.9. Frecuencia mensual desde Agosto del 2017 hasta Abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de otras empresas en función del tipo de desecho. ....	38
Tabla 1.10. Frecuencia mensual desde Agosto del 2017 hasta Abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de industrias lácteas. ....	39
Tabla 1.11. Volumen mensual de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba.....	40
Tabla 1.12. Volumen total de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba por empresa. ....	40
Tabla 1.13. Volúmenes mensuales desde Agosto del 2017 hasta Abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de ETAPA EP en función del tipo de desecho. ....	42
Tabla 1.14. Volúmenes mensuales desde Agosto del 2017 hasta Abril del 2018 del ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de otras empresas en función del tipo de desecho. ....	44
Tabla 1.15. Volúmenes mensuales desde Agosto del 2017 hasta Abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de industrias lácteas. ....	45
Tabla 1.16. Resumen de los tipos de desechos descargados por ETAPA EP en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, semanal y diaria.....	46
Tabla 1.17. Resumen de los tipos de desechos descargados otras empresas en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, semanal y diaria.....	47

Tabla 1.18. Ficha técnica del muestreo .....	54
Tabla 1.19. Cantidad de sólidos retenidos por descarga. ....	58
Tabla 1.20. Parámetros de la caracterización de la limpieza realizada por los hidrocleaners .....	58
Tabla 1.21. Grupo 1: Resumen de los desechos descargados por ETAPA EP y otras empresas en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, y diaria, con un mayor contenido de material inerte. ....	60
Tabla 1.22. Grupo 2: Resumen desechos descargados por ETAPA EP y otras empresas en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, semanal y diaria, con un mayor contenido de materia orgánica. ....	61
Tabla 2.1. Clasificación general de las rejillas.....	66
Tabla 2.2. Calculo del caudal por descarga.....	72
Tabla 2.3. Resúmenes de frecuencias y volúmenes promedio por descarga representativa y por grupos principales.....	76
Tabla 2.4. Resúmenes de concentraciones finales diarias, semanales y mensuales por descarga representativa .....	76
Tabla 2.5. Resúmenes de concentraciones finales mensuales por grupo principal.....	77
Tabla 2.6. TPD y TPM del primer grupo de desechos con un mayor contenido de materia inerte.....	78
Tabla 2.7. TPD y TPM del segundo grupo de desechos con un mayor contenido de materia orgánica.....	79
Tabla 2.8. TPDA y TPMA del primer grupo de desechos con un mayor contenido de materia inerte.....	79
Tabla 2.9. TPDA y TPMA del segundo grupo de desechos con un mayor contenido de materia orgánica. ....	80
Tabla 2.10. Datos de tráfico para el diseño de pavimentos del primer grupo de desechos con un mayor contenido de materia inerte.....	81
Tabla 2.11. Datos de tráfico para el diseño de pavimentos del segundo grupo de desechos con un mayor contenido de materia orgánica. ....	81
Tabla 2.12. Datos de tráfico para el diseño de pavimentos de las descargas conjuntas...	81
Tabla 2.13. Confiabilidad R% .....	84
Tabla 2.14. Niveles de confiabilidad de la vía según su zona de emplazamiento. ....	85
Tabla 2.15. Factor de distribución por carril.....	86
Tabla 2.16. Periodos de diseño en función del tipo de carretera.....	87

Tabla 2.17. Coeficiente de transferencia de carga. ....	88
Tabla 2.18. Clasificación típica de suelos para infraestructura de pavimentos. ....	89
Tabla 2.19. Calidad de drenaje. ....	90
Tabla 2.20. Valores de LS. ....	90
Tabla 2.21. Valores utilizados para el cálculo. ....	98
Tabla 2.22. Resumen de caudales y volúmenes diarios, semanales, mensuales actuales y proyectados al periodo de diseño por descarga significativa y por grupo principal. ....	112
Tabla 2.23. Método del balance de masas, para determinar el volumen de la cámara de homogeneización. ....	113
Tabla 2.24. Parámetros de diseño según Lozano-Rivas. ....	120
Tabla 2.25. Parámetros de diseño de rejillas y rejillas. ....	121
Tabla 2.26. Parámetros de diseño de rejillas. ....	121
Tabla 2.27. Parámetros de diseño de rejillas según normas OS.090. ....	121
Tabla 2.28. Coeficiente de pérdida para rejillas. ....	125
Tabla 2.29. Valores de rugosidad “n” de Manning. ....	153
Tabla 2.30. Borde libre en relación al caudal. ....	158
Tabla 2.31. Borde libre en relación al ancho de la solera. ....	158
Tabla 2.32. Promedio de SS que ingresaran a la cámara. ....	174
Tabla 2.33. Volúmenes totales a limpiar para el pretratamiento tradicional, en condiciones actuales. ....	185
Tabla 2.34. Volúmenes totales a limpiar para el pretratamiento tradicional, en condiciones futuras. ....	185
Tabla 2.35. Cantidad y costo de polímero diario. ....	197
Tabla 2.36. Especificaciones bomba Senior. ....	200
Tabla 2.37. Precios unitarios para mantenimiento de la alternativa por los métodos tradicionales. ....	209
Tabla 2.38. Precios unitarios para mantenimiento de la alternativa por los nueva tecnología. ....	210
Tabla 3.1. Tipos de estaciones de Bombeo. ....	216
Tabla 3.2. Velocidades mínimas de flujo para medios bombeados con contenido de sólidos. ....	219
Tabla 3.3. Frecuencias y volúmenes diarios, semanales y mensuales, y capacidades promedio por tanquero para transporte de lixiviados del mes de Junio de 2018. ....	224

Tabla 3.4. Frecuencias y volúmenes más desfavorables por tanquero de la generación y transporte de lixiviados del mes de Junio de 2018.....	225
Tabla 3.5. Volúmenes más desfavorables de la generación y transporte de lixiviados y de actividades de saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP. ....	231
Tabla 3.6. Volúmenes más desfavorables de la generación y transporte de lixiviados y de actividades de saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP, en función del régimen de bombeo establecido para el proyecto. ....	232
Tabla 3.7. Volúmenes más desfavorables de la generación y transporte de lixiviados y de actividades de Saneamiento Hidráulico Realizado por ETAPA EP, con un cambio en el régimen de bombeo establecido para el proyecto.....	233
Tabla 3.8. Funcionamiento de la bomba a lo largo del día. ....	234
Tabla 3.9. Comprobación hidráulica de presiones de salida.....	237

## ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: NTE INEN 2169:2013. Agua. Calidad del Agua. Muestreo. Manejo y Conservación de Muestras. ....	255
ANEXO 2: Hojas de muestreo en campo. ....	281
ANEXO 3: Tabla 2A Nacional de Pesos y Dimensiones: “Tipo de vehículos motorizados, remolques y semirremolques” .....	284
ANEXO 4: Tablas de Factores equivalentes de carga para Pavimento Rígido. ....	286
ANEXO 5: Planos del Proyecto. ....	295

Moscoso Pacheco Carlos Andrés

Verdugo Suárez Andrés Ismael

Trabajo de Graduación

Ing. María Belén Arévalo Durazno Msc.

Agosto 2018.

**“ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN SISTEMA DE DESCARGA  
CONJUNTO DE LOS LODOS GENERADOS POR EL  
SANEAMIENTO HIDRÁULICO REALIZADO POR ETAPA  
EP Y OTRAS EMPRESAS EN LA CIUDAD DE CUENCA  
HACIA LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS  
RESIDUALES DE UCUBAMBA”**

**INTRODUCCIÓN**

El proyecto de titulación que se presenta hace alusión a una investigación formativa y a su vez un proyecto integrador, cuyo objetivo prioritario es el análisis y diseño de un sistema de pretratamiento óptimo para los lodos provenientes de la limpieza de las fosas sépticas, colectores, domiciliarias y sumideros principalmente de la ciudad de Cuenca, realizado por ETAPA EP y otras empresas cuyas descargas llegan a la planta de tratamiento de aguas residuales de Ucubamba y a su vez la evaluación del sistema hidráulico (bombas y tuberías) para el efluente líquido del pretratamiento propuesto.

El análisis consiste en un estudio detallado de las características de los lodos residuales provenientes de las fosas sépticas, colectores, domiciliarias y sumideros, así como de las actividades de saneamiento realizadas por ETAPA EP, para el posterior tratamiento de éstos y la disposición de los residuos que se generen.

A su vez el diseño contempla la comparación de dos sistemas de tratamiento, uno tradicional que sería la implementación de un sistema de descarga, cribado mediante

rejillas y un sistema contiguo con un sedimentador, mientras que la propuesta con la que se comparara será la aplicación de la tecnología GeoTube, que consta de una geomalla que ayuda a la retención de sólidos y lodos y la filtración de líquido el cual tendría una carga orgánica mucho menor a la inicial.

Para este efecto, el propósito en este proyecto de titulación es el aplicar los conocimientos en remediación y cuidado ambiental obtenidos en la Universidad del Azuay en la carrera de Ingeniería civil y gerencia en construcciones.

Para obtener una idea detallada del proceso a seguir en el proyecto de titulación se desglosara por capítulos, el desarrollo del primer capítulo consiste en la ampliación de conceptos con los cuales se trabajarán durante todo el proyecto y la caracterización de los componentes de las fosas sépticas, así como de las actividades de saneamiento hidráulico realizadas por ETAPA EP que tengan mayor influencia, para tener un análisis exacto y saber con qué se va a trabajar. Para dicha caracterización se utilizará un proceso estadístico para la toma de muestras, las cuales según el cronograma será de siete semanas para tener una mayor representatividad; se estimará el número de muestras a tomar al día en función de diferentes parámetros que se analizarán posteriormente.

En el segundo capítulo se planteará el diseño e implantación de ambos sistemas de tratamiento para obtener sus parámetros de diseño, el flujo que tendrá el proceso de pretratamiento, la metodología de cálculo, un análisis de costos, la disposición final de los residuos generados y una lista de resultados, de lo cual se partirá al paso importante del capítulo que es la comparación entre ambos sistemas y ofertar la solución que mejor se apegue a la realidad y a su vez brinde un funcionamiento óptimo y de calidad con las aguas residuales.

El tercer y último capítulo se destinará a la revisión y optimización del sistema actual tanto para bombas y tuberías. En el caso de las bombas se procederá a la determinación y comparación de las potencias tanto para el caudal existente y para cuando se agregue el caudal adicional proveniente del tratamiento de los residuos de las fosas sépticas, así como del efluente líquido procedente las diferentes actividades de saneamiento realizadas por ETAPA EP y otras empresas que realicen sus descargas en la PTAR de Ucubamba las cuales se detallarán en el capítulo 1. En el caso de las tuberías se realizará un análisis comparativo partiendo de la

determinación de las características hidráulicas del sistema de tuberías existente con el caudal original y cuando sea agregado el caudal adicional, para lo que se realizará un balance de masas, dando como posibles resultados la ampliación del horario de bombeo o en su defecto el no realizar cambio alguno, todo esto en función del caudal que se proceda a bombear.

Al final se presentará las conclusiones obtenidas del desarrollo del proyecto, dos tipos de soluciones para el problema planteado en la ciudad y se propondrá la remediación en base a los estudios realizados.

## **OBJETIVO GENERAL**

Analizar y diseñar un sistema de pretratamiento para las actividades de saneamiento hidráulico que ingresan en la PTAR de Ucubamba realizadas por ETAPA EP y otras empresas; y evaluar la capacidad de tuberías y bombas del sistema de descarga de lixiviados para el caudal adicional originado del efluente líquido de los lodos.

## **OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Caracterizar los componentes de los lodos procedentes de la limpieza de las diversas actividades de saneamiento hidráulico realizadas por ETAPA EP y otras empresas que tengan influencia.
- Analizar las alternativas que ofrece el pretratamiento para retención de sólidos y el sistema de geo tubos.
- Diseñar el sistema de pretratamiento más óptimo para el caudal generado por las actividades de saneamiento hidráulico realizadas por ETAPA EP y otras empresas que descargan en la PTAR de Ucubamba.
- Evaluar la capacidad de las bombas y tuberías para el transporte a la planta de tratamiento de aguas residuales de Ucubamba antes y después del agregar el caudal adicional de las diversas actividades de saneamiento hidráulico que ingresan a la PTAR de Ucubamba, realizadas por ETAPA EP y otras empresas.

## **CAPITULO I: CARACTERIZACIÓN DE LOS EFLUENTES MÁS REPRESENTATIVOS DE LAS ACTIVIDADES DE SANEAMIENTO HIDRAÚLICO DE ETAPA EP**

### **1.1 Generalidades**

Para la comprensión del proyecto y el entendimiento de ciertos términos se ha propuesto los siguientes conceptos útiles que ayudarán a la comprensión del funcionamiento y razonamiento de los diferentes materiales y materias con los que se va a trabajar.

#### **1.1.1 Fosas sépticas**

Son sistemas individuales utilizados de manera común para el tratamiento de aguas residuales, generadas por habitantes de zonas poco pobladas. Estos sistemas utilizan la capacidad de absorción del suelo, por lo que para un buen funcionamiento el tanque sedimentador debe cumplir con la retención de los sólidos pesados y las grasas más densas (Rosales, 2003).

Las fosas sépticas son un tipo de cámaras herméticas donde se acumulan aguas residuales, a cuales se realiza un tratamiento primario, principalmente remoción de material orgánico e inorgánico y sólidos flotantes por medio de la sedimentación (Lesikar & Enciso, 2000).

#### **1.1.2 Aguas residuales**

Pueden definirse como la combinación de aquellos líquidos y residuos sólidos arrastrados por el agua procedente de casas, edificaciones (aguas domésticas), fábricas (aguas residuales industriales), las de uso agrícola y pluviales (Romero, 2000), (Seoáñez & Angulo, 1995).

Las aguas residuales son la combinación de aguas provenientes de las descargas, de uso municipal, industrial, agrícola, doméstico y de cualquier uso en general (Rodríguez-Monroy & Durán de Bazúa, 2006).

Las aguas residuales contienen desechos orgánicos e inorgánicos, procedentes principalmente de actividades domésticas e industriales, los cuales son altamente contaminantes, causando efectos nocivos en la salud y el medio ambiente (OMS, 1995).

### **1.1.3 Lodos residuales**

Se llaman lodos residuales a los residuos que se general de los procesos de tratamiento de las aguas residuales, dichos lodos están compuestos por materia orgánica no descompuesta, microorganismos, materia no biodegradable, metales pesados entre otras características, los cuales pueden estar presentes en su estado original o ya con cambios sufridos en el proceso de tratamiento (Ortiz, Gutiérrez, & Sánchez, 1995).

El manejo de estos residuos debe ser organizado y controlado, por lo que se debe implementar una serie de normativas o regulaciones con el fin de obtener procedimientos para la caracterización de estos lodos, su transporte, almacenamiento, tratamiento dependiendo el caso y disposición final, con la finalidad de tener un manejo ambientalmente correcto y seguro (CEPIS/REMAR, 1999).

### **1.1.4 Sumideros**

Los sumideros tienen como objetivo principal la recolección de las aguas lluvias que escurren por las calles, por lo general se encuentran ubicados en los puntos más bajos de calles, terraplenes, entre otros. Se recomienda que los sumideros sean conectados a la red principal con tuberías no menores a 200mm , la cantidad y distancia de separación que deben tener está en función de varios factores como son: cantidad de agua de escorrentía, pendiente del lugar y la importancia del lugar al que sirven. Existen varios tipos de sumideros de los cuales los más importantes se enumeran a continuación.

- Sumidero de rejilla.
- Sumideros de ventana.
- Sumideros mixtos (Aldás, 2011).

### 1.1.5 Muestra

Una muestra es una parte de la población en la que se tiene interés por estudiar, resulta en la mayoría de casos más accesible que estudiar a toda la población (Lind, Marshall, & William, 2008).

Una sola muestra nos da una escasa información, razón por la cual no se puede alcanzar una adecuada confianza para caracterizar el sistema en estudio, se debe tomar muestras representativas de la población para seleccionar de una manera adecuada los procedimientos, equipos y materiales a usar (Sánchez, Barillas, & Córcega, 2006).

Para garantizar la confiabilidad de los resultados, se debe conocer con antelación lugar, tipo, frecuencia, parámetros del muestreo y asegurar así que la muestra tomada sea representativa para la caracterización de aguas residuales, con lo cual se puede diseñar sistemas de tratamiento y aplicación de modelos matemáticos (ANDI/BID, 1997).

### 1.2 Análisis estadístico previo a la obtención de muestras

Con el objetivo de cuantificar una tasa de crecimiento anual, en las descargas de los hidrocleaners en la planta de tratamiento de aguas residuales, se optó por analizar las órdenes de limpieza, solicitadas a ETAPA en años anteriores. Primero se solicitó información de los códigos internos acerca de las diferentes actividades de saneamiento hidráulico, presentadas en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1. Claves para alcantarillado urbano y rural.

Código.	Tipo de Operación
2010	Alcantarillado Principal Obstruido
2020	Alcantarillado Domiciliario Obstruido
2030	Alcantarillado Sanitario Roto
2040	Obstrucción de Sumideros
2045	Casa Inundada
2050	Colocación de Tapa en Pozo
2060	Limpieza de Fosas Sépticas
2070	Falta de Rejilla

Fuente: ETAPA, 2018.

Además, se recopiló información de años anteriores, para poder encontrar una tendencia de crecimiento y así analizar posteriormente la población futura de órdenes a tener, para calcular el volumen y frecuencias futuras y de esta manera llegar a la

optimización del diseño de los sistemas hidráulicos que se proponen en este proyecto. Estos datos se muestran a continuación en la tabla 1.2.

Tabla 1.2. Número de órdenes obtenidas en años anteriores.

Código	Descripción	Año									
		2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	
	Alcantarillado										
2020	domiciliario obstruido	2136	2322	2339	2260	2348	2434	2246	2141	2180	
2060	Limpieza de fosas sépticas	1509	1913	2158	2068	1870	1894	1792	1848	1672	

Fuente: ETAPA, 2018.

Se realizó gráficos de tendencias para ambas descripciones, tratando así de obtener un patrón que indique una tasa de crecimiento. Esto se evidencia en las figuras 1.1 y 1.2 adjuntas a continuación.

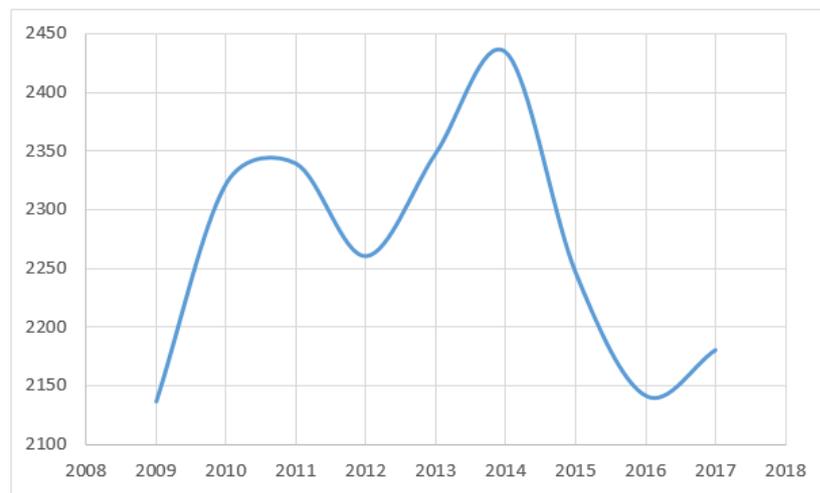


Figura 1.1. Gráfico de tendencias para alcantarillado domiciliario obstruido.

Fuente: Autores, 2018.

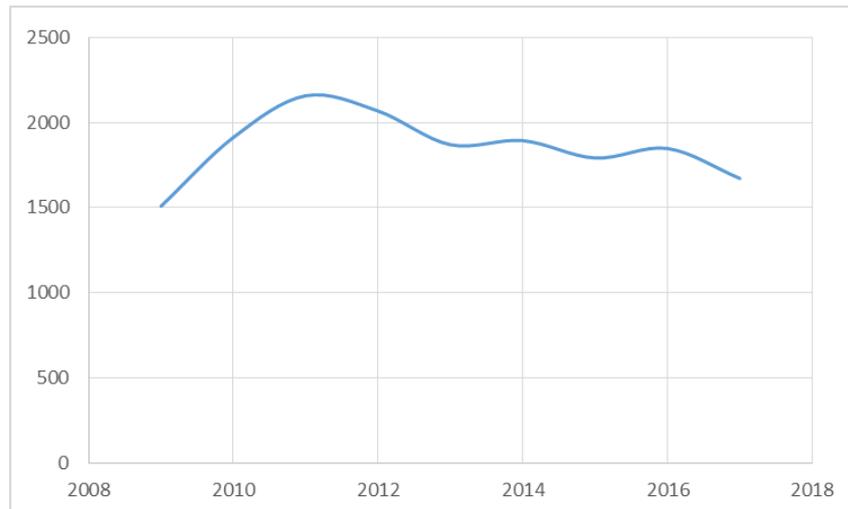


Figura 1.2. Gráfico de tendencias para limpieza de fosas sépticas.  
Fuente: Autores, 2018.

Como se observa en las figuras 1.1 y 1.2, tanto para alcantarillado domiciliario como para fosas sépticas se ha tenido un decrecimiento, por lo que es difícil dar una estimación de una tasa crecimiento anual, por ende, se analizó que en la ciudad de Cuenca se tiene una tasa de crecimiento poblacional del 15% en los últimos 7 años, es decir de un 2.14% anual, la cual se utilizará para el diseño hidráulico posterior del proyecto (INEC, 2017).

### 1.3 Revisión bibliográfica para la toma de muestras

Para la selección del método más adecuado para la toma de muestras de aguas residuales procederemos a la revisión bibliográfica acerca de los métodos más comunes utilizados en el muestreo de aguas residuales y así poder elegir el que más se adapte a este caso de estudio, incluyendo los materiales, métodos, frecuencias y el número de muestras idóneas para obtener información adecuada para el desarrollo del presente proyecto

#### 1.3.1 Métodos de muestreo

Existen varias técnicas de muestreo, sin embargo, las de uso más común para aguas residuales son las mencionadas a continuación:

### 1.3.1.1 Muestra simple

También es conocida como muestra puntual, se toma en un lugar y tiempo establecido para su análisis individual, cabe destacar que cuando existen varios puntos de vertido la muestra simple será la composición de cantidades proporcionales al caudal de cada punto; la toma de la muestra se realizará durante la jornada de trabajo de la unidad. Este tipo de muestras se usa para aguas residuales cuando las condiciones de vertido así lo permitan o para aguas residuales con contaminación propiamente fecal (Instituto de Toxicología de la Defensa, 2016).

La muestra simple es sencilla y rápida de realizarla, además indica la composición del agua en el instante en el que fue tomada; es usada cuando el agua no presenta alteraciones o cuando no existe la disponibilidad de tiempo para tomar una muestra compuesta, esto principalmente ocurre en las descargas industriales (SENASBA/PERIAGUA, 2015).

El volumen mínimo aceptable para una muestra simple en aguas residuales va desde 1 a 2 litros (Ramalho, 1996).

Las muestras simples discretas son aquellas con sitio, profundidad y tiempo previamente definido (Sánchez, Barillas & Córcega, 2006). Catalán, L., Catalán, Z., Pacheco, N., & Catalán, J. (2000), estudiaron acerca de los parámetros que se deben medir mediante el uso de muestras simples para caracterizar el agua residual, en dependencia del nivel de complejidad del sistema a caracterizar, indicada en la Tabla 1.3, en su obra “Tratado del Agua: Control de la Contaminación y Depuración”.

Tabla 1.3. Parámetros que deben medirse para cada nivel de complejidad del sistema en muestreos instantáneos o simples.

Nivel	Parámetro
Bajo	Oxígeno disuelto, temperatura, pH.
Medio	Oxígeno disuelto, temperatura, pH.
Medio Alto	Oxígeno disuelto, temperatura, pH.
Alto	Oxígeno disuelto, temperatura, pH, alcalinidad, acidez

Fuente: Catalán, L., Catalán, Z., Pacheco, N., & Catalán, J., 2000.

Se recomienda la toma de muestras simples principalmente en los siguientes casos:

- Descargas industriales de aguas residuales.

- La composición del agua residual es constante a través de un tiempo o distancia considerable.
- El agua residual presenta modificaciones en su composición, caudal y demás características significativas con el tiempo y el espacio.
- Análisis de oxígeno disuelto, temperatura, cloro residual y otros gases disueltos.
- Medición de compuestos orgánicos volátiles tóxicos como: trihalometanos, organoclorados, sulfuros, así como los que puedan salir de la fase acuosa o gaseosa.
- Análisis bacteriológicos (ANDI/BID, 1997).

### 1.3.1.2 Muestra compuesta

Las muestras compuestas son las resultantes de mezclar una cantidad de muestras simples. Para conformar la muestra compuesta, se debe tener en cuenta que el volumen de cada muestra simple debe ser proporcional al caudal de la descarga en el momento que se tome esta muestra (Ramos, Sepúlveda, & Villalobos, 2003).

Estas muestras reducen de manera significativa los costos, pero no permiten una valoración de la variación de los parámetros de calidad en el tiempo (Lozano-Rivas, 2013).

Este tipo de muestras se requieren cuando la composición de los desechos presenta algún tipo de variabilidad, dichas muestras compuestas se conforman de pequeñas muestras individuales que se toman de dos maneras, proporcionalmente al flujo o al tiempo:

- **Flujo:** Se toman muestras del mismo volumen, pero en intervalos de tiempo inversamente proporcionales al caudal que se tiene, por lo que, a un mayor caudal serán menores los intervalos de tiempo de muestreo y viceversa.
- **Tiempo:** las muestras se las toma en lapsos de tiempo constantes, pero el volumen de la muestra es proporcional al caudal que se tiene.

Para ambos casos la cantidad de muestras que se necesitarán tomar dependerán del número necesario y del tipo de análisis que se les realice (ANDI/BID, 1997).

La mayor parte de las muestras compuestas se utilizan para tener una idea clara en el tiempo sobre las concentraciones promedio, para lo cual se propone la expresión:

$$Vi = \frac{V \cdot Qi}{n \cdot Qp} \quad (\text{Fórmula 1.1})$$

Dónde:

- Vi: Volumen de cada porción de muestra.
- V: Volumen total a componer (puede ser 2L).
- Qi: Caudal instantáneo de cada muestra.
- Qp: Caudal promedio durante el muestreo.
- n: Número de muestras tomadas.

El volumen total a componer dependerá enteramente de los componentes fisicoquímicos y microbiológicos por evaluar, y el número de muestras puntuales está en función de la duración del muestreo y la frecuencia necesaria para la toma de muestras. El tiempo que se destine al muestreo debe involucrar todas las actividades que contribuyan a la generación de aguas residuales, la frecuencia de muestreo por su parte debe asegurar la representatividad de la muestra compuesta (Wills, Vélez, & Garcés, 2010).

Catalán et al (2000), estudiaron también acerca de los parámetros que se deben medir mediante el uso de muestras compuestas para caracterizar el agua residual, de acuerdo al grado de complejidad del sistema a caracterizar o nivel de servicio, indicada a continuación en la Tabla 1.4, en su obra “Tratado del Agua: Control de la Contaminación y Depuración”.

Tabla 1.4. Parámetros que deben medirse para cada nivel de complejidad del sistema en muestras compuestas.

Nivel	Parámetro
Bajo	DBO5 total y soluble, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentables, DQO soluble y total, nitrógeno total Kjeldahl, fósforo (soluble y particulado).
Medio	DBO5 total y soluble, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentables, DQO soluble y total, nitrógeno total Kjeldahl, fósforo (soluble y particulado).
Medio Alto	DBO5 total y soluble, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentables, DQO soluble y total, fósforo (soluble y particulado), aceites, detergentes, grasas y nitrógeno total Kjeldahl.
Alto	DBO5 total y soluble, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentables, DQO soluble y total, nitrógeno total Kjeldahl, fósforo (soluble y particulado), aceites y grasas, metales pesados: Cd, Pb, Cr, Ni, Zn, Hg, Cu, Ag, y sustancias orgánicas volátiles, cloruros, detergentes

Fuente: Catalán, L., Catalán, Z., Pacheco, N., & Catalán, J., 2000.

### 1.3.1.3 Muestra integrada

Es aquella conformada por muestras simples, tomadas simultáneamente en diversos puntos, un ejemplo típico es un río cuya composición varía en dependencia de varios factores como ancho y profundidad (ANDI/BID, 1997).

Este tipo de muestra consiste en 5 muestras simples, tomadas por lo menos durante 8 minutos. Con este método se obtiene la contaminación del agua en un corto período de tiempo, cabe destacar que el error en relación a un muestreo simple disminuye debido al volumen y a la mezcla con otras muestras.

Esta técnica, así como el muestreo compuesto se usa para la determinación de parámetros como: DBO<sub>5</sub>, DQO, amoníaco, amónico, nitrato y nitrito (SENASBA/PERIAGUA, 2015).

### 1.3.2 Frecuencia del muestreo

Antes de escoger el número de muestras a ser tomadas, y los intervalos de tiempo entre la toma de las mismas se debe conocer los procesos que intervienen en la generación de las aguas residuales para así determinar variaciones en las concentraciones de contaminantes, caudal en el intervalo de tiempo del muestreo.

Mientras disminuye la variabilidad con el tiempo, aumenta el rango de la frecuencia de muestreo y viceversa para así poder obtener muestras representativas en las diversas condiciones de las aguas residuales.

Se recomienda tener intervalos uniformes de tiempo de 20 minutos, para estimar la concentración media, para tener mayor certeza en la toma de datos se puede realizar un aforo previo para determinar el rango más óptimo para la toma de datos (ANDI/BID, 1997).

Para la frecuencia del muestreo se recomienda alternarlos días y horas de la toma de muestras para tener una mayor representatividad de la población analizada (SENASBA/PERIAGUA, 2015).

Cuando se desconoce cómo varían con respecto al tiempo los parámetros del agua residual, se puede establecer una frecuencia estándar para jornadas de un solo turno en la toma de muestras, con un rango entre 9 a 17 horas pudiendo tomarse como valor típico 8 horas de muestreo con una recogida de muestras de 125 ml cada 30 minutos, hasta completar un volumen aproximado de 2 litros (Instituto de Toxicología de la Defensa, 2016).

Las muestras simples de la muestra compuesta pueden tener volúmenes individuales entre 25 y 100 ml y el volumen total puede ir desde 1 a 4 litros (Ramalho, 1996).

Existe un criterio de selección del número de muestras y el intervalo entre la toma de estas, en base al número de horas por día que opera el proceso generador de la descarga como se observa a continuación en la Tabla 1.5, elaborada por CONAGUA en el año 2014 en el manual “Procedimiento de muestreo, análisis, y reporte de calidad de las aguas residuales”.

Tabla 1.5. Frecuencia de muestreo

Horas por día que opera el proceso generador de la descarga	Número de muestras simples	Intervalo entre toma de muestras simples(horas)	
		Mínimo	Máximo
Menor que 4	Mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3
Mayor que 18 y 24	6	3	4

Art. 278-B fracción III LFD.

Fuente: CONAGUA, 2014.

En la frecuencia de la toma de muestras se pueden sacar promedios, para tener una confiabilidad de los datos tomadas si estos no presentan variaciones significativas en sus parámetros principales a lo largo del tiempo.

Se pueden sacar promedios diarios, que es el valor resultante de analizar una muestra compuesta; además se pueden obtener promedios mensuales que se obtiene calculando el promedio ponderado en función del caudal de mínimo dos muestras compuestas (CONAGUA, 2014).

### **1.3.3 Selección del sitio de muestreo**

Para que las muestras tomadas sean representativas se pueden seguir ciertas recomendaciones en dependencia del sitio donde se tome la muestra:

- En ríos, lagos, manantiales el punto de muestreo no debe estar muy próximo a la orilla o muy alejado en superficie y profundidad del lugar de captación; de preferencia es mejor tomar una muestra integrada a media corriente y a media profundidad.
- En las plantas de tratamiento los puntos de muestreo requeridos deben ser antes de la planta, en la planta y después de la misma.
- En aguas residuales los puntos de muestreo deberán ser donde las condiciones de flujo faciliten mezclas homogéneas
- En canales estrechos las muestras deben tomarse el tercio interior de la profundidad, y en canales anchos los puntos de muestreo se situarán a lo largo de estos.
- Es complicado tomar muestras que resulten representativas de una mezcla heterogénea de agua residual, por lo que se deberá tomar muestras compuestas proporcionales al caudal, para estimar las características del agua.
- En tuberías cerradas se deberá elegir una sola estación de muestreo, antes de la elección de debe tomar muestras en diferentes puntos de la conducción para escoger el más óptimo (Catalán et al, 2000).

### 1.3.4 Determinación de la cantidad de muestras y su frecuencia para el caso de estudio

Para obtener el tamaño de la muestra y la frecuencia para la toma de las mismas nos basaremos en la revisión bibliográfica y en base variables que se tienen, en este caso el análisis está en función de la cantidad total de camiones hidrocleaners que posee la empresa ETAPA EP, la frecuencia diaria de recolección y descarga y la cantidad de aguas residuales transportadas en cada viaje.

De acuerdo a los registros proporcionados por ETAPA EP correspondientes a los meses de agosto del 2017 hasta abril del presente año, se pudieron obtener un promedio del número de descargas mensuales que se realizan en la planta de tratamiento de aguas residuales de Ucubamba, que sería de 137 descargas por mes, a continuación se presenta en la Tabla 1.6:

Tabla 1.6. Frecuencia mensual de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba.

Año	Mes	Frecuencia mensual de ingreso de descarga
2017	Agosto	129
	Septiembre	140
	Octubre	118
	Noviembre	114
	Diciembre	105
	Enero	111
2018	Febrero	163
	Marzo	199
	Abril	156

Fuente: Autores, 2018.

Se realizó un análisis de los registros proporcionados por ETAPA EP, con los datos de 9 meses de información proporcionada, que se presentan en la Tabla 1.7, mostrando el número de descargas totales realizadas por cada entidad, así como el porcentaje de incidencia de cada una de ellas, indicadas a continuación:

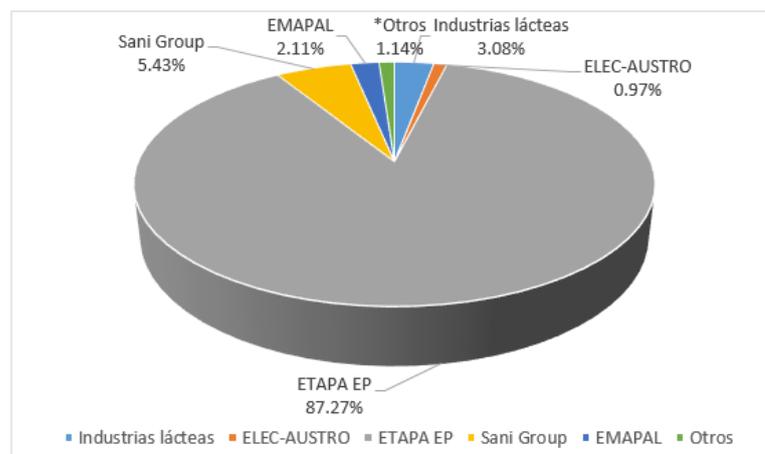
Tabla 1.7. Frecuencia total de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba por empresa.

Empresa	N° descargas	Porcentaje
Agro-calidad	8	0.65
Alduya	1	0.08
Coyoctor	2	0.16
Dalilac	3	0.24
ELEC-AUSTRO	12	0.97
EMAC	9	0.73
EMAPAL	26	2.11
ETAPA EP	1076	87.27
Indulac	2	0.16
La Biba	1	0.08
Leo Lact	1	0.08
Los Pinos	1	0.08
Mayrita	2	0.16
Municipio	1	0.08
Nutri Leche	3	0.24
Parmalat	13	1.07
Sani Group	67	5.42
SENAE	2	0.16
Suministros Químicos		
Quintanilla	2	0.16
Unorlact	1	0.08
:::	1	0.08

:::= Datos que no constan en el registro.

Fuente: Autores, 2018.

En la figura 1.3 se presenta un gráfico de pastel, que indica los principales porcentajes de influencia de las diferentes empresas que ingresan a la PTAR de Ucubamba, indicado a continuación:



\*Otros=EMAC, Municipio, Suministros Químicos Quintanilla SENAE.

Figura 1.3. Porcentajes de las empresas/industrias de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba.

Fuente: Autores, 2018.

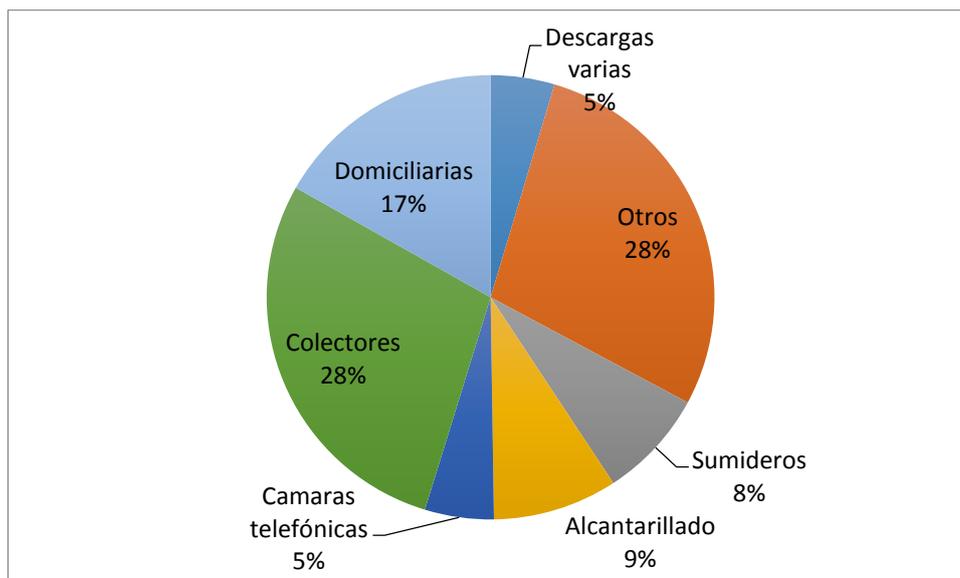


Limpieza de plataforma	:::	:::	:::	:::	1	1	:::	:::	:::
Llantera	2	1	2	:::	:::	2	2	:::	:::
Lodos	:::	:::	:::	5	:::	:::	39	61	55
Marginales	:::	1	2	:::	:::	1	:::	:::	:::
Planta Churuguzo	:::	:::	:::	:::	8	4	2	8	1
Planta Tarqui	1	:::	3	4	:::	:::	:::	:::	:::
Sedimento	1	3	7	3	:::	1	:::	:::	1
Succión de pozos	:::	4	1	1	:::	:::	:::	:::	:::
Descargas varias	1	6	3	1	3	3	3	3	2
Sumideros	6	5	7	4	8	8	2	6	5
Tanque	:::	3	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
:::	3	4	4	2	4	4	5	:::	:::

:::= Datos que no constan en el registro.

Descargas varias= Es una descarga mixta de alcantarillado, domiciliarias y sumideros.

Fuente: Autores, 2018.



\*Otros= Tipos de desechos no principales de la Tabla 1.8 (incluye un 2.42 % de datos no registrados)

Figura 1.4. Composición porcentual de frecuencia de los tipos de desechos de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba por parte de ETAPA EP.

Fuente: Autores, 2018.

De la Tabla 1.8 y de la figura 1.4 se puede constatar que los desechos que mayor influencia tienen son aquellos provenientes de las fosas sépticas, seguido de limpieza de colectores y luego la limpieza de lodos. A su vez la figura 1.4 se destaca que las aguas residuales provenientes de las fosas sépticas equivalen a un 30 % del total de ingresos de descargas a la PTAR de Ucubamba, la limpieza de colectores tiene un 15.71%; en la limpieza de lodos el material se transporta a las instalaciones de la EMAC ubicadas en Pichacay luego de un tratamiento previo. Además de ETAPA

EP, como se mencionó anteriormente existen otras empresas que realizan ingresos de descargas a la PTAR de Ucubamba, y aunque tengan frecuencias mucho menores en cuanto porcentajes, se indica en la tabla 1.9 los valores correspondientes a los meses de los que se tiene información, está información será usada en el capítulo 2.

Tabla 1.9. Frecuencia mensual desde agosto del 2017 hasta abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de otras empresas en función del tipo de desecho.

Empresa	Tipo de Desecho	Ago-17	Sep-17	Oct-17	Nov-17	Dic-17	Ene-18	Feb-18	Mar-18	Abr-18
ELEC-AUSTRO	Baños	:::	5	4	:::	:::	:::	:::	2	:::
	Fosas sépticas	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1	:::	:::
EMAC	Arena	:::	:::	:::	:::	:::	:::	3	:::	:::
	Filtros	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1	2	:::
	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1	:::	:::
EMAPAL	Fosas sépticas	3	2	4	3	2	2	2	3	5
	Agua	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1	:::
Municipio	Baños portátiles	3	12	9	9	4	6	4	:::	5
	Desechos varios	:::	:::	:::	:::	:::	1	:::	:::	:::
	Domiciliarias	:::	:::	:::	:::	:::	2	:::	:::	:::
	Fosas sépticas	3	2	1	:::	:::	1		:::	:::
	Lavado	:::	:::	:::	:::	:::	1	:::	:::	:::
Sani Group	:::		1		2		:::	:::	:::	:::
	Líquidos	:::	:::	:::	:::	:::	2	:::	:::	:::
SENAE	Líquidos	:::	:::	:::	:::	:::	2	:::	:::	:::
Sum. Quintanilla	Soluciones salinas	:::	:::	:::	:::	1	:::	:::	:::	:::
	Suero líquido	:::	:::	:::	:::	:::	1	:::	:::	:::

:::= Datos que no constan en el registro.

Fuente: Autores, 2018.

De la Tabla 1.9 se puede obtener como los datos más relevantes, referidos con respecto al total de ingresos de descarga a la PTAR de Ucubamba, que el porcentaje

más alto corresponde a baños portátiles con un 4.29% de Sani-Group, seguido de Fosas Sépticas de EMAPAL con un 2.11% y finalmente baños de ELEC-AUSTRO con un 0.89%, todo esto referido al total de ingresos de descargas a la PTAR de Ucubamba.

Como se mencionó anteriormente, las industrias lácteas tienen un porcentaje de incidencia del 3.08%, el tipo de desecho es leche y su frecuencia para los meses de los que se tiene información se indica a continuación en la tabla 1.10:

Tabla 1.10. Frecuencia mensual desde agosto del 2017 hasta abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de industrias lácteas.

Empresa	Ago-17	Sep-17	Oct-17	Nov-17	Dic-17	Ene-18	Feb-18	Mar-18	Abr-18
:::	1	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Agro-calidad	1	:::	5	:::	:::	1	:::	:::	1
Alduya	1	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Coyoctor	2	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Dalilac	:::	1	:::	2	:::	:::	:::	:::	:::
Indulac	2	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
La Biba	1	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Leo lact	1	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Los Pinos	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1
Mayrita	:::	:::	:::	2	:::	:::	:::	:::	:::
Nutri Leche	1	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Nutri Leche	:::	1	:::	:::	:::	1	:::	:::	:::
Parmalat	:::	:::	:::	1	:::	:::	6	4	2
UNORLACT	1	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::

:::= Datos que no constan en el registro.

Fuente: Autores, 2018.

De la tabla 1.10 se obtiene que las industrias lácteas que tienen mayor frecuencia de descarga son Parmalat y Agro-calidad; sus porcentajes de incidencia no se tomarán en cuenta ya que no tiene mayor relevancia en el presente trabajo.

De la misma manera que se discretizó la información, provista por ETAPA EP, indicando los volúmenes de descarga de las empresas que se mostraron anteriormente, presentadas a continuación en la Tabla 1.11:

Tabla 1.11. Volumen mensual de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba.

Volumen mensual de ingreso de		
Año	Mes	descarga(m3)
2017	Agosto	609.65
	Septiembre	607.5
	Octubre	493.5
	Noviembre	502
	Diciembre	497.4
2018	Enero	430.7
	Febrero	622.3
	Marzo	606.9
	Abril	383.8

Fuente: Autores, 2018.

El promedio mensual de volúmenes de ingreso de descarga a la PTAR de Ucubamba, para los meses desde agosto del 2017 hasta abril del presente año, es de aproximadamente de 528 m<sup>3</sup>.

Con los registros provistos por ETAPA EP, se presenta en la Tabla 1.12 el volumen de descarga total realizada por cada entidad, así como el porcentaje de incidencia de cada una respecto al total, que se indican a continuación:

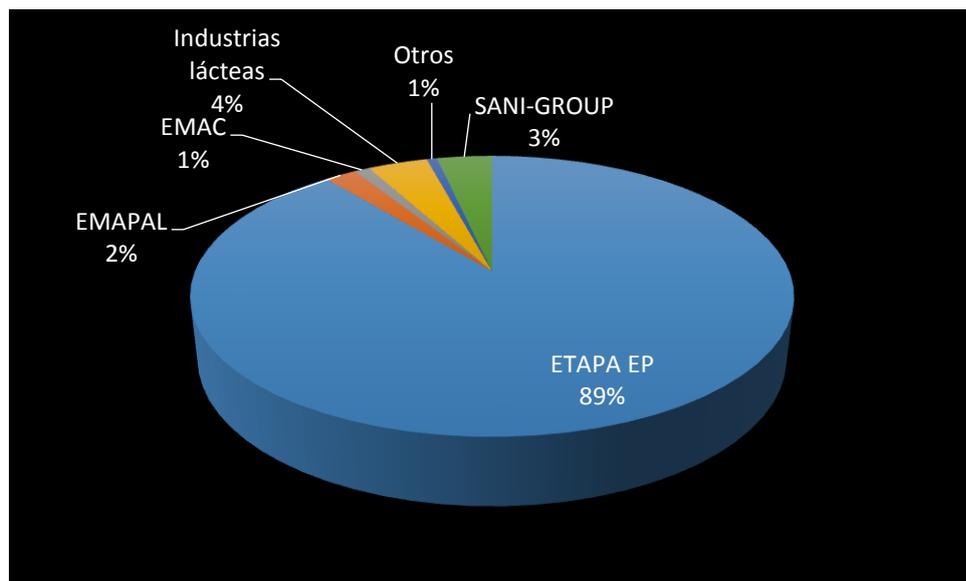
Tabla 1.12. Volumen total de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba por empresa.

Empresa	Volumen total	Porcentaje
Agro-calidad	28.3	0.59
Alduya	10.35	0.22
Coyoctor	40	0.84
Dalilac	22.8	0.48
ELEC-AUSTRO	16	0.34
EMAC	45.9	0.97
EMAPAL	96.5	2.03
ETAPA EP	4232.5	89.04
Indulac	27.8	0.58
La Biba	12.5	0.26
Leo Lact	12.5	0.26
Los Pinos	0.9	0.02
Mayrita	3.2	0.07
Municipio	10	0.21
Nutri Leche	1.2	0.03
Parmalat	13.83	0.29
Sani Group	167	3.51
SENAE	0	0
Suministros Químicos		
Quintanilla	4.9	0.10

Unorlact	5	0.11
Otros	2.5	0.05

:::= Datos que no constan en el registro.  
 Fuente: Autores, 2018.

En la figura 1.5 se presenta un gráfico, que indica los principales porcentajes de influencia en cuanto al volumen de las diferentes empresas que ingresan a la PTAR de Ucubamba, los cuales son similares a los porcentajes de influencia de frecuencias indicado a continuación:



\*Otros=ELEC-AUSTRO, Municipio, Suministros Químicos Quintanilla y SENAE.

Figura 1.5. Porcentajes de las empresas/industrias de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba respecto al volumen descargado  
 Fuente: Autores, 2018.

De acuerdo a la tabla 1.12 y a la figura 1.5 se puede identificar que ETAPA EP, la de mayor una influencia con porcentaje del 89.03 %, seguida de Sani Group con un 3.51 %, EMAPAL con un 2.03 % entre las más representativas, cabe destacar que existen una serie de industrias lácteas que ingresan a la PTAR de Ucubamba, y en total suman 3.81% del total; mostrando comportamiento similares a los las frecuencias de ingreso descritas anteriormente.

ETAPA EP es la empresa que registra un mayor volumen de descarga en la PTAR de Ucubamba, por lo que se realizó una tabla en el que se identifican los tipos de desechos descargados en la misma, correspondiente a los meses de los cuales se posee información que se indican a continuación en la tabla 1.13. Además se

procedió a elaborar la figura 1.6 que muestra la composición porcentual de los tipos de desechos descargados por ETAPA EP con una influencia más significativa.

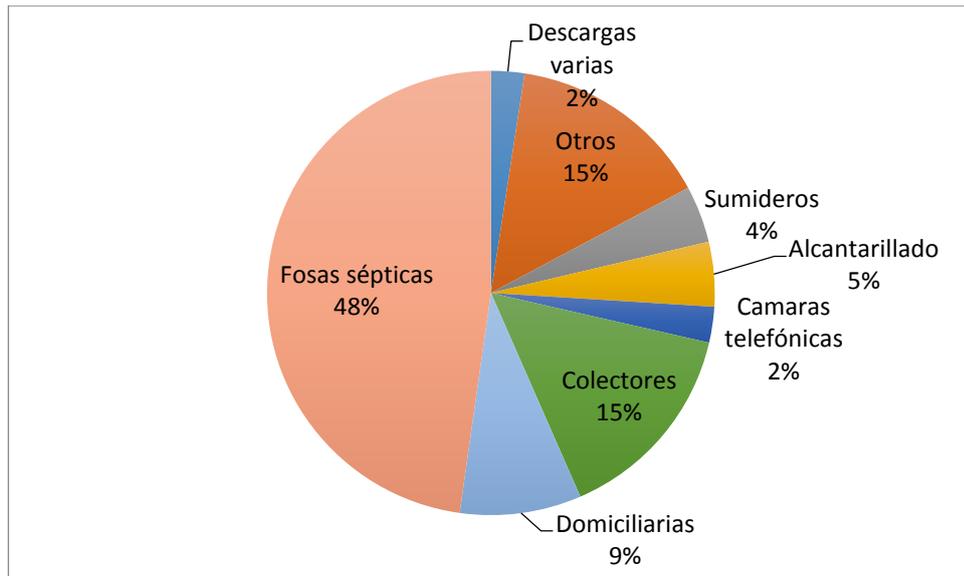
Tabla 1.13. Volúmenes mensuales desde agosto del 2017 hasta abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de ETAPA EP en función del tipo de desecho.

Tipo de Desecho	Ago-17	Sep-17	Oct-17	Nov-17	Dic-17	Ene-18	Feb-18	Mar-18	Abr-18
Aguas Servidas	4.5	6.5	:::	:::	:::	3	3	:::	:::
Aguas servidas y gravas	:::	2	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Alcantarillado	5	23	10	25	16	11	40	58	11
Cámaras	3	:::	:::	:::	:::	10	:::	4	4
Cámaras y succión de grasa	:::	:::	2	11	9	3	3	15	:::
Cámaras telefónicas	26	18	20	6	11	8	3	14	4
Cámaras de estación de servicio	4	12	:::	:::	:::	:::	8	8	9
Colectores	101.5	62	48	47	39	56	61	126	89
Desechos	4	:::	:::	:::	:::	:::	:::	34	16
Desobstrucción espesadores	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Domiciliarias	32	54	24	55	42	55	47	24	38
Fosas sépticas	242	258	196	225	279	149	314	223	136
Hospital	4	4	:::	:::	:::	4	:::	:::	:::
Interceptor	:::	:::	:::	4	:::	8	:::	:::	:::
Lavado de hidrocleaner	:::	4	4	:::	:::	:::	:::	5	:::
Lechada	:::	:::	5	:::	7	:::	:::	:::	:::
Limpieza de tanque	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Limpieza de plataforma	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Llantera	4	5	9	:::	:::	10	11	:::	:::
Lodos	:::	:::	:::	30	:::	:::	22	:::	5
Marginales	:::	3	5	:::	:::	4	:::	:::	:::
Planta Churuguzo	:::	:::	:::	:::	42	12	6	24	3
Planta Tarqui	4	:::	23	11	:::	:::	:::	:::	:::
Sedimento	1	7	25	12	:::	3	:::	:::	6
Succión de pozos	:::	13	3	3	:::	:::	:::	:::	:::
Descargas varias	7	22	11	4	13	12	13	12	8
Sumideros	19	17	20	12	24	29	7	30	17
Tanque	:::	24	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
:::	11	16	7	11	:::	:::	22	:::	:::

:::= Datos que no constan en el registro.

Descargas varias= Es una descarga mixta de alcantarillado, domiciliarias y sumideros.

Fuente: Autores, 2018



\*Otros= Tipos de desechos no principales de la Tabla 1.15 (incluye un 1.41 de datos no registrados).  
 Figura 1.6. Composición porcentual de volumen de los tipos de desechos de mayor influencia que ingresan a la PTAR de Ucubamba por parte de ETAPA EP.  
 Fuente: Autores, 2018.

De la figura 1.6 se constata que los desechos que mayor influencia tienen son aquellos provenientes de las fosas sépticas, seguido de limpieza de colectores y luego la limpieza de domiciliarias. Además de la figura 1.6 se puede destacar que las aguas residuales provenientes de las fosas sépticas equivalen a un 47.77 % del total del volumen de descarga registrado a la PTAR de Ucubamba, la limpieza de colectores tiene un 14.87% del total del volumen de descargas.

Además de ETAPA EP, como se mencionó anteriormente existen otras empresas que realizan ingresos de descargas a la PTAR de Ucubamba, y aunque tengan volúmenes mucho menores en cuanto porcentajes, se indica en la tabla 1.14 los valores correspondientes a los meses de los que se tiene información.

Tabla 1.14. Volúmenes mensuales desde agosto del 2017 hasta abril del 2018 del ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de otras empresas en función del tipo de desecho.

Empresa	Tipo de desecho	Ago-17	Sep-17	Oct-17	Nov-17	Dic-17	Ene-18	Feb-18	Mar-18	Abr-18
ELEC-AUSTRO	Baños	:::	7	5	:::	:::	:::	:::	2.5	:::
	Fosas sépticas	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1.5	:::	:::
EMAC	Arena	:::	:::	:::	:::	:::	:::	36		:::
	Filtros	:::	:::	:::	:::	:::	:::	1.7	2.5	1.7
	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	4
EMAPAL	Fosas sépticas	11	2.5	21	8	5	10	7	12	20
Municipio	Agua	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	10	:::
Sani Group	Baños portátiles	7	23.5	20	25	7	18	8		9
	Desechos varios	:::	:::	:::	:::	:::	2	:::	:::	:::
	Domiciliarias	:::	:::	:::	:::	:::	5	:::	:::	:::
	Fosas sépticas	7.5	6	10	:::	:::	10		:::	:::
	Lavado	:::	:::	:::	:::	:::	3	:::	:::	:::
SENAE	:::	:::	:::	:::	4	:::	:::	:::	:::	:::
	Líquidos	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
	Soluciones salinas	:::	:::	:::	:::	1.4	:::	:::	:::	:::
Sum. Quintanilla	Suero líquido	:::	:::	:::	:::	:::	3.5	:::	:::	:::

:::= Datos que no constan en el registro.

Fuente: Autores, 2018

De la Tabla 1.14 se puede obtener como los datos más relevantes, referidos con respecto al total de volúmenes de descarga a la PTAR de Ucubamba, que el porcentaje más alto corresponde a baños portátiles con un 2.47% de Sani-Group, seguido de Fosas Sépticas de EMAPAL con un 2.03% y finalmente arena de la EMAC con un 0.76%.

Las industrias lácteas tienen un porcentaje de incidencia en volúmenes descargados del 3.81%, el tipo de desecho es leche, la cual se indica a continuación en la tabla 1.15:

Tabla 1.15. Volúmenes mensuales desde agosto del 2017 hasta abril del 2018 de ingreso de descargas en la PTAR de Ucubamba de industrias lácteas.

Empresa	ago-17	sep-17	oct-17	nov-17	dic-17	ene-18	feb-18	mar-18	abr-18
:::	2.5	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Agro-calidad	0.3	:::	25.5	:::	:::	2.2	:::	:::	0.3
Alduya	10.35	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Coyoctor	40	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Dalilac	:::	18	:::	4.8	:::	:::	:::	:::	:::
Indulac	27.8	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
La Biba	12.5	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Leo lact	12.5	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Los Pinos	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	0.9
Mayrita	:::	:::	:::	3.2	:::	:::	:::	:::	:::
Nutri Leche	1.2	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Nutri Leche	:::	0	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::
Parmalat	:::	:::	:::	1	:::	:::	8	2.9	1.9
UNORLACT	5	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::	:::

:::= Datos que no constan en el registro.

Fuente: Autores, 2018

Según la tabla 1.15 las industrias lácteas descargan mayores volúmenes son Coyoctor y Agro-calidad; sus porcentajes de incidencia no se tomarán en cuenta ya que no tiene mayor relevancia en el presente trabajo.

Una vez obtenidos estos valores se procederá a establecer la cantidad de muestras diarias que se deben tomar, Este proceso se lo realizará por siete semanas según lo estipulado en el cronograma propuesto.

Existen un total de 11 camiones hidrocleaners destinados a diferentes actividades de saneamiento hidráulico proporcionados por ETAPA EP, 8 de estos camiones trabajan a presión y succión utilizándose para limpieza de colectores, domiciliarias, sumideros, cámaras telefónicas, cámaras de grasa éntrelas más relevantes; los 3 camiones hidrocleaners trabajan únicamente a succión y se usan para limpieza de fosas sépticas o sistemas individuales para disposición de aguas residuales en donde no se cuenta con redes de alcantarillado , con una capacidad de 8.000 litros cada uno (ETAPA).

A continuación, se muestra la tabla 1.16 donde se encuentran los tipos de desechos descargados pro ETAPA EP, así como sus promedios de frecuencias y volúmenes mensuales, semanales y diarios, lo cual se obtuvo analizando la información

proporcionada por ETAPA EP, del registro de ingresos de descarga a la PTAR de Ucubamba.

Tabla 1.16. Resumen de los tipos de desechos descargados por ETAPA EP en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, semanal y diaria.

Tipo de desecho	Promedio frecuencia			Promedio volumen(m3)		
	Mensual	Semanal	Diaria	Mensual	Semanal	Diaria
Aguas servidas	1	-	-	1.88	-	-
Aguas servidas y gravas	1 en 9 meses	-	-	2 m3 en 9 meses	-	-
Alcantarillado	5	1	-	22.11	5.53	-
Cámaras	1	-	-	2.33	-	-
Cámaras y succión de grasa	2	-	-	4.78	-	-
Cámaras telefónicas	4	1	-	12.22	3.06	-
Cámaras de estación de servicio	1	-	-	4.56	-	-
Colectores	19	5	1	69.94	17.49	3.50
Desechos	1	-	-	6	-	-
Desobstrucción espesadores	1 en 9 meses	-	-	:::	:::	:::
Domiciliarias	11	3	-	41.22	10.31	*3.44
Fosas sépticas	36	9	2	224.7	56.18	11.23
Hospital	3 en 9 meses	-	-	12 m3 en 9 meses	-	-
Interceptor	3 en 9 meses	-	-	12 m3 en 9 meses	-	-
Lavado de hidrocleaner	4 en 9 meses	-	-	13 m3 en 9 meses	-	-
Lechada	3 en 9 meses	-	-	12 m3 en 9 meses	-	-
Limpieza de tanque	1 en 9 meses	-	-	:::	:::	:::
Limpieza de plataforma	2 en 9 meses	-	-	:::	:::	:::
Llantera	1	-	-	4.33	-	-
Lodos	18	5	1	:::	:::	:::
Marginales	4 en 9 meses	-	-	12 m3 en 9 meses	-	-
Planta Churuguzo	3	-	-	9.67	-	-
Planta Tarqui	1	-	-	4.22	-	-
Sedimento	2	-	-	6	-	-
Succión de pozos	1	-	-	2.11	-	-
Descargas varias	3	-	-	11.33	-	-
Sumideros	6	**1.5	-	19.44	4.86	-
Tanque	3 en 9 meses	-	-	24 m3 en 9 meses	-	-
:::	3	-	-	7.44	-	-

-=Frecuencia menor a 1 camión por día

\*=Promedio de volumen diario, considerando el promedio de frecuencia semanal.

\*\*=Frecuencia diaria con una probabilidad del 50% de que llegue más de un camión por día

:::= Datos que no constan en el registro.

Descargas varias= Es una descarga mixta de alcantarillado, domiciliarias y sumideros

Fuente: Autores, 2018.

De acuerdo a la tabla 1.16, los tipos de desechos más relevantes son fosas sépticas, colectores, domiciliarias y sumideros, de los cuales se procederán a tomar muestras.

Además, en la tabla 1.17, se describen las frecuencias y volúmenes mensuales de otras empresas en función del tipo de desecho que descargan en la PTAR de Ucubamba.

Tabla 1.17. Resumen de los tipos de desechos descargados otras empresas en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, semanal y diaria.

Empresa	Tipo de desecho	Promedio frecuencia			Promedio volumen(m3)		
		Mensual	Semanal	Diaria	Mensual	Semanal	Diaria
ELEC-AUSTRO	Baños	1	-	-	1.61	-	-
	Fosas sépticas	1 en 9 meses	-	-	1.5 m3 en 9 meses	-	-
	Arena	3 en 9 meses	-	-	36 m3 en 9 meses	-	-
EMAC	Filtros	3 en 9 meses	-	-	5.9 m3 en 9 meses	-	-
	:::	1 en 9 meses	-	-	4 m3 en 9 meses	-	-
Municipio EMAPAL	Fosas sépticas	3	-	-	10.72	-	-
	Agua	1 en 9 meses	-	-	10 m3 en 9 meses	-	-
	Baños portátiles	6	**1.5	-	14.69	3.67	-
Sani Group	Desechos varios	1 en 9 meses	-	-	2 m3 en 9 meses	-	-
	Domiciliarias	2 en 9 meses	-	-	5 m3 en 9 meses	-	-
	Fosas sépticas	1	-	-	3.72	-	-
	Lavado	1	-	-	3 m3 en 9 meses	-	-
	:::	3 en 9 meses	-	-	4 m3 en 9 meses	-	-
SENAE	Líquidos	2 en 9 meses	-	-	:::	:::	:::
Sum. Quintanilla	Soluciones salinas	1 en 9 meses	-	-	1.4 m3 en 9 meses	-	-
	Suero líquido	1 en 9 meses	-	-	3.5 m3 en 9 meses	-	-

--Frecuencia menor a 1 camión por día

\*=Promedio de volumen diario, considerando el promedio de frecuencia semanal.

\*\*=Frecuencia diaria con una probabilidad del 50% de que llegue más de un camión por día

:::= Datos que no constan en el registro.

Fuente: Autores, 2018.

De la tabla 1.17, se puede obtener que el tipo de desecho más relevante es el de baños portátiles descargados por la empresa Sani-Group.

Con toda la información analizada se llegó a la siguiente:

- El tipo de muestra a utilizar es de tipo simple, debido a la naturaleza de la descarga de los camiones hidrocleaner; su descarga es instantánea.
- La frecuencia y el intervalo de muestreo se definió de acuerdo a lo citado en el inciso 1.2.2 en la tabla 1.5, ya que el número de horas de operación de cada Hidrocleaner es menor a 4 horas, el cual sería la fuente generadora de la descarga de agua residual y de acuerdo a las frecuencias presentadas en la tabla 1.16 se optó por tomar 5 muestras para fosas sépticas, 1 muestra para colectores.
- El volumen sugerido por el laboratorio de ETAPA EP, para el análisis de muestras fue de 1 galón y ½ galón.

### 1.3.5 Selección de las fechas del muestreo

La toma de muestras se realizó en la planta de tratamiento de aguas residuales de Ucubamba en la zona destinada para la descarga de los hidrocleaners, luego de realizar la limpieza de los sistemas de recolección de aguas residuales los camiones proceden a la descarga como se indica en la figura 1.7.



Figura 1.7. Sitio de descarga de los hidrocleaners.  
Fuente: Autores, 2018.

Se tomaron muestras simples de cada hidrocleaner durante 7 semanas, ya que la frecuencia de llegada y limpieza era aleatoria. Se inició el día lunes 14 de mayo hasta

el día viernes 22 de junio del presente año 2018. Las fechas de muestreo se podrán revisar en el Anexo 2 del presente proyecto.

Una vez tomadas las muestras estas fueron enviadas al laboratorio de ETAPA EP ubicado en la misma PTAR.

### **1.3.6 Tipo de muestreos.**

Para la toma de muestras primero se debe definir el tipo de muestreo que se va a elegir, para lo cual se propondrán los distintos tipos de muestreo existentes.

**Muestreo manual:** este muestreo es realizado cuando el lugar de la toma de muestras es de fácil acceso o en su defecto que con unas fáciles adaptaciones se pueda facilitar la toma de muestras.

Este tipo de muestreo posee algunas ventajas como lo es el permitir la toma de muestras y observar los cambios en las características en dicha muestra. Este muestreo es aceptable para los criterios de vigilancia y control, si dicha muestra es representativa de la calidad del agua del sitio donde se toma la muestra, se requerirá establecer que la información que se obtenga de las muestras será única y exclusivamente para dicho lugar de toma y en el tiempo que se la tomó.

**Muestreo automático:** este muestreo se aconseja utilizar cuando el lugar donde se debe tomar la muestra tiene un acceso difícil o cuando se cuenta con un muestreador automático, en este tipo de muestreos se tiene la ventaja de una mayor precisión para la toma de muestras y como única desventaja su montaje y calibración, ya que al ser aparatos complejos necesitan de revisiones continuas para evitar fallas o atascamientos en el equipo (Instituto Nacional de Salud, 2011).

Al momento de la toma de muestra se debe tener en cuenta varios parámetros importantes en seguridad y objetividad, el objetivo de los muestreos es obtener una muestra representativa del material en estudio, por lo cual se analizará las variables fisicoquímicas y biológicas de mayor interés.

Tomar una muestra no es sencillo, ya que un error durante el muestreo generaría un error en todas las actividades posteriores de estudio, haciendo que este se invalide (SENASBA/PERIAGUA, 2015).

### **1.3.6.1 Tipo de muestreo utilizado para el caso de estudio**

Se realizó un muestreo simple de tipo manual, debido a la naturaleza de descarga de los camiones hidrocleaners.

### **1.3.7 Recipientes y equipos para el muestreo**

Al momento de la elección de los recipientes de debe tomar en cuenta parámetros importantes los cuales se detallan a continuación:

- No deben ser causa de contaminación con componentes inorgánicos, esto se da en recipientes de vidrio, las tapas con color pueden tener metales pesados que afectarían a la muestra.
- No deben reaccionar con ciertos materiales constituyentes de la muestra.
- Deben tener una superficie en la cual los métodos de limpieza sean de fácil aplicación, para reducir la contaminación de las muestras.
- Se debe tener en reserva una variedad de recipientes para minimizar la contaminación cruzada.
- Se recomienda el uso de recipientes desechables.
- Cuando se tengan muestras solidas o semisólidas, sea el caso se debe usar recipientes de boca ancha o en su defecto jarras.
- Factores como el tamaño, forma, peso, disponibilidad, costo, reúso y limpieza son primordiales al momento de la adquisición (NTE INEN 2169, 2013).

Existen recipientes que se pueden utilizar tanto para los exámenes fisicoquímicos como microbiológicos, los cuales serán detallados a continuación.

#### **1.3.7.1 Recipientes para exámenes fisicoquímicos**

En los exámenes físicos y químicos los recipientes más usados son los envases de vidrio y plástico. La capacidad mínima que estos deben tener es de 1 litro y su tapa debe ser rosca con la finalidad de tener seguridad al momento de cerrar la muestra.

#### **Recipiente de vidrio**

En teoría el vidrio debe ser neutro, ya que las paredes tienen la característica de adsorber y absorber constituyentes que se deban caracterizar. Es necesario saber que los laboratorios por lo general usan recipientes de vidrio fabricado a base de borosilicato conocido en el entorno como “pyrex”, estos envases se recomiendan para la toma de muestras en las cuales la finalidad es determinar compuestos

orgánicos. Las botellas de vidrio con color marrón tienen la finalidad de reducir las actividades fotosensibles que puedan tener algunos componentes de las muestras.

### **Recipiente de plástico**

El uso de este tipo de recipientes se recomienda para la toma de muestras a las cuales se le vaya a determinar sustancias inorgánicas, se recomienda que los recipientes de plástico estén hechos de polietileno, policarbonato o teflón. Los recipientes opacos sirven para disminuir actividades fotosensibles que puedan tener los componentes de las muestras.

### **1.3.7.2 Recipientes para exámenes microbiológicos**

Al igual que en los exámenes fisicoquímicos se recomienda el uso de envases de vidrio o plástico con diferencias tales como una tapa protectora y un cierre hermético para evitar escapes o fugas en la muestra, provistos de una cubierta de tela, papel resistente o papel aluminio.

En cuanto a la capacidad los envases deben tener 300ml como mínimo, con el objetivo principal de tomar muestras de 250 ml y tener un espacio vacío que permita la supervivencia de microorganismos aerobios.

### **Recipientes de vidrio**

Al igual que para los exámenes fisicoquímicos se recomienda el uso de envases de borosilicato, provistos de tapa tosca fabricada en metal o plástico, estas tapas deben estar recubiertas por un protector no tóxico que evite el contacto entre la tapa y la muestra, la ventaja de los vidrios pyrex es que resisten el choque térmico a diferencia de los demás, además estos envases no producen químicos que aumenten la viabilidad microbiológica.

### **Recipientes de plástico**

El polipropileno o policarbonato son los envases utilizados con frecuencia ya que el polietileno no resiste el proceso de esterilización. Se debe tomar en cuenta que la botella y la tapa deben ser del mismo plástico ya que en el transcurso o después de la esterilización pueden tener deformaciones (Instituto Nacional de Salud, 2011).

### **1.3.8 Selección de los recipientes para el muestreo**

Según la Norma NTE INEN 2169 (2013) para la toma de muestras simples o compuestas para sólidos suspendidos se utiliza recipientes de plástico o vidrio con una capacidad de 500 ml, y para sólidos totales de igual forma se utilizarán recipientes de plástico o vidrio con una capacidad de 100 ml, siguiendo las recomendaciones para su envasado así como rotularlos con información clave como fecha y hora del muestreo, nombre de la persona que muestreó y tipo de análisis a realizarse, para su correcta identificación en el laboratorio.

De acuerdo a sugerencias realizadas por el laboratorio de ETAPA EP acotadas en el inciso 1.2.4, volúmenes mínimos que sugiere la norma NTE INEN 2169 (2013), y volúmenes obtenidos de un análisis estadístico de los datos presentados por ETAPA EP, en cuanto a ingreso de descargas a la PTAR de Ucubamba, los volúmenes proporcionados por etapa fueron 1 galón y ½ galón y su material es plástico.

### **1.3.9 Características de los muestreos**

Las aguas residuales son caracterizadas principalmente por sus contenidos de desechos tanto orgánicos como inorgánicos provenientes en nuestro caso puntual de estudio de actividades domésticas, las cuales tienen niveles sumamente altos de contaminación generando una degradación en la salud y a su vez en el medio ambiente (Vásquez, 2014).

Para una óptima planificación de los programas de muestreo, es indispensable definir los parámetros tanto fisicoquímicos como biológicos que van a ser medidos, los parámetros básicos para la caracterización de aguas residuales industriales son:

- DBO<sub>5</sub>
- DQO.
- Sólidos totales.
- Sólidos suspendidos.
- Sólidos sedimentables.
- pH.

Estas características son las más frecuentes para los diferentes tipos de aguas residuales (ANDI/BID, 1997).

A continuación, se redactan conceptos básicos de los parámetros que se van a utilizar para caracterizar las aguas residuales:

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO), es producto de la materia orgánica que es arrojada a las masas o corrientes de agua, a su vez se define como la cantidad de oxígeno que se requiere para la descomposición de la materia orgánica que se encuentra en el agua residual, esta descomposición se da en condiciones aerobias con la ayuda de bacterias.

La demanda química de oxígeno (DQO), nace de la necesidad para la medición rápida y segura de la demanda de oxígeno, es una manera diferente que se utiliza para la medición indirecta de la materia orgánica, a través de la necesidad de oxígeno que tienen todos los compuestos orgánicos. La DQO se caracteriza por el uso de un fuerte agente oxidante en un medio ácido.

Los sólidos son parámetros importantes en el estudio de las aguas residuales, la materia orgánica está en forma de partículas que se encuentran en suspensión, estos residuos flotantes se los considera sólidos suspendidos; la medición de sólidos se la realiza de forma gravimétrica, es decir por su peso (Orozco, 2005).

Los sólidos suspendidos se consideran a aquellos que pueden percibirse por los sentidos, una alta concentración de estos sólidos tiene como resultado efectos nocivos ya que las aguas que los reciben tienen a aumentar su turbidez, estos sólidos además producen un cambio o impacto estético (Mira, 2006).

Otro tipo de sólido del que se hablará y de igual importancia en las aguas residuales son los sólidos sedimentables, los cuales son generadores determinantes en la cantidad de lodos que pueden estar presente en las aguas residuales.

El pH se considera como una norma de medida relativa de la alcalinidad o acidez que posee el agua (Orozco, 2005).

### **1.3.10 Ficha técnica de la muestra**

Para una mayor facilidad de identificación de las características principales de la muestra, así como los análisis que se le van a hacer se presenta una ficha de identificación en la Tabla 1.18.

Tabla 1.18. Ficha técnica del muestreo

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY			
<b>PROYECTO</b>	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba		
<b>TIPO DE MUESTRA</b>	Simple		Compuesta
<b>TIPO DE AGUA RESIDUAL</b>			
<b>CÓDIGO DE MUESTRA</b>			
<b>PUNTO DE MUESTREO</b>			
<b>FECHA DEL MUESTREO</b>			
<b>HORA DEL MUESTREO</b>			
<b>PARÁMETROS A DETERMINAR</b>			
<b>VOLUMEN DE LA MUESTRA</b>			
<b>VOLUMEN DEL CAMIÓN</b>			
<b>VOLUMEN SOLIDOS RETENIDO T#4</b>			
<b>VOLUMEN SOLIDOS GRUESOS</b>			
<b>MUESTREADO POR:</b>	NOMBRE/S		
	FIRMA/S		

Fuente: Autores, 2018.

### 1.3.11 Toma de muestras.

El muestreo se realizó de manera directa en la descarga de los hidrocleaners, para lo que se contó con la protección adecuada para el ensayo, guantes, mascarillas, mandil, entre otros elementos de protección y además con una hoja de registro para anotar la información necesaria. El número de muestras diarias que se tomaron está en función de los resultados del inciso 1.2.4, las cuales se tomaron en el transcurso de las 7 semanas.

El procedimiento que se siguió estuvo de acuerdo a ciertos requisitos necesarios de la norma NTE INEN 2169 (2013):

- Evitar en la medida de lo posible la contaminación de las muestras.
- Algunas botellas de plástico, concentran gradualmente las muestras, debido a que se vuelven permeables al agua.
- Se debe registrar la hora y fecha del muestreo, para posibles correcciones por deterioro.

Para este proyecto se dispuso realizar la toma en cilindros de acero con malla como se indica en la figura 1.8, ya que la descarga de los hidrocleaners es de manera directa a las lagunas. Se dispuso de 4 cilindros de un volumen total de  $98175\text{cm}^3$  con dimensiones: D: 50cm H: 50cm los cuales forman un cuerpo de volumen:  $392700\text{cm}^3$ , se dispuso la utilización de una malla de similar abertura que el tamiz

#4, ya que como es de conocimiento este tamiz separa las gravas de arenas o partículas más finas y una malla de abertura de 5x5 cm para retención de sólidos gruesos, siendo el caso de estudio el agua residual.



Figura 1.8. Cilindros para muestreos.  
Fuente: Autores, 2018.

A su vez para la facilidad de la toma de muestras se realizó un agujero en la parte inferior de los tanques, lo que ayudan a la captación manual del líquido efluente de los hidrocleaners.

Una vez tomadas las muestras, éstas fueron enviadas a los laboratorios de ETAPA EP donde se realizaron estudios físicos para la determinación de sólidos totales, sólidos sedimentables y sólidos suspendidos; además en campo se determinó el volumen total sólidos que se retengan en el tamiz N° 4, para luego realizar una estimación a futuro ya que posteriormente se diseñará una rejilla para retener este tipo de materiales, información que servirá también para determinar períodos de limpieza.

#### **1.3.11.1 Procedimiento para la toma de muestras**

El procedimiento que se siguió para la toma de muestra se basa en lo establecido en la norma NTE INEN 2169 (2013):

1. Para el llenado de recipientes de muestras utilizadas para determinar parámetros físicos y químicos, se llena por completo el frasco y se tapa de manera no exista aire sobre la muestra.
2. Rotular los recipientes de manera clara y con permanente, anotando detalles claves como fecha, hora, tipo de análisis a realizarse.

3. Sellar los recipientes con un empaque para que no se deterioren durante el transporte, especialmente en la zona cercana al cuello.
4. Transportar las muestras al laboratorio, manteniéndolas en un ambiente fresco y protegidas de la luz.

### 1.3.12 Muestreo en campo

Para el muestreo en campo se facilitó la ayuda en la toma de muestras mediante una descarga con un tubo que conectado a la boquilla del hidrocleaner descarga el caudal de manera distinta a la normal como se observa en la figura 1.9 para poder llenar los tanques de muestreo.



Figura 1.9. Descarga en los cilindros para muestreos.  
Fuente: Autores, 2018.

El laboratorio de Etapa EP entregó los frascos en los cuales se debía obtener las muestras (figuras 1.10 y 1.11), estos recipientes fueron de 1 galón y ½ galón de volumen por lo cual se llegó a la conclusión de la toma de 5 muestras representativas para el caso de fosas sépticas, 1 muestra para colectores.



Figura 1.10. Recipientes usados para la toma de muestras.  
Fuente: Autores, 2018.

El proceso de llenado de los recipientes se realizó con ayuda de una jarrita y los agujeros de los tanques, para así evitar la contaminación de éstos, como se indica a continuación en la figura 1.11.



Figura 1.11. Toma de muestras en campo.  
Fuente: Autores, 2018.

El traslado de muestras se lo realizó en el vehículo de los estudiantes, ya que la muestra debía ser trasladada de forma inmediata al laboratorio para su posterior proceso, el cual tarda siete días para poder acceder a los resultados de los exámenes que el laboratorio realice. Los exámenes solicitados fueron sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, sólidos suspendidos volátiles y sólidos totales.

Se cuantificó la cantidad de sólidos retenidos en la malla de forma volumétrica tomando diferencias significativas en cada camión, esto se explica de mejor manera la tabla 1.19, a continuación.

Tabla 1.19. Cantidad de sólidos retenidos por descarga.

Tipo de descarga	Código de muestra	Sólidos retenidos tamiz #4 (cm <sup>3</sup> )	Sólidos gruesos (cm <sup>3</sup> )	Volumen de descarga (m <sup>3</sup> )
Fosa séptica	A001	50	0	6
Fosa séptica	A002	150	0	6
Fosa séptica	A003	100	0	7
Fosa séptica	A004	75	0	7
Fosa séptica	A005	50	0	6
Colectores	B001	147263	9000	5
Colectores	B002	122719	7000	4

Fuente: Autores, 2018.

### 1.3.13 Conclusiones de los resultados.

De acuerdo a los resultados obtenidos para la caracterización realizada a las muestras tomadas en campo de las descargas más representativas en función de promedios de frecuencias y volúmenes de descarga son fosas sépticas y colectores como se indicó en incisos anteriores; cabe recalcar que el número de muestras tomadas se hizo en función de parámetros determinados con anterioridad como las horas de operación de la fuente generadora de la descarga, pero tuvo gran influencia la disposición de tiempo y usos de laboratorio provistos por ETAPA EP. Al final el número de muestras tomadas se presentan a continuación con los siguientes resultados mostrados en la tabla 1.20.

Tabla 1.20. Parámetros de la caracterización de la limpieza realizada por los hidrocleaners

Parámetros					
Descarga	Código muestra	Sólidos sedimentables (ml/l)	Sólidos suspendidos totales (mg/l)	Sólidos suspendidos volátiles (mg/l)	Sólidos totales (mg/l)
Fosa séptica	A001	20	1188	700	1720
Fosa séptica	A002	15	970	560	1984
Fosa séptica	A003	30	2860	1490	3830
Fosa séptica	A004	34	2900	1640	4440
Fosa séptica	A005	44	2800	1300	3100
Colector	B001	220	34940	6540	35150

Fuente: Autores, 2018

De la tabla 1.20 se puede concluir que los valores obtenidos en la caracterización para fosas sépticas, se tiene que los sólidos suspendidos volátiles representan en promedio el 53% de los sólidos suspendidos totales y para colectores, se tiene que los sólidos suspendidos volátiles representan en promedio el 18,71% de los sólidos suspendidos totales.

De forma adicional de acuerdo a los tipos de desechos descargados en la PTAR de Ucubamba se pudo concluir que existen dos grupos principales de desechos que son descargados, en la laguna de aireación en la planta de tratamiento de aguas residuales de Ucubamba, resumidas a continuación en las tablas 1.21 y 1.22 anotando también sus promedios de frecuencias y volúmenes diarios, y mensuales para los diseños posteriores tanto de estructura de descarga como de estructuras hidráulicas. El primer grupo está conformado por aquellos desechos con un mayor contenido de materia orgánica (mayor proporción de sólidos suspendidos volátiles respecto a los sólidos totales) y su representativo es la limpieza de las fosas sépticas, y el segundo grupo con aquellos desechos con un mayor contenido de materia inerte y por ende una menor proporción de sólidos suspendidos volátiles con respecto al total de sólidos suspendidos totales, siendo su representativo la limpieza de colectores. Esta división en dos grupos principales va a ser de vital importancia al momento de realizar las operaciones de pretratamiento y además posteriormente se realizará un balance de masas para tomar la decisión más acertada, sobre si realizar una o dos estructuras de descarga.

Tabla 1.21. Grupo 1: Resumen de los desechos descargados por ETAPA EP y otras empresas en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, y diaria, con un mayor contenido de material inerte.

Empresa	Tipo de desecho	Promedio frecuencia		Promedio volumen(m3)	
		Mensual	Diaria	Mensual	Diaria
	Aguas servidas	1	-	1.88	0.09
	Alcantarillado	5	-	22.11	1.11
	Cámaras	1	-	2.33	0.12
	Cámaras telefónicas	4	-	12.22	0.61
	Cámaras de estación de servicio	1	-	4.56	0.23
	Colectores	19	1	69.94	3.50
	Llantera	1	-	4.33	0.22
	Sedimento	2	-	6	0.30
	Descargas varias	3	-	11.33	0.57
	Sumideros	6	-	19.44	0.97
ETAPA EP	:::	3	-	7.44	0.37
	Desobstrucción espesadores		-	:::	:::
	Aguas servidas y gravas		-	0.22	0.01
	Hospital		-	1.33	0.07
	Interceptor		-	1.33	0.07
	Lavado de hidrocleaner	1	-	1.44	0.07
	Lechada		-	1.33	0.07
	Limpieza de tanque		-	:::	:::
	Limpieza de plataforma		-	:::	:::
	Marginales		-	1.33	0.07
	Tanque		-	2.67	0.13
	Arena		-	4	0.20
EMAC	Filtros	1	-	0.66	0.03
	:::		-	0.44	0.02
Total		48	2	176.33	8.82

--Frecuencia menor a 1 camión por día

:::= Datos que no constan en el registro.

Descargas varias= Es una descarga mixta de alcantarillado, domiciliarias y sumideros

**Nota: En los totales de promedio diario se considera el promedio mensual dividido para 20 días.**

Fuente: Autores, 2018

Tabla 1.22. Grupo 2: Resumen desechos descargados por ETAPA EP y otras empresas en cuanto a promedio de volumen y frecuencia mensual, semanal y diaria, con un mayor contenido de materia orgánica.

Empresa	Tipo de desecho	Promedio frecuencia		Promedio volumen(m3)		
		Mensual	Diaria	Mensual	Diaria	
ETAPA EP	Cámaras y succión de grasa	2	-	4.78	0.24	
	Desechos Domiciliarias	11	-	41.22	2.06	
	Fosas sépticas	36	2	224.7	11.24	
	Planta Churuguzo	3	-	9.67	0.48	
	Planta Tarqui	1	-	4.22	0.21	
	Succión de pozos	1	-	2.11	0.11	
	ELEC-AUSTRO	Baños	1	-	1.61	0.08
	EMAPAL	Fosas sépticas	3	-	10.72	0.54
	Baños portátiles	6	-	14.69	0.73	
Sani Group	Fosas sépticas	1	-	3.72	0.19	
	Lavado	1	-	0.33	0.02	
ELEC-AUSTRO	Fosas sépticas		-	0.17	0.01	
Sani Group	Desechos varios	1	-	0.22	0.01	
	Domiciliarias		-	0.56	0.03	
	:::		-	0.44	0.02	
Total		68	3	325.16	16.26	

-=Frecuencia menor a 1 camión por día

:::= Datos que no constan en el registro.

**Nota: En los totales de promedio diario se considera el promedio mensual dividido para 20 días.**

Fuente: Autores, 2018

## **CAPÍTULO II: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL SISTEMA DE PRETRATAMIENTO**

### **2.1 Conceptos previos**

Para tener un panorama más claro acerca del tratamiento físico mediante sedimentadores, se debe tener en cuenta ciertos conceptos previos necesarios, que darán una mejor comprensión para procedimientos posteriores.

#### **2.1.1 Pre tratamiento**

Las aguas residuales previo a su tratamiento, deben someterse a un conjunto de operaciones físicas y mecánicas con el objetivo de separar la mayor cantidad de objetos que ya sea por su naturaleza, composición y tamaño pueden generar inconvenientes en etapas posteriores; razón por la cual se deberá realizar un correcto diseño para evitar taponamientos en tuberías, válvulas, y bombas produciendo desgaste de los equipos y una reducción de su vida útil ( Alianza por el Agua/Centa, 2008).

Los sistemas de pre tratamiento básicamente tienen la función de limpiar el agua de aquellas partículas que puedan producir obstrucciones o causen inconvenientes en procesos posteriores (Rodie & Hardenberg, 1987)

El pre tratamiento debe realizarse mediante procesos físico y/o mecánicos como lo son rejillas, desarenadores, trampas de grasa colocados de tal forma que permitan retener y remover materiales que puedan interferir el tratamiento de aguas residuales (Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

#### **2.1.2 Estructura de pavimento**

Para el presente proyecto se considerará diseñar una o dos estructuras de pavimento en dependencia del tipo de desecho para lo cual se realizó la caracterización de los efluentes provenientes de las actividades de saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y en base a un balance de masas. A estas estructuras llegarán los camiones hidrocleaners y otros tipos de vehículos provenientes de otras empresas

que descargan en la PTAR de Ucubamba como Sani-Group, EMAPAL, entre los más influyentes.

Para el diseño de la estructura de pavimento, se optará por una por una estructura de pavimento rígido por lo que es necesario conocer algunas definiciones importantes.

**Vía:** Área acondicionada de forma adecuada, para el paso de peatones, cabalgaduras y vehículos (MOP, 2002).

**Pavimento:** Se puede definir como luan capa o conjunto de ellas compuestas por materiales seleccionados, comprendidas entre el nivel superior del suelo (subrasante) y la superficie de rodadura. Su función principal es distribuir las cargas concentradas de las ruedas de los vehículos, de manera que el suelo subyacente pueda soportarlo sin sufrir deformaciones excesivas (Pontón, 2010).

Entre los factores más importantes para un correcto funcionamiento de la estructura del pavimento están: características del suelo donde irá asentada la estructura (subrasante), diseño óptimo, calidad de los materiales a usar, proceso constructivo, acabado de la superficie; además de estas características la estructura del pavimento deberá presentar una resistencia adecuada a los esfuerzos producido por el tráfico, la intemperie y el agua.

Cabe destacar que en la estructura del pavimento los esfuerzos, los esfuerzos decrecen a medida que aumenta la profundidad en la misma, por lo cual se deberán colocar materiales de mayor capacidad de carga en las capas superiores, y siendo de menor calidad los que se colocan sobre la subrasante, por consecuencia su obtención y costo resulta más económico.

La resistencia de las diferentes capas no dependerá solamente del material, sino que tendrá gran influencia el proceso constructivo que se utilice, teniendo como factores primordiales la humedad y compactación, ya que, si el material no se acomoda correctamente, se consolida por efectos de las cargas produciendo deformaciones permanentes (Farinango, 2014).

Los tipos de pavimentos más importantes son los rígidos y flexibles, siendo su principal diferencia la forma en que se distribuye la carga (Pérez, 2010).

### **2.1.2.1 Pavimentos rígidos**

Constan de una losa de hormigón de cemento portland, que se apoya generalmente sobre una capa de sub-base. La losa se comporta como una viga, lo que le permite extenderse de un lado a otro en el material subyacente. Los pavimentos rígidos correctamente diseñados proporcionan muchos años de servicio con un costo de mantenimiento relativamente bajo (Pérez, 2010).

### **2.1.2.2 Pavimentos flexibles**

Son aquellos que tienen una capa de rodadura formada por una mezcla bituminosa de asfalto altamente resistente a los ácidos, álcalis y sales (MTOP, 2013).

La carpeta de rodadura produce una mínima distribución de cargas; estas se distribuyen por el contacto de partícula a partícula, en todo el espesor del pavimento como una carga puntual (Pérez, 2010).

### **2.1.3 Canales a gravedad**

El agua al tener una cohesión molecular baja adopta la forma del recipiente que los contiene, y en los canales la superficie del fluido tiene contacto por la atmósfera y está sometido a fuerzas de la gravedad, resistencia, presión, viscosidad, tensión superficial y fuerzas provocados por los sedimentos arrastrados (Sotelo-Ávila, 2002).

Los canales tienen ciertas características, que se deben tomar en cuenta en la dinámica del fluido como el borde libre, el cual se define como la distancia desde la superficie del líquido, hasta la parte superior del canal; otra característica a considerar es la pendiente longitudinal del canal necesaria para el flujo adecuado del agua (Chow, 1994).

Los canales pueden ser naturales o artificiales, siendo los naturales aquellos creados por los ecosistemas, para drenar el agua existente en la superficie de la tierra en forma de arroyos, o ríos y tienen su flujo en el llamado cauce, teniendo irregularidades en las dimensiones a lo largo del canal debido a las variaciones de

caudal a lo largo del tiempo; a diferencia de los canales naturales los artificiales, tienen forma geométrica definidas y secciones con dimensiones constantes, y su función primordial es conducir el agua de manera eficiente, para cumplir su función para la que fueron creadas (Farias, 1995).

Se pondrá a disposición el uso y el diseño de canales hidráulicos, para lo cual se debe conocer sobre los tipos de canales. El flujo de agua tiene dos variables que son: flujo en canal abierto o en tubería. La única diferencia entre estos dos flujos es que el uno trabaja en contacto con la atmosfera y el flujo en tuberías trabaja a presión (Castellanos, Collazos, Farfán, & Meléndez-Pertuz, 2017).

En este proyecto se decidió optar por el diseño de canales abiertos a gravedad, ya que la descarga de los hidrocleaners será directamente a estos canales, pretendiendo así tener un óptimo desempeño y se evitaran problemas como taponamientos por los residuos, teniendo en cuenta que los canales cerrados o de flujo en tubería trabajan bajo presión y llenos, lo cual en este caso en particular dependerá del caudal que los hidrocleaners descarguen y la frecuencia con la que lleguen.

#### **2.1.4 Rejillas**

En las aguas residuales que llegan al punto de tratamiento se tiene un sin número de materiales sólidos como pueden ser pedazos de papel, harapo, piedras, estos materiales serán separados antes de iniciar el pre tratamiento gracias al uso de rejillas.

Las materias por lo general se componen en dos tipos, rejillas para finos y gruesos, para lo cual se dispone de diferentes tipos de rejillas.

Las rejillas de finos tienen aberturas aproximadas de 5 mm o menos, son fabricadas de malla metálica de acero, o en base de placas metálicas perforadas. Son utilizadas con frecuencia en lugar de los tanques de sedimentación, se puede llegar a la eliminación de un 5 a 25% de sólidos suspendidos; las rejillas o cribas de gruesos tienen aberturas que oscilan los 4 y 9 cm, son utilizados como elementos de protección para que el material no dañe los elementos como bombas u otros equipos mecánicos. En ciertas ocasiones se propone la utilización de trituradoras en lugar de las rejillas de gruesos. (Ramalho, 1996).

El propósito fundamental del uso de las rejillas es la protección de los sistemas hidráulicos tales como bombas y otros equipos electromecánicos, previniendo también un atascamiento en las válvulas, por lo que se recomienda como primera opción el uso de rejillas en las descargas de estas aguas residuales.

Existen dos tipos generales de rejillas, unas de limpieza manual y otras de limpieza mecánica.

Es recomendable el uso de las rejillas de limpieza manual cuando el caudal no exceda los  $0.05\text{m}^3/\text{s}$ ; caso contrario si el caudal es igual o mayor se recomienda la disposición de rejillas mecánicas.

Cuando las plantas de tratamiento son pequeñas, se instalan por lo general rejillas de limpieza manual en un canal, la profundidad del canal de limpieza está en función de los parámetros de diseño de cada proyecto, mientras que para anchos de canal y separaciones se consideraran medidas típicas que se mostraran en los parámetros de diseño (Valdez & Vásquez, 2003).

La distancia entre varillas, depende del tamaño de elementos que se quiera retener, la velocidad de flujo no debe ser menor  $0.6\text{ m/s}$  para evitar sedimentación de materiales en el fondo del canal (Romero, 2000). Existe una clasificación de rejillas de acuerdo a diversos criterios, realizada por Romero (2000) en su obra Tratamiento de Aguas Residuales, teoría y principios de diseño que tiene a continuación en la Tabla 2.1:

Tabla 2.1. Clasificación general de las rejillas

Criterio	Clasificación
Método de limpieza	Manual
	Automática
Tamaño de las aberturas	Rejillas gruesas: Aberturas $\geq 0,64\text{ cm}$
	Rejillas finas: Aberturas $< 0,64\text{ cm}$
De acuerdo a su colocación	Rejillas fijas
	Rejillas móviles
Sección transversal de sus barras	Cuadradas, rectangulares, circulares o aerodinámicas.
Tamaño del material a remover	Finas: $0,1-1,5\text{ cm}$ .
	Medianas: $1,5-2,5\text{ cm}$ .
	Gruesas: $2,5-5,0\text{ cm}$ .

Fuente: Romero, 2000.

#### **2.1.4.1 Rejillas de limpieza manual**

Se utilizan principalmente en plantas depuradoras pequeñas, y son inclinadas respecto a la horizontal comúnmente  $60^\circ$ , para facilitar labores de limpieza, por lo general el personal que realiza esta labor usa un rastrillo o una herramienta dentada de similares características, para luego colocar los desechos recogidos en una canastilla, lo que elimina el agua, posteriormente estos desechos se llevan a un relleno sanitario o se incineran (Lozano-Rivas, 2012).

Las rejillas deben limpiarse con frecuencia, ya que el remanso causado por la acumulación de sólidos cuando estos se liberan, provocaría variaciones bruscas en el flujo, reduciendo la eficiencia en la retención de sólidos, y estos pasarían a las unidades de sedimentación (CONAGUA, 2016).

#### **2.1.4.2 Rejillas de limpieza automática**

Se les conoce también como rejillas de limpieza mecánica, se instalan principalmente en estaciones depuradoras de aguas residuales de gran tamaño que manejan grandes caudales y con ello un arrastre permanente de materiales gruesos, que difícilmente podrían evacuarse de forma manual; estas rejillas tienen inclinaciones entre  $80^\circ$  y  $90^\circ$  con respecto a la horizontal (Lozano-Rivas, 2012).

La limpieza de este tipo de rejillas, tiende a la reducción de costos laborales, mejora las condiciones de flujo debido a una retención más óptima de elementos grandes, así como la reducción los malos olores. Existen diferentes tipos como las de cadena o cable accionadas con el frente hacia atrás o de limpieza con movimiento alternativo o continuo. El diseñador del proyecto es que seleccionará la rejilla de limpieza mecánica que más se adapte al proyecto, el fabricante dará las especificaciones del equipo que se seleccione para justificar su uso, e inclusive puede servir como sedimentador primario (CONAGUA, 2016).

### **2.1.5 Desarenador**

Tiene como objetivo principal la separación del agua cruda, la arena y partículas que se encuentren en suspensión, el desarenado por lo general hace referencia a la remoción de partículas superiores a 0.2mm de diámetro, Todo con el fin de proteger obras hidráulicas que se encuentren a continuación (OPS/CEPIS, 2005).

Los desarenadores ayudan a separar, decantar y remover los materiales sólidos que son transportados en el agua de un canal. Estos materiales sólidos son perjudiciales para la obra ya que genera una disminución de su sección al momento que estos se depositan en el fondo, por lo general esto genera un costo en mantenimiento y produce interrupciones en el servicio.

Existen varias clases de desarenadores.

#### **En función de su operación:**

- Lavado continuo, las operaciones de sedimentación y evacuación son simultáneas.
- Lavado discontinuo, las operaciones de sedimentación y evacuación se realizan por separado, procurando utilizar el menor tiempo posible.

#### **En función de la velocidad de escurrimiento:**

- De baja velocidad, velocidades menores a 1m/s que se encuentra por lo general en el rango de 0.20-0.60m/s
- De alta velocidad, velocidades mayores a 1m/s por lo general están en el rango de 1-1.5m/s.

#### **Por la disposición del desarenador:**

- En serie.
- En paralelo

Existen dos fases en el desarenamiento, una de sedimentación y otra de evacuación.

Las partes principales de un desarenador son:

- Transición de entrada.
- Cámara de sedimentación.

- Vertedero.
- Compuerta de lavado o fondo.
- Canal directo o by-pass. ( Autoridad Nacional del Agua, 2010).

### **2.1.6 GeoTube**

Son elementos prefabricados, con geo textiles especiales formando sistemas de confinamiento y deshidratación de lodos en condiciones controladas, que permiten obtener solidos secos que puedan disponerse de manera más sencilla. Posee un sin número de ventajas como lo son un mínimo impacto ambiental, mínimo número de licencias ambientales, embalaje compacto para un fácil transporte, reutilización de los geo tubos, fácil lavado, es reciclable cuando cumple la totalidad de su vida útil, no genera residuos ni escombros y tiene un fácil manejo al momento de ponerlo en obra. El diámetro y longitud se determinan según los requerimientos del proyecto al que serán aplicados.

Las aplicaciones con la tecnología GeoTube ayudan a disminuir la demanda biológica de oxígeno (DBO) en rangos que van desde un 85% a un 95%, ya que trabaja hasta con sedimentos muy finos y los sólidos se los pueden disponer en un relleno sanitario en unos lechos de secado, los cuales pueden ser zanjas adecuadas para evacuar el agua que filtren los geo tubos.

Según experiencias previas en la población de Rio das Ostras ubicada en Brasil, la tecnología en el sistema de filtrado llega a ser tan eficiente que el resto de agua residual que se filtra podría descargarse directamente a efluentes naturales sin tener un tratamiento complementario, como lo hicieron vertiendo en arroyos locales (Tecnología de filtración Geotube, 2012).

## **2.2 Estimación del caudal de aguas residuales**

### **2.2.1 Caudal medio**

Una vez que se determine el caudal medio, deben también estimarse el caudal mínimo y el caudal máximo, ya que las variaciones bruscas en el caudal pueden

disminuir la eficiencia en el proceso de tratamiento, causando fallas hidráulicas y mecánicas, por lo que se debe evaluar cada componente de la unidad tratamiento de aguas residuales para cada uno de los caudales anteriormente mencionados (Lozano-Rivas, 2012).

### 2.2.2 Caudal máximo diario

Para determinar el caudal máximo diario se establece una ecuación en la norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (2014), que se define por la siguiente expresión:

$$QMD = KMD * Qmed \quad (\text{Fórmula 2.1})$$

Dónde:

QMD= Caudal máximo diario en litros por segundo

KMD= Factor de mayoración máximo diario (tiene un valor de 1.25 para todos los niveles de servicio).

Para Spellman (2003), el caudal máximo independiente del tamaño de la población puede calcularse con la siguiente expresión

$$Qmax = Qmed * \left( 1,2 + \frac{2,6}{\sqrt[4]{Qmed}} \right) \quad (\text{Fórmula 2.2})$$

### 2.2.3 Caudal máximo horario

Para determinar el caudal máximo horario se establece una ecuación en la norma de diseño para sistemas de abastecimiento de agua potable, disposición de excretas y residuos líquidos en el área rural (2014), que se define por la siguiente expresión:

$$QMH = KMH * Qmed \quad (\text{Fórmula 2.3})$$

Dónde:

QMD= Caudal máximo diario en litros por segundo

KMH= Factor de mayoración máximo horario (tiene un valor de 3 para todos los niveles de servicio).

#### **2.2.4 Caudal mínimo**

Para Spellman (2003), el caudal mínimo independiente del tamaño de la población puede calcularse con la siguiente expresión:

$$Q_{mín} = 0.5 * Q_{med} \quad \text{(Fórmula 2.4)}$$

Dónde:

Q<sub>mín</sub>= Caudal mínimo en litros por segundo

#### **2.2.5 Determinación del caudal para el caso de estudio**

Para el presente proyecto y debido a la naturaleza de la descarga se determinó que no se puede calcular el caudal de manera tradicional, esto significa que no se pueden utilizar los valores de dotación, población y más parámetros.

Se llegó a la conclusión de la determinación del caudal en campo mediante la determinación del tiempo de descarga y teniendo en cuenta el volumen en cada una de estas descargas, por lo que para el caudal de diseño se utilizaron los caudales tomados en campo, la tabla 2.2 que se encuentra a continuación detalla el tiempo y volumen para el cálculo de los caudales que se dan en las descargas, a su vez se promedió los caudales para obtener un Q promedio de diseño total.

Tabla 2.2. Calculo del caudal por descarga.

CAUDAL INSTANTANEO						
Descarga	Código muestra	Volumen (m3)	Tiempo (seg)	Q inst (m3/s)	Q inst (lt/s)	Q prom (lt/s)
Colector	B001	4	5	0.8	800	825.53
Colector	B002	4	4.7	0.851	851	
Fosa séptica	A001	6	12	0.5	500	576.29
Fosa séptica	A002	6	10.5	0.571	571.4	
Fosa séptica	A003	6	13	0.462	461.5	
Fosa séptica	A004	6	8.8	0.682	681.8	
Fosa séptica	A005	6	9	0.667	666.7	
Fosa séptica*	A005	3	224	0.013	13.4	13.4
SaniGroup	C001	1	90	0.011	11.1	8.68
SaniGroup	C002	1	160	0.006	6.3	

Fosa séptica\*: Caso aislado de descarga en minutos.

Fuente: Autores, 2018.

Para los cálculos hidráulicos posteriores se utilizará el caudal medio de 825.53lt/s, pero se valorará también para el caudal instantáneo máximo 851lt/s y mínimo de 6.3lt/s.

Si se calcula en base a la teoría propuesta anteriormente de  $Q_{max}$  y  $Q_{mín}$  con las expresiones que se muestran en los incisos y tomando como dato de caudal medio a los 825.53lt/s nos dan valores de:

$Q_{max}$ : 1391.06lt/s.

$Q_{mín}$ : 412.76lt/s.

Los cuales no representan la realidad del proceso de descarga de los hidrocleaners.

### 2.3 Balance de masas

En vista de que volúmenes que ingresarán a la cámara de descarga, tienen variaciones significativas tanto en su frecuencia como en su composición, se realizará un balance de masas, para posteriormente diseñar una o dos estructuras de pavimento en función de los resultados del balance

#### 2.3.1 Definición

Se puede considerar como un conteo de entradas y salidas de masa de un proceso o por partes del mismo proceso. Se define como la aplicación de la ley de conservación

de energía “La masa no se crea ni se destruye”. El hacer un balance es considerado de prioridad, es de vital ayuda para el cálculo de los procesos como requisito previo y a su vez para evaluaciones de costos. (Rojas, 2012).

Por lo tanto, se puede establecer la siguiente igualdad  $M_E = M_S$ , donde  $M_E$  es masa de entrada y  $M_S$  masa de salida.

### 2.3.1 Tipos

Los balances de masa se pueden clasificar en tres tipos: Balances en equilibrio físico, balances con reacción química, balances simples de masa los mismos que se van a describir a continuación.

**Balances en equilibrio físico.** -Son utilizados para determinadas operaciones de transferencia de masa, sean estas destilaciones, extracción líquido-líquido, absorción, lixiviación, secado, etc. Además de basarse en corrientes de ingreso y salida, estas se centran en el equilibrio físico que ayuda con la determinación de concentraciones máximas que se pueden dar en los componentes estudiados. (Rojas, 2012)

**Balances con reacción química.** -Como su nombre lo indica, en este tipo de balances existe una transformación química y se depende de fórmulas moleculares para dichos componentes químicos. (Rojas, 2012)

**Balances simples de masa.** - Estos balances son utilizados en los casos donde no sea necesario una transformación química o una ecuación de equilibrio para llegar a su solución. Su régimen de operación se da con un flujo continuo, eso quiere decir, régimen permanente. Se puede utilizar en los siguientes casos: mezclado, separación, contacto a corriente o en paralelo, recirculación o derivación; en estos tipos de balances las entradas son iguales a las salidas. (Rojas, 2012).

### 2.3.1 Balance de masas en aguas residuales

La aplicación de realizar un balance de masas para aguas residuales tiene varios beneficios como el eliminar o disminuir los costos de descargas, la protección de los sistemas de la planta de tratamiento, protección del proceso de la planta, evitar el daño de materiales y equipos en general.

Para un correcto balance de masas de aguas residuales, es necesario conocer acerca de los procesos en los que esta interviene, es decir como entra y sale el agua, determinando de esta forma los procesos que más contaminan.

Para el balance de masas en aguas residuales se considera que las entradas son iguales a las salidas, por lo tanto, se establece que  $M_E = M_S$ , por lo tanto  $Q_E = Q_S$ , donde  $Q_E$  es caudal de entrada y  $Q_S$  caudal de salida, además se tiene que estimar la concentración final en un punto C, es igual a las sumas de las concentraciones en puntos anteriores, y se establece la siguiente igualdad.

$$P_A + P_B = P_C \quad (\text{Fórmula 2.5})$$

Donde.

$P_A$ =Carga contaminante en el punto A aguas arriba.

$P_B$ =Carga contaminante en el punto B aguas arriba.

$P_C$ =Carga contaminante final en el punto C aguas abajo.

Además, se tiene que la carga contaminante se determina con la siguiente ecuación:

$$P = Q * C \quad (\text{Fórmula 2.6})$$

Donde:

$Q$ = Caudal en l/s.

$C$ = Concentración de contaminantes presentes en el agua residual, en mg/l.

$$C = \frac{m}{V} \quad (\text{Fórmula 2.7})$$

$$m = C * V$$

$V$ = Volumen en l

$M$ = Masa en mg.

Aplicando la ley de conservación de la masa, la concentración final de un punto también puede determinarse a partir de la siguiente ecuación:

$$M_E = M_S$$

$$C_C * V_{A+B} = C_A * V_A + C_B * V_B \quad (\text{Fórmula 2.8})$$

$C_A$ =Concentración en el punto A aguas arriba.

$C_B$ = Concentración en el punto B aguas arriba.

$C_C$ =Concentración final en el punto C aguas abajo (Cortés, Treviño, Sáenz, & Ávila, 2015).

### 2.3.2 Balance de masas para el caso de estudio

Para el caso de estudio se realizó un balance de masas simple, en función de los volúmenes y se consideraron los mismos parámetros obtenidos en la caracterización realizada en el capítulo 1, los cuales son: sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, sólidos suspendidos volátiles y sólidos totales, para determinar la incidencia de realizar una sola estructura de descarga. Al realizar la combinación de las descargas del grupo 1 (Desechos con un mayor contenido de materia inerte) teniendo como descarga representativa la limpieza de colectores y Grupo 2(Desechos con un mayor contenido de materia orgánica) teniendo como descarga representativa la limpieza de fosas sépticas.

De acuerdo a las fórmulas descritas en el inciso anterior para el balance de masas, y sabiendo que las descargas representativas son limpieza de fosas sépticas y colectores se usará la tabla 2.3 de resumen de frecuencias de descarga y volúmenes promedio más representativas así como de los grupos principales a los cuales pertenecen, lo cual se usará para estimar la concentración final diaria, semanal y mensual, para tomar una decisión acertada acerca de una o dos cámaras de descarga cuya incidencia es importante en los cálculos hidráulicos y posterior emplazamiento. Para hacer una estimación más adecuada de las concentraciones finales se utilizó los valores de volúmenes promedios que se tendrá tanto en descargas representativas y grupos principales. En resumen para estimar la concentración final se tiene la siguiente fórmula:

$$C_F = \frac{V_{F.S} * C_{F.S} + V_{Col.} * C_{Col.}}{V_{F.S} + V_{Col.}} \quad (\text{Fórmula 2.9})$$

Donde:

$C_F$ =Concentración final luego del balance de masas, en mg/l o ml/l, según el parámetro.

$V_{F,S}$ = Volumen promedio de fosas sépticas en l (Grupo 2).

$C_{F,S}$ =Concentración inicial de fosas sépticas (Grupo 2) en mg/l o ml/l, según el parámetro.

$V_{Col}$ = Volumen promedio de colectores en l (Grupo 1).

$C_{Col}$ =Concentración inicial de colectores (Grupo1) en mg/l o ml/l, según el parámetro.

Tabla 2.3. Resúmenes de frecuencias y volúmenes promedio por descarga representativa y por grupos principales

Tipo	Frecuencia			Volumen		
	Diaria	Semanal	Mensual	Diaria	Semanal	Mensual
Fosa séptica	2	9	36	11.24	56.18	224.7
Colector	1	5	19	3.5	17.49	69.94
Grupo 1			48	8.82	44.08	176.33
Grupo 2			68	16.26	81.29	325.16

Fuente: Autores, 2018.

Con la formulación anterior y la tabla 2.3, se obtuvieron los siguientes resultados mostrados a continuación en la tabla 2.4 y 2.5 para la concentración final, considerando las descargas más representativas y grupos principales respectivamente, cabe recalcar que esto se realizó con el objetivo de tener un panorama más claro de la cantidad de sólidos suspendidos volátiles con respecto a sólidos suspendidos totales, para tomar la decisión más acertada en cuanto a la cámara de descarga.

Tabla 2.4. Resúmenes de concentraciones finales diarias, semanales y mensuales por descarga representativa

Parámetros	Tipo de proceso		Concentración final		
	Fosas sépticas	Colectores	Diaria	Semanal	Mensual
Sólidos sedimentables (ml/l)	28.6	110	47.93	47.93	47.92
Sólidos suspendidos totales (mg/l)	2143.6	17470	5782.84	5782.24	5781.70
Sólidos suspendidos volátiles (mg/l)	1138	3270	1644.24	1644.16	1644.08
Sólidos Totales (mg/l)	3014.8	17575	6472.11	6471.54	6471.02

Fuente: Autores, 2018.

De acuerdo a la tabla 2.4, se puede constatar que al realizar el balance masas con los volúmenes y frecuencias promedio, la proporción de sólidos suspendidos volátiles, respecto a sólidos suspendidos totales bordea el 28.45%, considerando el balance de masas entre las descargas más representativas (fosas sépticas y colectores), dándose en los valores del balance una reducción del 46.4% en cuanto a la proporción de sólidos suspendidos volátiles, respecto a sólidos suspendidos totales de los considerados para fosas sépticas.

Tabla 2.5. Resúmenes de concentraciones finales mensuales por grupo principal.

Parámetros	Tipo de proceso		Concentración final
	Grupo 1	Grupo 2	Mensual
Sólidos sedimentables (ml/l)	110	28.6	57.22
Sólidos suspendidos totales (mg/l)	17470	2143.6	7532.55
Sólidos suspendidos volátiles (mg/l)	3270	1138	1887.64
Sólidos totales (mg/l)	17575	3014.8	8134.34

Fuente: Autores, 2018.

De acuerdo a la tabla 2.5, se puede constatar que al realizar el balance masas con los volúmenes y frecuencias promedio, la proporción de sólidos suspendidos volátiles, respecto a sólidos suspendidos totales bordea el 25.05%, considerando el balance de masas entre los grupos principales, dándose en los valores del balance una reducción del 52.81% en cuanto a la proporción de sólidos suspendidos volátiles, respecto a sólidos suspendidos totales de los considerados para fosas sépticas.

Por los resultados anteriores mostrados se concluye que debe realizar una sola cámara de descarga, misma que se analizará para el volumen más desfavorable, la cual influirá en los cálculos hidráulicos posteriores.

## **2.4 Generalidades para el diseño de la estructura de pavimento**

Para el diseño de la estructura de descarga, se optará por una solución de pavimento rígido, debido a que se prevé tener una cámara de descarga de la misma y además este material durante su construcción, es más fácil darles rugosidad (Farinango, 2014), lo cual facilita tanto el cálculo como las aplicaciones hidráulicas posteriores; cabe destacar que el mantenimiento requerido es mínimo.

Antes de proceder a diseñar la estructura de descarga se debe conocer, los vehículos que transitan en promedio, una vía durante un año es decir el TPDA, que nos permitirá clasificar la vía en cuestión (Farinango, 2014).

#### 2.4.1 Determinación del TPDA

Para la estructura de descarga que se va diseñar se tomará los valores de frecuencias tanto diarias para el TPD (Tráfico promedio diario) como mensuales para el TPM (Tráfico promedio mensual) obtenidas de los datos proporcionados por ETAPA EP y los conceptos anteriormente mencionados conceptos fueron tomados de la norma de diseño geométrico de carreteras (MTOPE, 2013) con ciertas modificaciones para el caso de estudio y dichos valores se encuentran en las tablas 2.6 y 2.7, para los dos grupos principales que se determinaron en el capítulo 1, debido al balance de masas realizado anteriormente diseñara una estructura de descarga y una zona de ingreso con el total de las dos tablas; para el diseño de este proyecto en particular se van a utilizar los datos promedio debido su naturaleza, ya que no se dispone de un conteo automático lo cual de todas maneras no serviría para el caso en particular debido a las condiciones de tránsito singulares, y el periodo de operación comprende un rango entre las 06h00 y las 17h00, además realizar un conteo no serviría de mucho ya que se estaría dejando de lado algunos tipos de desechos con frecuencias bajas, a continuación se establece dos tablas de resumen con el TPD y TPM que servirá para diseñar la estructura de descarga, además en el proceso de este trabajo de investigación se determinó los vehículos tipo que se utilizan en diseño de pavimentos los cuales se encuentran en el Anexo 2 y los cuales fueron tomados de la NEVI-12 en el Volumen 2 Libro, Norma para Estudios y diseño Vial (MTOPE, 2013), para una mayor certeza se consultó de manera directa de ETAPA EP o de la observación directa en campo de los vehículos que ingresaron a la PTAR de Ucubamba, para la selección de los vehículos tipo.

Tabla 2.6. TPD y TPM del primer grupo de desechos con un mayor contenido de materia inerte.

Tipo de vehículo	TPD	TPM
3-A	2	40
2BD		1

Nota: Los valores del TPD/TPM son el doble de las frecuencias ya que se considera ingreso y salida

Fuente: Autores, 2018.

Tabla 2.7. TPD y TPM del segundo grupo de desechos con un mayor contenido de materia orgánica.

Tipo de vehículo	TPD	TPM
3-A	4	72
V3A	2	36
3-A		44
2DB		4
2D		16

Nota: Los valores del TPD/TPM son el doble de las frecuencias ya que se considera ingreso y salida  
Fuente: Autores, 2018.

Para calcular el TPDA se utiliza la siguiente formulación propuesta en la Norma para el diseño geométrico de carreteras (MTOPE, 2013).

$$TPDA = \frac{TPD * 7 * 4 * 12}{365} \quad \text{(Fórmula 2.10)}$$

Dónde:

TPDA= Tráfico promedio diario anual (vehículos/día)

7: Días por semana

4: Semanas por mes

12: Meses por año.

Dividendo los valores del TPM con una alta frecuencia para 20 días de operación en el mes se obtienen estos valores en TPD, luego con la formulación anteriormente descrita se calcula el TPDA; los valores de TPM con baja frecuencia se expresan en TPMA (Tráfico promedio mensual anual), para luego poder valorar su efecto en el diseño del pavimento. A continuación se muestran dichos resultados en las tablas.

Tabla 2.8. TPDA y TPMA del primer grupo de desechos con un mayor contenido de materia inerte.

Tipo de vehículo	TPDA	TPMA
3-A	2	
2BD		1

Fuente: Autores, 2018.

Tabla 2.9. TPDA y TPMA del segundo grupo de desechos con un mayor contenido de materia orgánica.

Tipo de vehículo	TPDA	TPMA
3-A	6	
V3A	2	
2DB		4
2D	1	

Fuente: Autores, 2018.

### 2.4.1.1 Tráfico promedio diario anual futuro

Este valor es la estimación a futuro del tráfico que servirá a la vía durante del periodo de diseño; dicha estimación sirve para clasificar la vía, determinar velocidad de diseño, y parámetros geométricos, además este valor indica cuando se debe realizar mejorar en una vía para que siga prestando servicio (Farinango, 2014; MOP, 2003). Para el cálculo de este valor en normas de diseño geométrico para carreteras (MOP, 2003) se establece la siguiente fórmula:

$$TPDA_{FUTURO} = TPDA_{ACTUAL} * (1 + i)^n \quad (\text{Fórmula 2.11})$$

Donde:

$TPDA_{FUTURO}$ =Tráfico diario promedio anual proyectado.

$TPDA_{ACTUAL}$ =Tráfico diario promedio anual presente.

$i$ =Coeficiente de la tasa de crecimiento anual.

$n$ =Período de vida útil en años.

Con estas fórmulas se procederá a estimar el TPDA y TPMA para los valores que se tiene para el caso de estudio, la tasa de crecimiento de forma general se tomó como el aumento en el ingreso de los camiones hidrocleaners año a año, el mismo que se utilizará para la estimación futura de todos los tipos de vehículos y posteriormente para el diseño de pavimentos; a continuación se presentan dos tablas de resumen una para cada grupo principal de desechos, junto con su composición de tráfico y estimaciones futuras para 10 y 15 años.

Tabla 2.10. Datos de tráfico para el diseño de pavimentos del primer grupo de desechos con un mayor contenido de materia inerte.

Tipo de vehículo	TPDA	TPMA	% Composición	i	TPDA FUTURO		TPMA FUTURO		
					10 años	20 años	10 años	20 años	
Pesado	3A	2	60	98,36	2,14	2	3	74	92
	2BD		1	1,64		0	0	1	2
Total	2	61	100			2	3	75	94

Fuente: Autores, 2018.

Tabla 2.11. Datos de tráfico para el diseño de pavimentos del segundo grupo de desechos con un mayor contenido de materia orgánica.

Tipo de vehículo	TPDA	TPMA	% Composición	i	TPDA FUTURO		TPMA FUTURO		
					10 años	20 años	10 años	20 años	
Pesados	3A	6	180	2,14	7	9	222	275	
	2BD		4		89,05	0	0	5	6
	V3A	2	60		2	3	74	92	
Livianos	2D	1	30	10,95	1	2	37	46	
Total	9	274	100		10	14	338	419	

Fuente: Autores, 2018.

Como se indicó en el balance de masa se va a realizar una sola estructura de pavimento para lo cual se unifico las descargas y se calculó el TPDA y TPMA futuro de los tipos de vehículos de manera conjunta. Estos valores se indican en la siguiente tabla.

Tabla 2.12. Datos de tráfico para el diseño de pavimentos de las descargas conjuntas.

Tipo de vehículo	TPDA	TPMA	% Composición	i	TPDA FUTURO		TPMA FUTURO		
					10 años	20 años	10 años	20 años	
Pesados	3A	8	240	2,14	10	12	297	367	
	2BD	0	5		91,04	0	0	6	8
	V3A	2	60		2	3	74	92	
Livianos	2D	1	30	8,96	1	2	37	46	
Total	11	335	100		13	17	414	513	

Fuente: Autores, 2018

### 2.4.2 Método AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos

El método AASHTO fue desarrollado en los Estados Unidos, en los años 60, basado en un ensayo a escala real utilizado en el estado de Illinois por dos años; solamente a partir de 1993 la AASHTO, comienza a introducir conceptos más mecánicos, para adecuar ciertos parámetros a condiciones distintas a la del lugar del ensayo inicial.

El diseño en pavimentos rígidos puede presentar varias ventajas como: el hormigón aumenta la reflexión de la luz pudiendo disminuir en costos de iluminación hasta un 30%, mayor facilidad de darle rugosidad a las superficies de hormigón durante el procedimiento constructivo, capacidades estructurales excelentes en pavimentos bien diseñados y construidos, el mantenimiento requerido es mínimo (Farinango, 2014).

### 2.4.3 Formulación del método AASHTO

La formulación general establecida por la AASHTO (1993), en su obra guía para el diseño de estructuras de pavimentos para el diseño de pavimentos rígidos es la siguiente:

$$\begin{aligned}
 \text{Log}W_{18} = & \left\{ Z_R * S_o + 7.35\text{Log}(D + 1) - 0.06 + \frac{\text{Log}\left[\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}\right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32Pt) * \right. \\
 & \left. \text{Log} \left[ \frac{MR * Cd * (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 * J \left[ D^{0.75} - \left[ \frac{18.42}{(Ec/R)^{0.25}} \right] \right]} \right] \right\} \quad \text{(Fórmula 2.12)}
 \end{aligned}$$

Dónde:

D= Espesor del pavimento en pulgadas.

$\Delta PSI$ = Diferencia de serviciabilidad.

Pt= Serviciabilidad final.

$W_{18}$ = Número de ejes equivalentes acumulados, para el periodo de diseño.

J= Coeficiente de transferencia de cargas.

MR= Módulo de rotura del hormigón a los 28 días en psi.

$E_c$ = Módulo de elasticidad del hormigón en psi.

K= Módulo de reacción de la subrasante en pci.

$C_d$ = Coeficiente de drenaje.

$Z_R$ = Desviación normal estándar para la confiabilidad R.

$S_o$ = Error estándar combinado.

Los términos de la fórmula de la AAHSTO (1993), antes enumerados son la variables para el diseño de un pavimento rígido, y se van a describir a continuación.

#### **2.4.3.1 Espesor (D)**

Esta variable es la que se pretende calcular al realizar el diseño, y la misma se ve afectada por los parámetros que intervienen en los cálculos; el espesor se calcula a partir de la ecuación general de la AASHTO (1993).

Para el cálculo, se inicia imponiendo un espesor y se realiza tanteos, con el valor impuesto se calcula los ejes equivalentes y los demás parámetros del diseño, hasta lograr la igualdad en la ecuación, caso contrario se continúa con los tanteos, tomando como valor inicial el resultado del ultimo tanteo (Farinango, 2014).

#### **2.4.3.2 Índice o diferencia de serviciabilidad**

El procedimiento de diseño establecido por la AASHTO (1993), predice la pérdida de la Serviciabilidad ( $\Delta PSI$ ) que es la habilidad del pavimento de servir al tipo de tráfico que circula por la vía en cuestión (Farinango, 2014), para distintos niveles de tráfico y carga de ejes; a mayor valor de  $\Delta PSI$ , mayor será la capacidad de carga antes de fallar.

El índice de serviciabilidad tiene un rango de valores de 0 a 5 establecido por la AASTO (1993), donde cero representa un pavimento en pésimas condiciones (intransitable) y 5 un pavimento es excelentes condiciones y se calcula a partir de la siguiente fórmula.

$$\Delta\text{PSI} = P_t - P_o \quad (\text{Fórmula 2.13})$$

Dónde:

$\Delta\text{PSI}$ = Diferencia entre el nivel de servicio inicial y nivel de servicio esperado.

$P_o$ = Índice de servicio inicial, inmediatamente después de su construcción. El valor recomendado por la AASHTO (1993) para hormigón es de 4.5.

$P_t$ = Índice de servicio esperado al final de la vida útil del pavimento. Los valores recomendados por la AASHTO (1993) es de 2.5 para autopistas y vías principales y 2 para carreteras de menor importancia.

### 2.4.3.3 Confiabilidad

La AASHTO 93 lo define como la probabilidad de que el pavimento se comporte de manera óptima durante todo su periodo de diseño, resistiendo los efectos del tráfico y medio ambiente.

Según la guía AASHTO 1993 se tiene los siguientes parámetros para el diseño de la estructura de pavimento:

Tabla 2.13. Confiabilidad R%

Confiabilidad R%	Desviación estándar ZR
50	0.000
60	-0.253
70	-0.524
75	-0.674
80	-0.841
85	-1.037
90	-1.282
91	-1.340
92	-1.405
93	-1.476
94	-1.555
95	-1.645
96	-1.751
97	-1.881
98	-2.054
99	-2.327
99.9	-3.090
99.99	-3.750

Fuente: AASHTO, 1993.

Tabla 2.14. Niveles de confiabilidad de la vía según su zona de emplazamiento.

Clasificación de la vía	Zona urbana	Zona rural
Autopistas	85-99.9	80-99.9
Arterias principales	80-99	75-99
Colectoras	80-95	75-95
Locales	50-80	50-80

Fuente: AASHTO, 1993.

#### 2.4.3.4 Error estándar combinado (So)

Según la guía AASHTO 93 representa la desviación estándar conjunta, en teoría el número de repeticiones del eje de 8.2ton que pueda resistir el pavimento hasta que descienda por debajo de los límites de Pt.

La AASHTO recomienda los siguientes valores.

So: 0.35 Pavimento nuevo y So: 0.4 Para un re capeo.

#### 2.4.3.5 Número de ejes equivalentes acumulados para el periodo de diseño (esal's= $W_{18}$ )

En la metodología establecida por la AASHTO (1993), se considera la vida útil de un pavimento, en relación con el número de repeticiones de carga de ejes equivalentes de 8 Ton (18 Kips) que podrá soportar el mismo antes de llegar a las condiciones de servicio final; cabe destacar que al utilizar ejes equivalentes en la fórmula, los ejes normales deben ser transformados en ejes sencillos equivalentes de 8 Ton.

Este parámetro puede ser calculado a través de la siguiente ecuación.

$$ESAL'S = W_{18} = DD * DL * w_{18} \quad (\text{Fórmula 2.14})$$

Dónde:

$w_{18}$ = Número de ejes equivalentes de 18 Kips (8 Ton), acumulados durante el periodo de diseño, en ambas direcciones.

DD= Factor de distribución por dirección, según la AASHTO (1993) se puede asumir que por cada dirección circula el 50% del total; este valor puede variar de 0.3 a 0.7 dependiendo de la dirección del tránsito pesado (Farinango, 2014).

DL= Factor de distribución por carril; cuando se tiene dos o más carriles por sentido, la AASHTO (1993), recomienda lo tomar los valores indicados en la tabla 2.15.

Tabla 2.15. Factor de distribución por carril.

Número de carriles en cada sentido	Porcentaje de ESAL'S en el carril de diseño
1	100
2	80-100
3	60-80
4 o más	50-75

Fuente: AASHTO, 1993.

Para el cálculo de los ejes equivalentes ( $w_{18}$ ), se debe tener en cuenta el crecimiento del tráfico durante su vida útil, a través de la siguiente fórmula establecida en la AASHTO (1993).

$$Tvu = Tpa * FCT \quad (\text{Fórmula 2.15})$$

Dónde:

Tvu= Tráfico durante la vida útil del pavimento.

Tpa= Tráfico durante el primer año ( $Tpa=TPDA*365$ )

FCT= Factor de crecimiento del tráfico.

El factor de crecimiento del tráfico está en función de la tasa de crecimiento anual ( $r$ ), la misma que puede variar en función del tipo de vehículos; además este factor debe considerarse para los años de vida útil del pavimento ( $n$ ), más un número de años adicionales, debido al crecimiento propio de la vía (Farinango, 2014). Todo lo dicho anteriormente se expresa en la ecuación establecida por la ASHTO (1993).

$$FCT = \frac{(1+r)^n - 1}{r} \quad (\text{Fórmula 2.16})$$

Dónde:

$r$ =Tasa de crecimiento anual.

$n$ =Periodo de diseño en años.

El periodo de diseño o el tiempo de vida útil ( $n$ ) se fijan en base a factores económicos del área de influencia del proyecto, por lo que la AASHTO (1993), establece un periodo de diseño recomendado en función del tipo de carretera, descrito en la tabla 2.16.

Tabla 2.16. Periodos de diseño en función del tipo de carretera.

Tipo de carretera	Período de diseño recomendado en años
Urbana con volúmenes altos de tráfico	30-50
Interurbana con volúmenes altos de tráfico	20-25
Pavimentada con bajos volúmenes de tráfico	15-25
Revestidas con bajos volúmenes de tráfico	10-20

Fuente: AASHTO, 1993.

Un parámetro importante en el diseño de pavimentos rígidos es el factor de equivalencia de carga (FEC) o LEF por sus siglas en inglés (Load equivalency factors), el mismo que multiplicado por el tráfico de diseño da como resultado el número de ejes equivalentes de 8 Ton (18 Kips), acumulados durante el período de diseño en ambas direcciones ( $w_{18}$ ), establecida por la AASHTO (1993) en la siguiente fórmula

$$w_{18} = T_{vu} * FEC \quad (\text{Fórmula 2.17})$$

Para realizar la transformación de ejes normales a ejes equivalentes de 8 Ton. (18 Kips), vamos a usar las tablas Anexo 4 reproducidas del apéndice “D” de la guía de diseño AASHTO (1993), para distintos tipos de ejes, pavimentos e índices de servicio finales.

#### 2.4.3.6 Coeficiente de transferencia de cargas (J)

Se basa en la capacidad del pavimento de hormigón para transmitir carga a través de las discontinuidades, este factor está en función de varios factores como la cantidad de tráfico, la utilización de dispositivos de transferencia y del apoyo lateral que tengan las losas. Si la transferencia de cargas entre las losas sea efectiva, el comportamiento que tendrá el pavimento a lo largo de su vida útil será óptimo (Farinango, 2014).

Tabla 2.17. Coeficiente de transferencia de carga.

Soporte Lateral	SI	NO	SI	NO	SI	NO	
Millones de ESAL's	Con pasadores, con o sin refuerzo de temperatura		Con refuerzo continuo		Sin pasadores (Fricción entre agregados)		Tipo
< 0.3	2.7	3.2	2.8	3.2	-	-	Calles y
0.3 a 1.0	2.7	3.2	3	3.4	-	-	caminos
1.0 a 3.0	2.7	3.2	3.1	3.6	-	-	vecinales
3 a 10	2.7	3.2	3.2	3.8	2.5	2.9	Camino
10 a 30	2.7	3.2	3.4	4.1	2.6	3	principales
>30	2.7	3.2	3.6	4.3	2.6	3.1	y autopistas

Fuente: AASHTO, 1993.

## 2.4.4 Propiedades de los materiales

### 2.4.4.1 Módulo de reacción de la subrasante (K)

Nos ayuda a tener una estimación del asentamiento de la subrasante cuando esta se encuentre bajo esfuerzos de compresión, viene dada en libras por pulgada cuadrada por pulgada (pci). Este valor es por lo general estimado mediante una relación con ensayos más simples como pruebas de valor relativo de soporte CBR, dichas variaciones no afectan de forma significativa el espesor requerido de pavimento. (AASHTO, 1993).

### 2.4.4.2 Módulo de rotura del concreto (MR)

El pavimento rígido trabaja generalmente a flexión por lo que se recomienda que la resistencia especificada este en función de ello, para lo cual se debe trabajar con el módulo de rotura el cual se mide mediante ensayos en vigas de hormigón con la aplicación de cargas en los tercios de su zona de apoyo (Farinango, 2014).

$$MR = 0.12 * f'c * FC \tag{Fórmula 2.18}$$

En donde:

MR: Resistencia a la flexión. (psi)

F'c: Resistencia a la compresión simple a los 28 días. (kg/cm<sup>2</sup>)

FC: Factor de cambio a psi: 14.19 (AASHTO, 1993)

### 2.4.4.3 Módulo de elasticidad del concreto (EC)

Indica la capacidad de distribución de cargas que se tiene en una losa de pavimento y a su vez la rigidez de la misma, se sabe también que es la relación entre la tensión y deformación. Para el hormigón con un peso normal, el instituto del concreto americano propuso:

$$E_c = 12000(f'c)^{0.5} * FC \quad (\text{Fórmula 2.19})$$

Para lo cual  $E_c$  y  $f'c$  vienen dados en  $\text{kg/cm}^2$  y siendo FC un factor de cambio a psi: 14.19 (AASHTO, 1993).

### 2.4.4.4 CBR del suelo

Se obtiene como la relación entre la carga unitaria en  $\text{kg/cm}^2$  en el Sistema Internacional o libras por pulgada cuadrada (psi) en el sistema anglosajón, necesaria para lograr una penetración del pistón de 2.54 mm (0.1 pulgadas), dentro de la muestra de suelo compactada a una humedad y densidad dadas, respecto a una carga unitaria patrón requerida para la misma profundidad de penetración en una muestra estándar triturada (Fernández, 2015).

Para Fernández (2015), el ensayo CBR se usa para establecer una relación entre el comportamiento de suelos usados como bases y subrasantes, bajo el pavimento de carreteras y autopistas, razón por la cual establece una clasificación típica del suelo para infraestructuras de pavimento resumida en la tabla 2.18 mostrada a continuación.

Tabla 2.18. Clasificación típica de suelos para infraestructura de pavimentos.

CBR	Clasificación general	Usos	Sistema de clasificación.	
			SUCS	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH,CH,MH, OL	A5,A6,A7
3-7	Pobre a regular	Subrasante	OH,CH,MH, OL	A4,A5,A6,A7
7-20	Regular	Sub-base	OL,CL,ML,SC, SM,SP	A2,A4,A6,A7
20-50	Bueno	Base, sub-base	GM,GC,GW, SM,SP,GP	A1-b, A2-5, A3,A2-6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1-a, A2-4, A3

Fuente: Fernández, 2015.

## 2.4.5 Criterios estructurales

### 2.4.5.1 Coeficiente de drenaje (Cd)

Es un factor determinante para cualquier estructura de pavimento, por lo cual es de suma importancia en el diseño, ya que la presencia de agua en la estructura producirá efectos dañinos tales como la reducción de la resistencia de materiales granulares, la reducción en la resistencia de la subrasante, lavado de finos y levantamientos diferenciales en el caso de los suelos expansivos (Farinango, 2014).

Los dos parámetros para obtener el valor del coeficiente de drenaje se explican en la tabla 2.19.

Tabla 2.19. Calidad de drenaje.

Calidad de drenaje	Tiempo transcurrido para que el suelo libere 50% de su agua libre.	Porcentaje de tiempo en el año, en el cual la estructura de pavimento está expuesta a un nivel de humedad cercano a la saturación.			
		<1%	1 - 5%	5 - 25%	>25%
Clasificación					
Excelente	2 horas	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Buena	1 día	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1 semana	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Pobre	1 mes	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy pobre	No drena	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

Fuente: AASHTO, 1993.

### 2.4.5.2 Pérdida de soporte (LS)

Este factor hace referencia a la pérdida potencial de soporte, causada por la erosión de la subbase o en su defecto por movimientos diferenciales verticales que se den en el suelo. Se pueden generarse vacíos aun siendo utilizada la subbase no erosionable, generando una reducción de la vida útil del pavimento (AASHTO, 1993).

La tabla 2.20 proporcionará rangos sugeridos por la AASHTO para el cálculo de la pérdida de soporte, teniendo en cuenta el material utilizado.

Tabla 2.20. Valores de LS.

Tipo de material	Pérdida de soporte
Base granular tratada con cemento (E=1,000,000 a 2,000,000 psi)	0.0-1.0
Mezclas de agregados con cemento (E=500,000a 1,000,000psi)	0.0-1.0
Bases tratadas con asfalto (E=350,000a 1,000,000psi)	0.0-1.0

Mezclas bituminosas estabilizadas (E=40,000a 300,000psi)	0.0-1.0
Estabilizados con cal (E=20,000a 70,000psi)	1.0-3.0
Materiales granulares sin ligante (E=15,000a 45,000psi)	1.0-3.0
Materiales granulares finos o subrasante natural (E=3,000a 40,000psi)	2.0-3.0

---

Fuente: AASHTO, 1993.

### 2.4.6 Diseño de juntas

Las juntas tienen la función principal de mantener las tensiones provocadas por la contracción y por la expansión en la losa de pavimento, estando siempre en los rangos admisibles, también ayuda a la disipación de las tensiones por agrietamientos que ocurran debajo de dichas losas. Son de vital importancia ya que son parte fundamental para garantizar el cumplimiento de la vida útil del pavimento (AASHTO, 1993).

Las juntas se las caracteriza por su posición con respecto al avance del hormigón, se las puede clasificar como juntas longitudinales y transversales las cuales poseen una subdivisión en tres tipos que son: juntas de contracción, de construcción y de dilatación (IECA, 2012).

#### 2.4.6.1 Tipos de juntas

##### **Juntas de contracción**

Tienen como objetivo principal el inducir de manera ordenada la ubicación de las grietas en el pavimento generadas por la contracción en el secado o por la temperatura del pavimento, también son utilizadas para minimizar la tensión provocada por el alabeo y curvatura de las losas. Los pasadores se pueden utilizar en las juntas de contracción para ayudar con la transferencia de cargas, bajo ciertos límites admisibles (AASHTO, 1993).

Al momento de su construcción se utiliza sierras con discos de diamantes para obtener una ranura en la losa de una profundidad aproximada de 1/4 o 1/3 del espesor que tenga la losa, esta profundidad ayudara a generar un plano débil en la

losa de pavimento para que, cuando se tengan los movimientos de retracción en las losas, estas se fisuren por debajo de dicho corte (IECA, 2012).

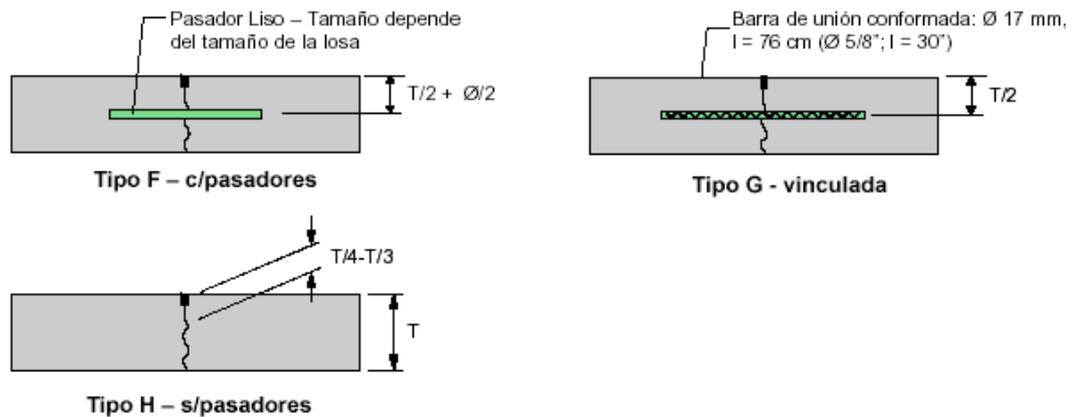


Figura 2.1. Detalle juntas de contracción.  
Fuente: AASHTO, 1993.

### Juntas de construcción

Estas juntas sirven principalmente para separar construcciones contiguas colocadas en diferente lapso de tiempo, para generar una transferencia de cargas adecuadas se utiliza pasadores. Estas juntas pueden ser transversales o longitudinales (AASHTO, 1993).

Al momento de la construcción de estas juntas se pone a disposición un encofrado perpendicular al plano del pavimento o en su defecto con la colocación de elementos prefabricados intermedios, como en este proyecto el pavimento se verá sometido a vehículos pesados se dispondrá de pasadores en las juntas transversales, tratando así de mantener una transmisión de cargas efectiva y evitar el escalonamiento de las losas. Estos pasadores deben permitir un movimiento paralelo de las losas con respecto a la superficie del pavimento, para evitar tensiones excesivas, se recomienda que sean de acero liso y tener un tipo de tratamiento antiadherente. Por lo general su longitud debe rondar los 50cm y su diámetro alrededor de 25mm. Se colocarán antes del hormigonado o se insertarán conforme se construya la losa (IECA, 2012).

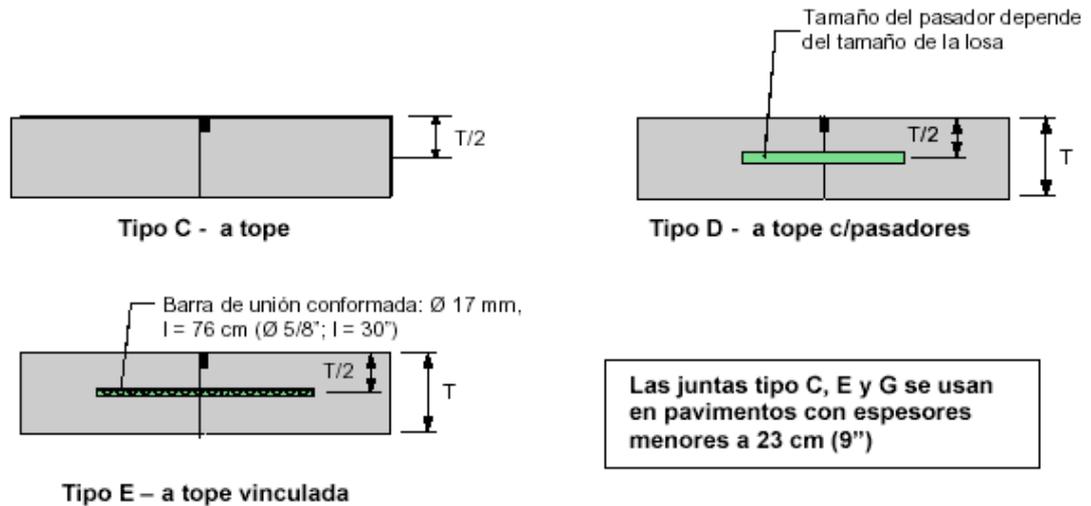


Figura 2.2. Detalle de junta de construcción.  
Fuente: AASHTO, 1993.

### Juntas de dilatación

Utilizadas para aislar pavimentos con la función de minimizar los esfuerzos de compresión que se generan en dichas losas, al momento de su expansión generada por un cambio o aumento en su temperatura, también se pueden utilizar para aislar losas de pavimento antiguo con losas nuevas (AASHTO, 1993).

Para estas juntas se debe disponer de elementos compresibles que se deben colocar antes de empezar con el vertido de hormigón, se debe tener cuidado para evitar movimientos en los mismos. Su espesor varía entre 5 y 20mm, por lo general se utiliza poli estireno o poliuretano como el elemento compresible, o materiales como madera o corcho, cuando estas juntas se vean sometidas a tráfico, se debe colocar pasadores con un material compresible en uno de sus extremos.

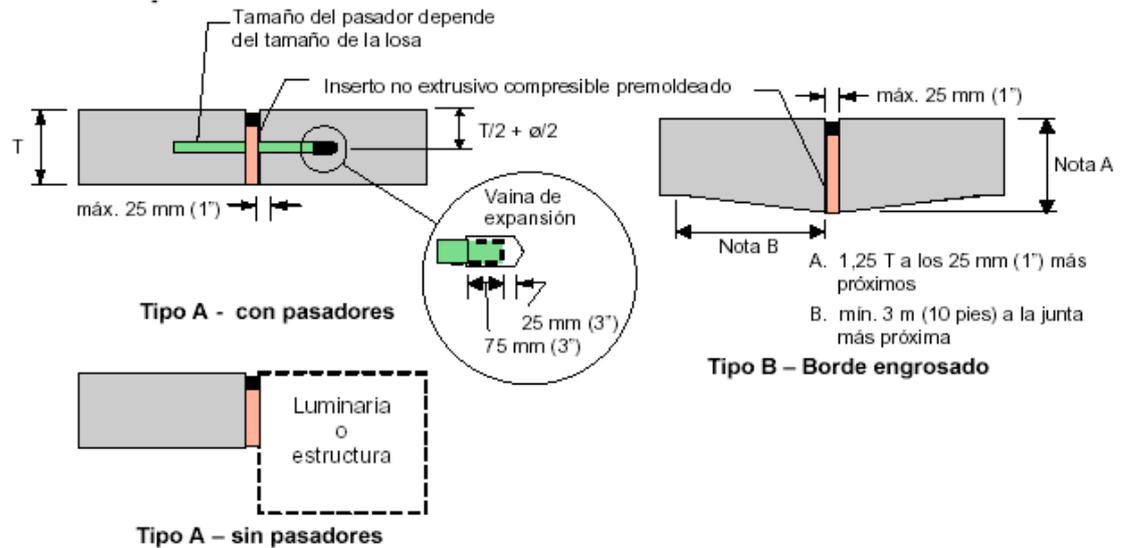


Figura 2.3. Detalle de junta de dilatación.  
Fuente: AASHTO, 1993.

#### 2.4.7 Sellos

El objetivo principal del sellado de juntas es el evitar la infiltración de agua por las mismas, ya que esto podría afectar a la estructura total del pavimento generando una reducción de la vida útil del mismo, también impide el ingreso de elementos incompresibles que podría generar incluso roturas (IECA, 2012).

Al momento de seleccionar el tipo de sello a utilizar se debe tener en cuenta varias variables, como lo son: su vida útil, el tipo de sello, tipo de junta, datos climáticos y el análisis económico. El tipo de junta es un factor sumamente influyente, por lo que, el sello a utilizar debe cumplir con las siguientes características: Impermeabilidad, deformabilidad, resiliencia, adherencia, resistencia, estable, durable. Este sellado se debe realizar antes de la entrega del proyecto y después de una limpieza total de las juntas (AASHTO, 1993).

Existen diferentes de sellos de los cuales pondremos a consideración los siguientes:

##### 2.4.7.1 Sellos líquidos

Pueden ser de asfalto, caucho en caliente, siliconas y polímeros, los cuales deben ser colocados de forma líquida permitiendo un fraguado. En la instalación se debe

colocar una varilla de respaldo la cual no puede adherirse al sello ni al concreto. Se debe tomar en cuenta la cantidad de sello que se utilice y el factor de forma, ya que son consideraciones importantes, así se evitaran esfuerzos excesivos en el sello que generarán una disminución de la vida útil (AASHTO, 1993).

### 2.4.7.2 Sellos elastoméricos preformados

Estos sellos generalmente son de neopreno, el cual al momento de su colocación genera una fuerza hacia fuera contra las caras de la junta, son diseñados para esfuerzos a tensión. Se tiene como regla principal que, la profundidad del reservorio tiene que ser más que la profundidad del sello preformado (AASHTO, 1993).

La siguiente figura muestra en detalle los tipos de sellos.

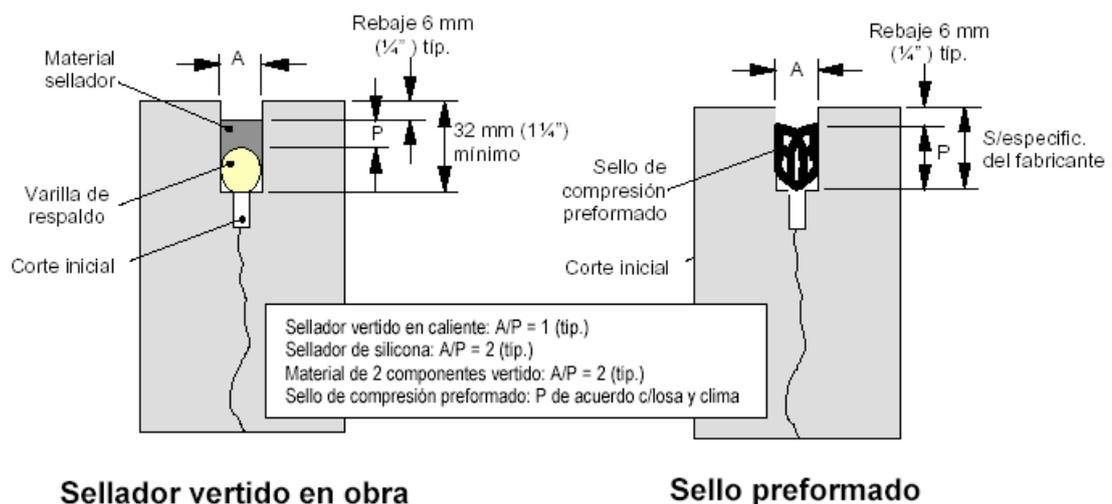


Figura 2.4. Tipos de sellos  
Fuente: AASHTO, 1993.

## 2.4.8 Diseño de la estructura del pavimento para el caso de estudio

### 2.4.8.1 Datos geotécnicos para el caso de estudio

La empresa municipal de aseo de Cuenca (EMAC-EP), contrató una consultoría a cargo para el proyecto mejoramiento del manejo de los lixiviados generados en el relleno sanitario de Pichacay; el objetivo del presente trabajo es realizar un diseño conjunto que se adapte a lo propuesto a los consultores, por lo que se requiere información geotécnica para el diseño del pavimento, así como su posterior

emplazamiento, por lo que se van a anotar datos básicos levantados por la empresa Geo & Geo (2016).

Entre los datos más relevantes que se puede mencionar es que el lugar de emplazamiento de la cámara de bombeo de lixiviados y al que se unirá nuestro sistema, se encuentra en la formación geológica Azogues, además el lugar donde se planea emplazar la estructura de pavimento contiene: arenisca, relleno antrópico de basura que se buscará evitar y en su mayoría contiene lutita; se realizó una calicata para determinar cerca del lugar donde irá la estructura casa de bombeo de lixiviados y la estructura del pavimento , en una profundidad de 0 a 0.9 m se identificó materia de relleno con arcilla de color amarilla y de 0.9 a 2.03 m de profundidad material arenoso fino de color amarillento, dando como resultado en el ensayo granulométrico como resultado arena arcillosa, SC en la clasificación SUCS, y A-7-5(2), en la clasificación AASHTO, humedad natural 14.44%, limite liquido 45, y limite plástico 30.18.

#### **2.4.8.1 Datos para el diseño del pavimento rígido para el caso de estudio**

Para iniciar el diseño del pavimento debemos tomar en cuenta los siguientes valores los cuales se toman de las tablas expuestas en el inciso 2.4:

- El periodo de diseño el cual en el proyecto será igual a  $n=20$  años.
- Un valor  $f'c$  de hormigón el cual se tomará de  $300\text{kg/cm}^2$ .
- Factor por sentido  $DD= 0.5$
- Factor por número de carriles  $DL=1$
- La tabla 2.12 de valores de TPDA y TPDM de los distintos tipos de vehículos que se tienen en la descarga.
- El valor de error estándar combinado  $S_o$  para un nuevo pavimento de 0.35
- Los valores de índice de serviciabilidad PSI inicial y final que serán 4.5 y 2 respectivamente.
- La confiabilidad de la vía será de un 70% al ser considerada una vía local rural, debido al poco flujo de vehículos al día, lo que nos da una desviación  $ZR=-0.524$
- Coeficiente de transmisión de carga que se lo escogerá con la utilización de dispositivo de transferencia en concreto y reforzado con juntas,  $J=2.8$ .

- El valor del CBR del suelo estimado será de 20% para la sub-base y de 7% para la subrasante.
- El coeficiente de drenaje  $C_d = 0.8$
- La pérdida de soporte será de 2 debido a que son materiales granulares sin ningún tipo de ligante.
- El valor de LEF se escogerá de acuerdo al Anexo 4.

### 2.4.8.2 Cálculo del pavimento rígido para el caso de estudio

Para el cálculo del espesor del pavimento se utilizó el programa de la AASHTO como se muestra en la Figura 2.5:

The screenshot shows the 'Ecuación AASHTO 93' software interface. It is divided into several sections:

- Tipo de Pavimento:** Radio buttons for 'Pavimento flexible' and 'Pavimento rígido' (selected).
- Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So):** A dropdown for 'Reliability (R)' and an input field for 'So'.
- Serviciabilidad inicial y final:** Input fields for 'PSI inicial' and 'PSI final'.
- Módulo de reacción de la subrasante:** Input field for 'k' and unit 'pci'.
- Información adicional para pavimentos rígidos:** Input fields for 'Módulo de elasticidad del concreto - E<sub>c</sub> (psi)', 'Módulo de rotura del concreto - S<sub>c</sub> (psi)', 'Coeficiente de transmisión de carga - (J)', and 'Coeficiente de drenaje - (C<sub>d</sub>)'.
- Tipo de Análisis:** Radio buttons for 'Calcular D' (selected) and 'Calcular W18'. Below 'Calcular D' is a field 'W18 ='. Below 'Calcular W18' is a field 'D ='. To the right, under 'Espesor de losa (plg)', is a field 'D ='.
- Buttons:** 'Calcular' and 'Salir' at the bottom.

Figura 2.5. Programa AASHTO para el cálculo del espesor de pavimentos  
Fuente: Autores, 2018.

Se inició con el cálculo de la sumatoria de ESAL's el cual se encuentra en función de los valores indicados a continuación:

El valor  $i=2.14\%$  hace referencia a la tasa de crecimiento de cuenca.

El valor FCT se calcula mediante la siguiente expresión:

$$FCT = \frac{(1 + i\%)^n - 1}{i\%}$$

En donde  $i$  es el valor de la tasa de crecimiento en porcentaje y  $n$  es el periodo de diseño de 20 años, por lo que se tiene:

$$FCT = \frac{(1 + 2.14)^{20} - 1}{2.14}$$

$$FCT = 25.29$$

Al calcular el FCT podemos calcular el ESAL's para el eje del tipo de vehículo analizado:

$$ESALs = w_{18} = TPDA * FCT * LEF * 365 \quad (\text{Fórmula 2.20})$$

Para el caso de tener TPMA y no TPDA se aplica la siguiente ecuación:

$$ESALs = w_{18} = TPDA * FCT * LEF * 12 \quad (\text{Fórmula 2.21})$$

Dando los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla 2.21. Valores utilizados para el cálculo.

TPDA	TPMA	TIPO VEH	i%	EJE (TON)	EJE (KN)	TIPO EJE	FAC	LEF	ESAL'S
8		3A	2,4	7	70	SRS	25,29	0,614	45340
				20	200	TAN	25,29	6,33	467433
2		V3A	2,4	7	70	SRS	25,29	0,614	11335
				20	200	TAN	25,29	6,33	116858
	5	2BD	2,4	7	70	SRS	25,29	0,614	932
				11	110	SRD	25,29	4,07	6176
1		2D	2,4	7	70	SRS	25,29	0,614	5668
				7	70	SRS	25,29	0,614	5668
								$\Sigma$ ESAL's=	659409

Fuente: Autores, 2018

Para calcular el # ESAL'S se aplica la expresión:

$$ESAL'S = W_{18} = DD * DL * w_{18}$$

$$ESAL'S = W_{18} = 0.5 * 1 * 659409$$

$$ESAL'S = W_{18} = 329705$$

Se calculará los valores de módulo de rotura del concreto:

$$MR = 0.12 * f'c * FC$$

$$MR = 0.12 * 300 * 14.19$$

$$MR = 510.84 \text{ psi}$$

Luego se calculará el módulo de elasticidad del concreto (EC):

$$E_c = 12000(f'c)^{0.5} * FC$$

$$E_c = 12000(300)^{0.5} * 14.19$$

$$E_c = 2949336 \text{ psi}$$

Además, para la base granular o subbase y para la subrasante se calculó un módulo resiliente en función del CBR como indica la AASHTO 93:

Base granular o subbase:

$$CBR\% = 30$$

$$MR = 2555 * CBR\%^{0.64}$$

$$MR = 22529 \text{ psi}$$

Subrasante:

$$CBR\% = 7$$

$$MR = 1500 * CBR\%$$

$$MR = 10500 \text{ psi}$$

Con estos valores se pudo estimar un valor de k sin corregir y uno corregido en función de las figuras 2.6 y 2.7:

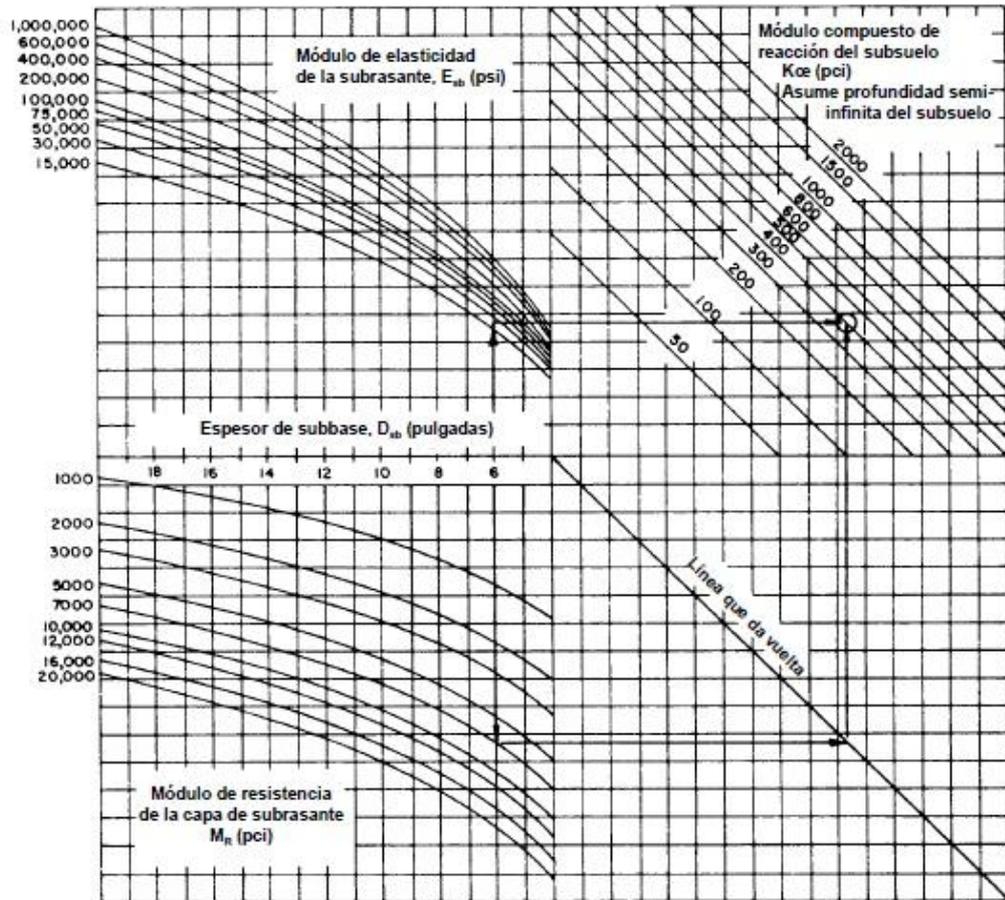


Figura 2.6. Abaco para la estimación de K sin corregir.  
Fuente: AASHTO, 1993.

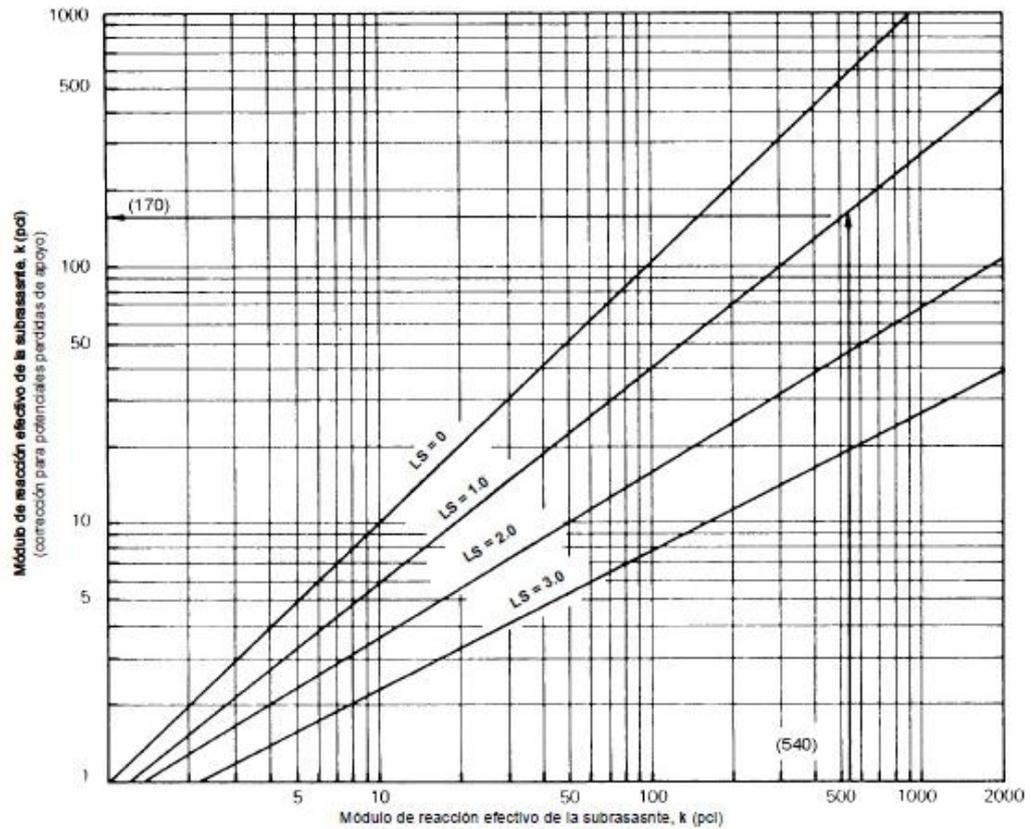
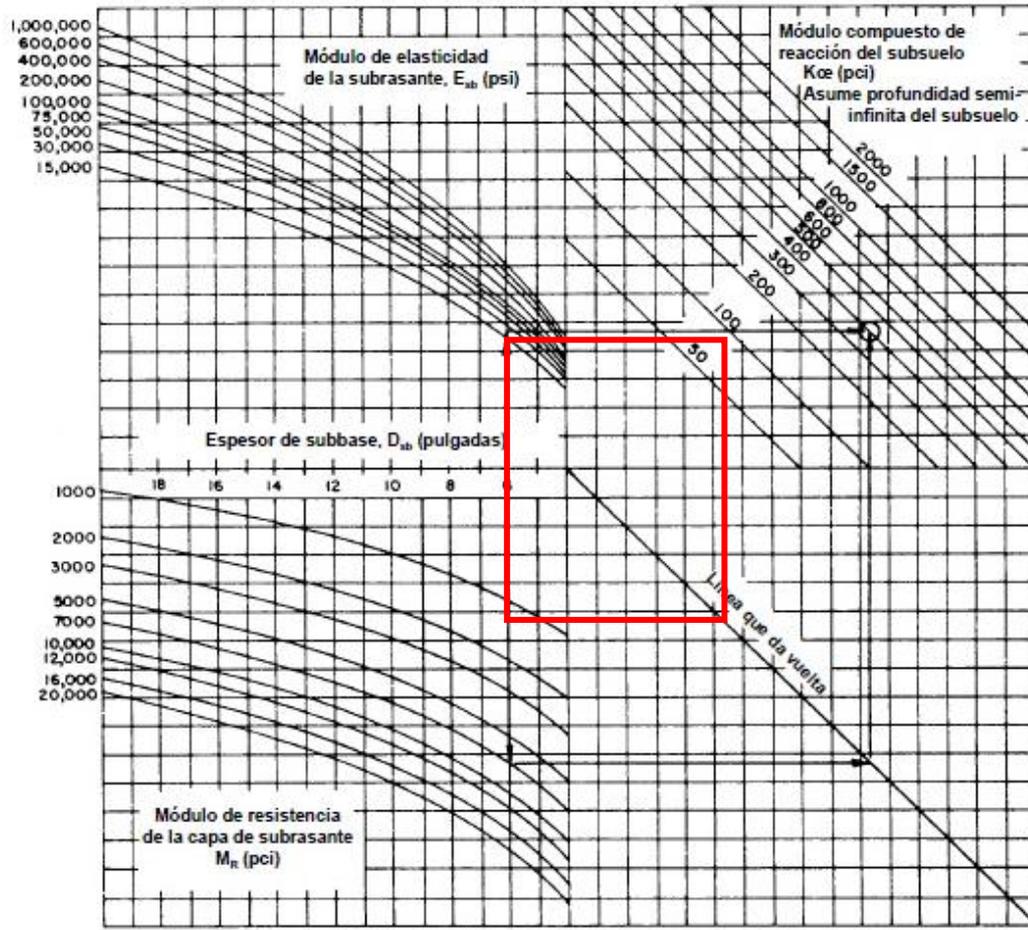


Figura 2.7. Abaco para la estimación de K corregido.

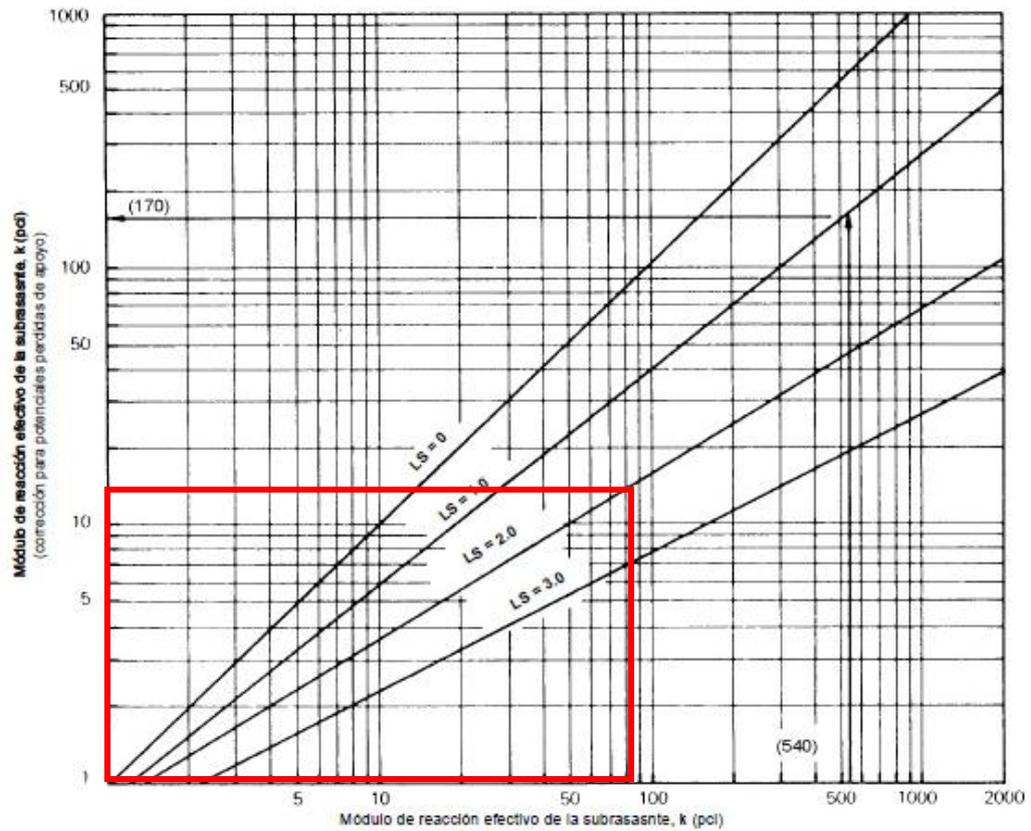
Fuente: AASHTO, 1993.

Con las figuras 2.6 y 2.7 se procedió a realizar los siguientes cálculos:

Teniendo en cuenta la imposición de un espesor inicial de 6in, un  $M_r$  de la base granular de: 22529psi y un  $M_r$  de la subrasante de: 10500psi, se graficó y estimó un valor como se indica en la siguiente imagen:



Se observa que resulta un  $k$  similar a 80, teniendo en consideración el valor de LS:2 como se planteó en los datos iniciales, con el cual pasamos a la siguiente imagen para corregirlo:



Al analizar la figura 2.7 asumimos un valor de k corregido de 17, por lo cual podríamos ingresar todos los datos al programa como se indica en la imagen:

Ecuación AASHTO 93			
Tipo de Pavimento <input type="radio"/> Pavimento flexible <input checked="" type="radio"/> Pavimento rígido		Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So) 70 % Zr=-0.524 So 0.35	
Serviciabilidad inicial y final PSI inicial 4.5 PSI final 2		Módulo de reacción de la subrasante k 17 pci	
Información adicional para pavimentos rígidos			
Módulo de elasticidad del concreto - Ec (psi)	2949336	Coefficiente de transmisión de carga - (J)	2.8
Módulo de rotura del concreto - Sc (psi)	510.84	Coefficiente de drenaje - (Cd)	0.8
Tipo de Análisis <input checked="" type="radio"/> Calcular D <b>W18 = 329705</b> <input type="radio"/> Calcular W18		Espesor de losa (plg) <b>D = 6.8</b>	
<input type="button" value="Calcular"/>		<input type="button" value="Salir"/>	

El espesor como podemos observar es de 6.8 pulgadas por lo cual se realizó una iteración, pero esta vez asumiendo un espesor inicial de 7 pulgadas, el cálculo es exactamente el mismo, los únicos valores que varían son los LEF tomados del ANEXO 4, en la siguiente tabla se calcularon los nuevos valores:

TPDA	TPMA	TIPO VEH	i%	EJE (TON)	EJE (KN)	TIPO EJE	FAC	LEF	ESAL's
8		3A	2,4	7	70	SRS	25,29	0,609	44971
				20	200	TAN	25,29	6,18	456357
2		V3A	2,4	7	70	SRS	25,29	0,609	11243
				20	200	TAN	25,29	6,18	114089
	5	2BD	2,4	7	70	SRS	25,29	0,609	924
				11	110	SRD	25,29	4,02	6100
1		2D	2,4	7	70	SRS	25,29	0,609	5621
				7	70	SRS	25,29	0,609	5621
								Σ ESAL's=	644926

$$ESAL'S = W_{18} = 322463$$

EL módulo de rotura y el módulo de elasticidad del concreto seguirán siendo los mismos.

$$MR = 510.84 \text{ psi}$$

$$E_c = 2949336 \text{ psi}$$

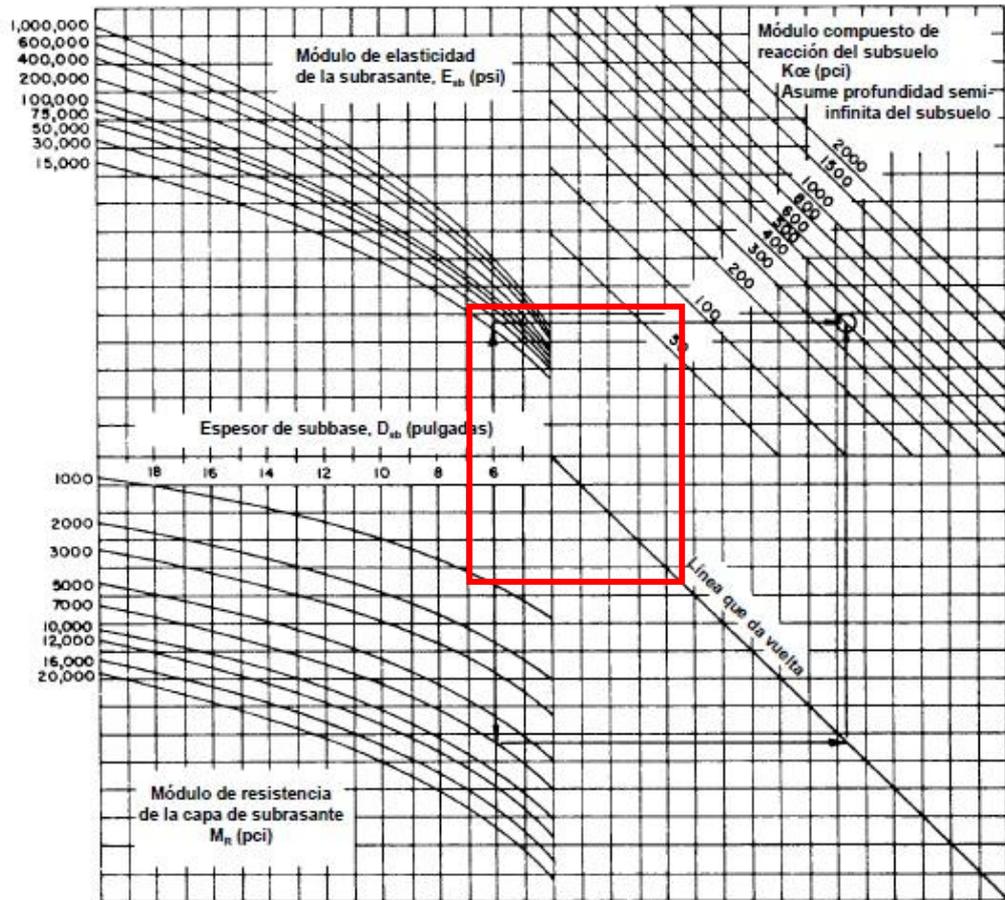
Al igual que el módulo resiliente de la base granular:

$$MR = 22529 \text{ psi}$$

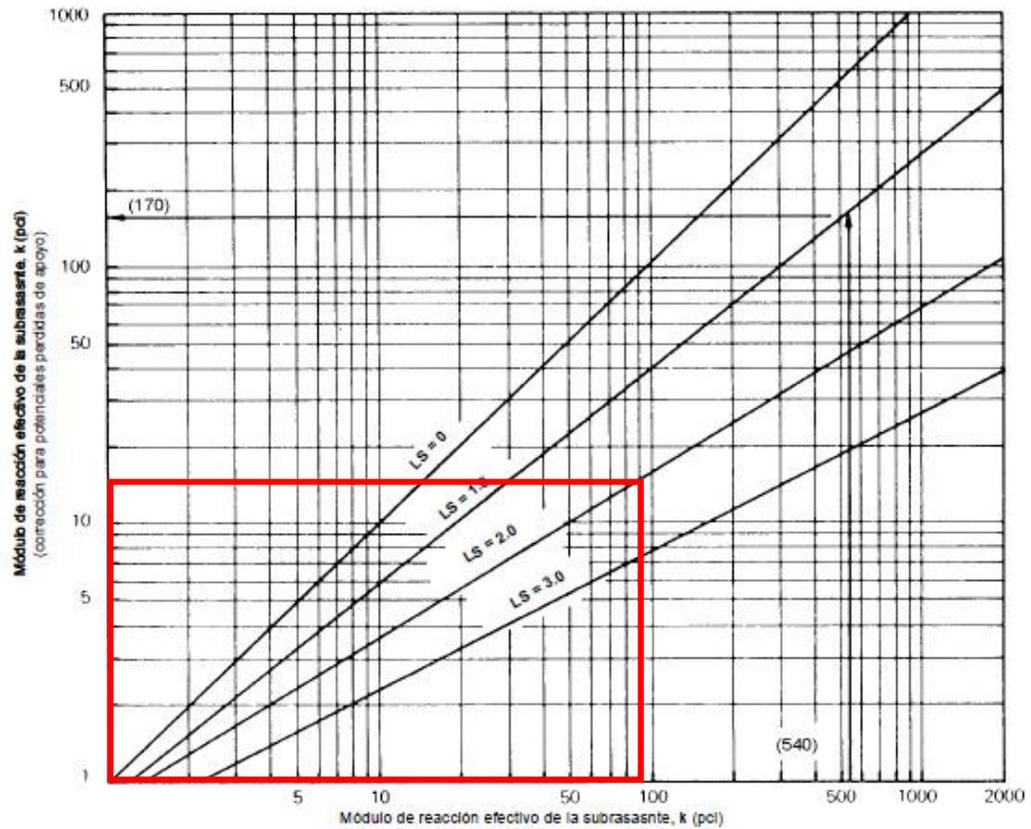
Como el de la subrasante:

$$MR = 10500 \text{ psi}$$

De igual forma se procede a la estimación de k con los ábacos mostrados:



Se observa que el valor de  $k$  se puede asumir como 90, para así pasar al siguiente ábaco:



El valor de k corregido se puede asumir como 18, por lo que se introducen los datos al programa y se calcula el espesor de pavimento:

**Ecuación AASHTO 93**

Tipo de Pavimento  
 Pavimento flexible  Pavimento rígido

Confiabilidad (R) y Desviación estándar (So)  
 70 %  $Z_r = -0.524$   $S_o = 0.35$

Serviciabilidad inicial y final  
 PSI inicial  PSI final

Módulo de reacción de la subrasante  
 k  pci

Información adicional para pavimentos rígidos

Módulo de elasticidad del concreto -  $E_c$  (psi)  Coeficiente de transmisión de carga - (J)   
 Módulo de rotura del concreto -  $S_c$  (psi)  Coeficiente de drenaje - (Cd)

Tipo de Análisis  
 Calcular D **W18 =**   
 Calcular W18

Espesor de losa (plg)  
**D =**

El cual da un valor de 6.8 pulgadas, pudiendo así asumir un valor de espesor de losa de 7 pulgadas para el pavimento.

Se asumirá un valor de base de 25cm y un valor de losa de pavimento calculado de 18cm, las losas de pavimento serán de 3x3m. Para este proyecto se propondrá la opción de juntas de contracción sin pasadores, las cuales deben tener una ranura de 1/3 del espesor, siendo este 18cm las ranuras que deberán tener serán de 6cm de profundidad, por lo que se propondrá la utilización de sellos líquidos colocados con una varilla de respaldo como se indicó en los incisos anteriores, todos estos datos se detallan a continuación en la figura 2.8:

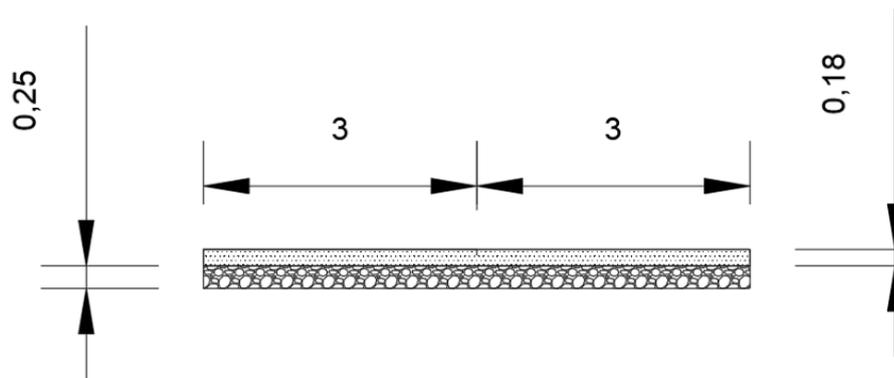


Figura 2.8. Estructura de pavimento.  
Fuente: Autores, 2018.

## 2.5 Cámara de descarga

### 2.5.1 Generalidades

El agua residual puede presentar variaciones en su composición y caudal, especialmente en industrias, por lo que puede generar inconvenientes en los procesos de tratamiento, por lo que para evitar estos problemas se diseñan cámaras, donde se acumulan las aguas residuales, donde el caudal de salida es menor y relativamente constante, evitando así picos de caudal y carga contaminante.

El proceso de homogenización presenta varias ventajas como:

- Optimiza los procesos, ya que se trabaja con caudales y cargas más homogéneas.
- Facilita el control de la instalación.
- En tratamientos físico-químicos, aumenta la efectividad del tratamiento ya que se logra una mejor dosificación.

- Facilita la programación y la operación de las labores de mantenimiento.
- Permite optimizar el tamaño de la instalación, ya que con que la reducción del caudal de salida, se evita el sobredimensionamiento para caudales máximos.
- Reducción de tamaño y por ende de costos de las unidades de tratamiento (Jácome, Suárez, & Ures, 2014).

### **2.5.2 Estrategias para regular caudales**

Básicamente consiste en laminar los picos que caudal que llegan a la planta de tratamiento de aguas residuales, para que la instalación trabaje con un caudal constante de menor magnitud, aumentando la eficiencia de las operaciones unitarias de tratamiento.

Este proceso consiste en un tanque o cámara de volumen adecuado donde se acumula el agua residual y se libera con un caudal menor. Existen dos formas de operación básica la primera donde solamente se deriva el agua residual cuando el caudal de llegada es mayor al caudal medio o al caudal con el que se haya diseñado la planta, y se extrae cuando el caudal es menor al medio se dice que la cámara está en derivación; y la segunda cuando el agua toda residual pasa a través de la cámara, se dice que está en línea con la alimentación a la planta. Generalmente los tanques de regulación trabajan a nivel variable y no necesitan agitación a menos que se tenga sólidos en suspensión, pero los agitadores no deben quedar al aire. (Jácome, Suárez, & Ures, 2014).

### **2.5.3 Estrategias para homogeneizar concentraciones**

En ciertas instalaciones industriales donde la composición del agua residual que ingresa a las plantas de tratamiento, varía bruscamente a lo largo del día, o en su defecto presentan concentraciones altas de contaminantes, puede ser necesario una homogeneización de caudales para lograr un mejor tratamiento.

Este proceso consiste en laminar picos y valles de contaminación que llegan a la planta de depuración, para obtener una composición lo más homogénea posible, lo

que se logra con un tanque de volumen adecuado que trabaja siempre lleno haciendo las veces de un pulmón, es importante recalcar que el tanque debe disponer de agitación (Jácome, Suárez, & Ures, 2014).

#### **2.5.4 Bases de diseño**

Generalmente se definen por la variación de caudales que ingresan a la planta, a lo largo de un periodo de tiempo, por lo que para determinar el volumen de un tanque de regulación de caudales o de homogeneización de concentraciones, se lo puede hacer con la representación gráfica de la variación del caudal a lo largo del día (método gráfico), o con balance de masas a lo largo del tiempo.

##### **2.5.4.1 Método gráfico**

Con este método se determina el volumen necesario ya sea para la cámara de regulación de caudales o de homogeneización de concentraciones, a partir del gráfico de caudales a tratar, en el mismo se representa la acumulación de aportaciones a lo largo del día y el caudal medio diario, representado por la pendiente que va desde el origen hasta el punto final del gráfico.

La metodología para determinar el volumen consiste en trazar una paralela a la recta del caudal medio diario y a la vez tangente a la curva de volúmenes de aportación acumulados, siendo el volumen necesario la distancia vertical entre el punto de tangencia y la recta que representa al caudal medio; cabe destacar que cuando una parte de la curva de aportaciones queda por encima de la línea que representa al caudal medio, dicha curva se limita con dos paralelas a la pendiente del caudal medio en los puntos de tangencia, y el volumen será igual a distancia vertical que separa a las dos rectas que limitan a la curva de caudales acumulados. Este procedimiento es equivalente a que se restara del caudal real presentado cada hora el caudal medio horario y se grafica una curva de volúmenes acumulados resultantes donde los puntos inferiores y superiores de la curva se determinan trazando tangentes horizontales (Jácome, Suárez, & Ures, 2014).

Metcalf & Eddy (2003), presentan un gráfico acerca de diagramas de masa esquemáticos para determinar el volumen de homogeneización para dos tipos de

variaciones de caudales que se describen en el párrafo anterior mostrados a continuación en la figura 2.9.

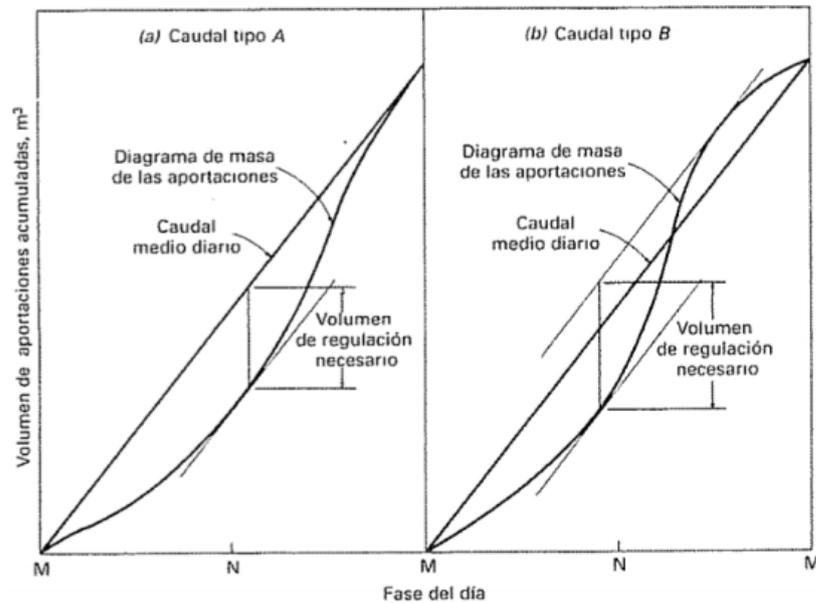


Figura 2.9. Diagramas de masas esquemáticos, para la determinación del volumen de homogeneización necesario para dos tipos de variación de caudales.

Fuente: Metcalf & Eddy, 2003.

La interpretación física de los gráficos propuestos por Metcalf & Eddy (2003), para el caudal tipo A es en punto de tangencia inferior, la cámara de homogeneización o regulación está vacía, a partir de este punto la pendiente de la curva de aportaciones es mayor a la del caudal medio, ya que ingresa un caudal mayor al medio y la cámara comienza a llenarse, hasta alcanzar la medianoche, momento en que empieza a vaciarse y la pendiente es menor al caudal medio, y en el caudal tipo B el tanque está completamente lleno en el punto de tangencia superior (Jácome, Suárez, & Ures, 2014).

El volumen del tanque de homogeneización debe 10 a 20% más grande que el establecido debido a: los equipos de aireación y agitación no llegan al vaciado debido a su funcionamiento, posible cambios en caudales diarios (Badea, 2017).

#### 2.5.4.2 Método de balance de masas

Para llevar a cabo este método que es más exacto y fácil de realizarlo, se realiza una hoja de cálculo, con lo siguiente:

- Intervalo de tiempo (Para el que funcionará la cámara).

- Volumen de agua residual que llega a la planta en el intervalo de tiempo en  $m^3$ .
- Volumen acumulado de agua residual que llega a la planta desde el tiempo cero en  $m^3$ . El caudal medio se calcula dividiendo el volumen de agua acumulado en el periodo de operación de la cámara, para el intervalo de tiempo del mismo su unidad es  $m^3/h$ .
- Volumen de agua residual extraído de la cámara desde el tiempo cero, se calcula multiplicando el caudal medio por el número de horas transcurrido.
- Diferencia entre las dos columnas anteriores (Esta columna contendrá valores positivos que representa cantidad de agua que se pretende almacenar, al ser las cantidades extraídas inferiores a las llegadas; y negativos que representa el agua residual que debe ser almacenada para periodos en que las extracciones sean inferiores sean mayores a los aportes).

Para calcular el volumen de la cámara es la suma del valor absoluto máximo positivo y mínimo negativo, si no existen valores positivos o negativos su valor será cero (Jácome, Suárez, & Ures, 2014).

### **2.5.5 Determinación del volumen de la cámara para el caso de estudio**

Para el presente proyecto debido a la naturaleza de descarga de los camiones hidrocleaners, se generan caudales instantáneos grandes en cortos periodos de tiempo, por lo que una solución propuesta es el diseño de cámara de descarga que funciona como un regulador de caudales, no se precisará de un agitador ya que estos no deben quedar expuestos al aire, se propondrá regímenes de limpieza para los sólidos decantados, todo esto se analizará diferentes tipos de salidas a manera de orificios o de compuertas, con los volúmenes obtenidos en el capítulo 1 y se escogerá la solución más óptima.

Para el diseño de la cámara de descarga es necesario conocer los volúmenes obtenidos del capítulo 1 para las descargas representativas y grupos principales, así como sus caudales esta información se presentará para el momento en que se realizó el estudio y para una proyección de 10 y 20 años con una tasa de crecimiento del 2.14% obtenido de la tasa de crecimiento poblacional de Cuenca y su justificación se

encuentra en el capítulo 1 inciso 1.2 lo cual servirá posteriormente para programas limpiezas y un correcto dimensionamiento del volumen de la cámara; para la estimación futura se usó la siguiente formulación que se encuentra en el inciso 2.2, con modificaciones para estimar el volumen futuro.

$$Vf = Va * (1 + r)^n \quad (\text{Fórmula 2.22})$$

Dónde:

Vf= Volumen futuro en m<sup>3</sup>.

Va=Volumen actual en m<sup>3</sup>

r= Tasa de crecimiento geométrico de la población de estudio expresado en decimales

n= Período de diseño en años (Secretaría del Agua, 2014).

La información se encuentra presentada a continuación a manera de resumen en la tabla 2.22.

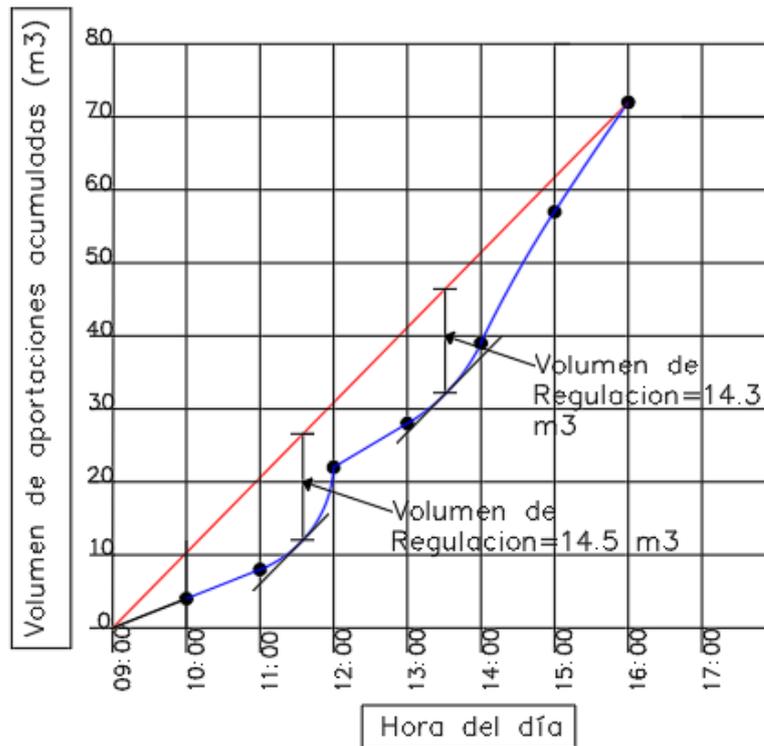
Tabla 2.22. Resumen de caudales y volúmenes diarios, semanales, mensuales actuales y proyectados al periodo de diseño por descarga significativa y por grupo principal.

Tipo	Caudal(l/s)	Volumen(m3)			Volumen futuro (10 años)		Volumen futuro (20 años)	
		Diaria	Semanal	Mensual	Diaria	Mensual	Diaria	Mensual
Fosa séptica	576.29	11.24	56.18	224.7	13.89	277.69	17.17	343.18
Colector	825.53	3.5	17.49	69.94	4.33	21.61	5.35	106.82
Grupo 1	825.53	8.82	44.08	176.33	10.90	54.48	13.47	269.30
Grupo 2	576.29	16.26	81.29	325.16	20.09	100.46	24.83	496.61
Totales		25.08	125.37	501.49	30.99	154.94	38.30	765.91

Fuente: Autores, 2018.

Además es importante conocer que la descarga histórica de mayor volumen registrada en los meses que se tiene información es de 72 m<sup>3</sup>, correspondiente al 14 de septiembre del 2017.

Para determinar el volumen más óptimo se van a usar los métodos propuestos en el inciso anterior que son el método gráfico el cual se indica en la figura 2.10 y el método del balance de masas que se indica en la tabla 2.23, la metodología fue descrita con detalle en incisos anteriores, y cuyos resultados se mostrarán a continuación. Cabe recalcar que en ambos procedimientos se usó la descarga histórica máxima.



—=Caudal medio diario.

—=Diagrama de masa de aportaciones.

Figura 2.10. Método gráfico para determinar el volumen de la cámara de homogeneización.

Fuente: Autores, 2018.

Tabla 2.23. Método del balance de masas, para determinar el volumen de la cámara de homogeneización.

Qmed(m³/h)		10.29		
Vol.	Vol.			
Tiempo	Volumen(m³)	acumulado (m³)	extraído (m³)	Diferencia
9:00-10:00	4	4	10.29	6.29
10:00-11:00	4	8	20.57	12.57
11:00-12:00	14	22	30.86	8.86
12:00-13:00	6	28	41.14	13.14
13:00-14:00	11	39	51.43	12.43
14:00-15:00	18	57	61.71	4.71
15:00-16:00	15	72	72.00	0.00

Fuente: Autores, 2018.

De la figura 2.10 tenemos que el volumen mínimo es de 14.5 m<sup>3</sup>, y en el segundo método del balance de masas que nos proporciona mayor precisión tenemos un volumen mínimo de 13.14 m<sup>3</sup>, mayorando un 10% se tiene que el volumen de la cámara será de 16 m<sup>3</sup> que sería el equivalente a la descarga simultanea de 2 Hidrocleaners de 8 m<sup>3</sup>, que es el más desfavorable, cabe destacar que para dimensionar el volumen se consideró la descarga máxima histórica, por lo operará

correctamente para la proyección futura, posteriormente se calculará la rejilla que irá dentro de la cámara así como la salida más óptima, en función de esto se determinará la geometría más adecuada para el presente caso de estudio.

### 2.5.6 Determinación de la geometría de la cámara de descarga para el caso de estudio

Para la geometría de la cámara de descarga se va a considerar una pendiente de fondo, así como pendientes laterales para el arrastre de sedimentos al fondo de la cámara, en una especie de canal de lodos, cuyo volumen será aproximadamente del 15 al 20% del volumen total de la cámara, al final de esta cámara se considerará un espacio para limpieza con una compuerta lateral de salida, y que tendrá un canal que dirigirá los lodos a un lecho de secado y cuyo diseño se hará de forma conjunta con dicho lecho de secado, además para regular el caudal que sale de la cámara de la descarga se tendrá orificios de salida, cuyo diseño al igual que la compuerta de limpieza se lo realizará posteriormente.

Para el canal de lodos de la cámara se tiene, una sección similar a la que se indica en la figura 2.11, tomado de experiencias previas, para conducir el material donde se deposita hasta que se realice su limpieza ya sea manual o mecánica.

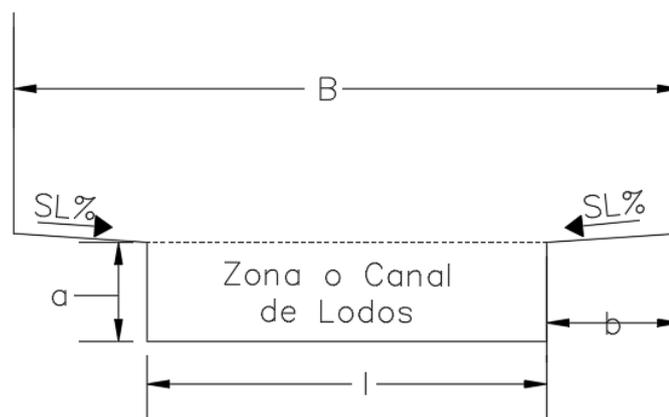


Figura 2.11. Sección típica para un canal o zona de lodos  
Fuente: Autores, 2018.

Dónde:

SL%= Pendiente lateral del fondo.

b=Ancho de las paredes laterales

$$b = \frac{B-l}{2} \quad (\text{Fórmula 2.23})$$

a= Altura del canal de lodos.

l= Ancho del canal de lodos.

B= Ancho de la cámara.

Para facilitar los cálculos, se puede establecer una relación l/a que varíe entre 2 a 4, para luego facilitar operaciones de limpieza, y como se mencionó anteriormente, el volumen de la zona de lodos puede ser equivalente al 15-20% del volumen total de la cámara se estableció la siguiente formulación para determinar la altura del canal de lodos.

$$l = 2 - 4(a)$$

$$(15 - 20\%) * Vu = (a * l) * (x_1 + x_2 - x_c)$$

$$a = \sqrt{\frac{(15-20\%)*Vu}{\left(\frac{l}{a}\right)*(x_1+x_2-x_c)}} \quad (\text{Fórmula 2.24})$$

Donde

Vu= Volumen útil de la cámara, debe ser de al menos 16 m<sup>3</sup>.

x<sub>1</sub>= Largo de la cámara hasta donde inicia la rejilla de finos, en m.

x<sub>2</sub>= Largo de la cámara desde la rejilla hasta el final, en m.

x<sub>c</sub>= Largo de la zona de limpieza, en m.

Para determinar el volumen de la cámara en función de su geometría, en la misma se considera zona de lodos y una zona de limpieza, por lo que se usó siguiente formulaciones.

Para determinar el volumen parcial de la cámara, con una pendiente de fondo sin considerar la zona de lodos se tiene:

$$V1 = \left[ \frac{h_2 * B * (x_1 + x_2)}{2} \right] + [h_1 * B * (x_1 + x_2)] \quad (\text{Fórmula 2.25})$$

Donde:

$h_2$ =Desnivel de la cámara considerando pendiente del fondo, en m.

Para determinar el desnivel de la cámara, por trigonometría se tiene:

$$h_2 = \tan(\alpha Sf) * (x_1 + x_2) \quad (\text{Fórmula 2.26})$$

Sf = Pendiente de fondo de la cámara, en %.

$\alpha Sf$ = Angulo formado por la pendiente de fondo, en Grados

$$\alpha Sf = \tan^{-1}(Sf) \quad (\text{Fórmula 2.27})$$

$h_1$ = Altura inicial de la cámara (Donde inicia la pendiente de fondo), en m.

$x_1$ = Largo de la cámara hasta donde inicia la rejilla de finos, en m.

$x_2$ = Largo de la cámara desde la rejilla hasta el final, en m.

Para determinar el volumen parcial de la zona de lodos, en la que no se incluye la zona de limpieza se tiene:

$$V2 = (a * l) * (x_1 + x_2 - x_c) + \frac{(B+l)*(h_x)*(x_1+x_2-x_c)}{2} \quad (\text{Fórmula 2.28})$$

Dónde:

$x_c$ = Largo de la zona de limpieza, en m.

$h_x$ =Desnivel de la cámara considerando pendiente lateral, en m.

Para determinar el desnivel ocasionado por la pendiente lateral, por trigonometría se tiene:

$$h_x = \tan(\alpha SL) * (b) \quad (\text{Fórmula 2.29})$$

SL = Pendiente lateral de fondo, en %.

$\alpha SL$ = Angulo formado por la pendiente de fondo, en grados

$$\alpha SL = \tan^{-1}(SL) \quad (\text{Fórmula 2.30})$$

Para determinar el volumen de la zona de limpieza, se tiene lo siguiente:

$$V3 = \frac{(B+b+l) \cdot h_x \cdot x_c}{2} + [a \cdot (l + b) \cdot x_c] + \frac{h_d \cdot (b+l) \cdot x_c}{2} \quad (\text{Fórmula 2.31})$$

Dónde:

$h_d$ =Desnivel en la zona de limpieza con pendiente lateral, en m.

Para determinar el desnivel ocasionado por la pendiente lateral en la zona de limpieza, por trigonometría se tiene:

$$h_d = \tan(\alpha SZ) \cdot (b + l) \quad (\text{Fórmula 2.32})$$

SZ = Pendiente lateral de fondo en la zona de limpieza, en %.

$\alpha SZ$ = Angulo formado por la pendiente de fondo en la zona de limpieza, en Grados

$$\alpha SZ = \tan^{-1}(SZ) \quad (\text{Fórmula 2.33})$$

Entonces con los volúmenes anteriores se puede determinar el volumen útil de la cámara a partir de la suma de los volúmenes parciales, que debe ser mínimo 16 m<sup>3</sup>.

$$Vu = V1 + V2 + V3 \quad (\text{Fórmula 2.34})$$

Además de los datos anteriores se va a considerar un volumen de seguridad, calculado a partir de la siguiente expresión:

$$Vs = h_s \cdot (x_1 + x_2) \cdot B \quad (\text{Fórmula 2.35})$$

Dónde:

$h_s$ =Altura de seguridad por encima de  $h_1$ , en m.

Por lo que el volumen total se define por la siguiente expresión:

$$VT = Vu + Vs \quad (\text{Fórmula 2.36})$$

Para tener un mayor detalle acerca de todos los elementos de las formulaciones anteriores, los planos de la cámara de descarga se encuentran en el anexo 5.

### 2.5.6.1 Cálculo del volumen de la cámara de descarga para el caso de estudio, a partir de su geometría.

Una vez conocidas las formulaciones para determinar el volumen en función de su geometría se procede a su cálculo.

Primero se procede a determinar el volumen parcial de la cámara sin considerar, la zona de lodos, para la pendiente de fondo Sf se considera un 2%, y a continuación se muestran los cálculos realizados:

$$\alpha Sf = \tan^{-1}(2/100)$$

$$\alpha Sf = 1.145^\circ$$

$$x_1 = 2 \text{ m}$$

$$x_2 = 1.45 \text{ m}$$

$$B = 3 \text{ m}$$

$$h_1 = 1.2 \text{ m}$$

$$h_2 = \tan(1.145) * (2 + 1.45)$$

$$h_2 = 0.069 \text{ m}$$

$$V1 = \left[ \frac{0.069 * 3 * (2 + 1.45)}{2} \right] + [1.2 * 3 * (2 + 1.45)]$$

$$V1 = 12.77 \text{ m}^3$$

Luego se calculó el volumen parcial de la zona de lodos sin considerar la zona de limpieza, para la pendiente lateral de fondo SL se considera un 6%, y a continuación se muestran los cálculos realizados

$$\alpha SL = \tan^{-1}(6/100)$$

$$\alpha SL = 3.44^\circ$$

$$x_c = 0.5 \text{ m}$$

$$l = 4a$$

$$a = \sqrt{\frac{0.15 * 16}{(4) * (2 + 1.45 - 0.5)}}$$

$$a = 0.45 \text{ m}$$

$$l = 4(0.45)$$

$$l = 1.8 \text{ m.}$$

$$b = \frac{3 - 1.8}{2}$$

$$b = 0.6 \text{ m.}$$

$$h_x = \tan(3.44) * (0.6)$$

$$h_x = 0.035 \text{ m.}$$

$$V2 = (0.45 * 1.8) * (2.45 + 1 - 0.5) + \frac{(3 + 1.8) * (0.035) * (2 + 1.45 - 0.5)}{2}$$

$$V2 = 2.64 \text{ m}^3$$

Luego se calculó el volumen de la zona de limpieza, en el que se considera una pendiente lateral SZ del 6%, para dirigir los sedimentos hacia la compuerta de limpieza, a continuación se muestran los cálculos realizados

$$\alpha_{SZ} = \tan^{-1}(6/100)$$

$$\alpha_{SZ} = 3.44^\circ$$

$$h_d = \tan(3.44) * (0.6 + 1.8)$$

$$h_d = 0.14 \text{ m.}$$

$$V3 = \frac{(3 + 0.6 + 1.8) * 0.035 * 0.5}{2} + [0.45 * (1.8 + 0.6) * 0.5] + \frac{0.14 * (0.6 + 1.8) * 0.5}{2}$$

$$V3 = 0.67 \text{ m}^3.$$

Por la tanto el volumen útil es:

$$Vu = 12.77 + 2.64 + 0.67$$

$$Vu = 16.08 m^3.$$

El volumen útil calculado es mayor al volumen mínimo requerido de  $16 m^3$ , por las que las dimensiones propuestas son adecuadas.

Pero debido a que dentro de la cámara, se colocará una rejilla para retención de sólidos gruesos de tiene que dejar una altura de seguridad que en este caso es de 60 cm, la rejilla de grueso se pondrá a 40 cm del borde entonces  $h_s$  para el cálculo es 0.2 m.

$$Vs = 0.2 * (2 + 1.45) * 3$$

$$Vs = 2.07 m^3.$$

$$VT = 16.08 + 2.07$$

$$VT = 18.15 m^3.$$

## 2.6 Diseño de las rejillas

Para la mayoría de proyectos en países en vías de desarrollo el proceso de cribado con rejillas utiliza una limpieza manual, a continuación se detalla el dimensionamiento de dicho sistema.

Los criterios de diseño de las rejillas están fundamentados principalmente en las velocidades de aproximación de las aguas residuales provenientes ya sea del canal que las transporta o de una estructura de descarga; dicha velocidad debe ser adecuada para que no se produzca sedimentación de sólidos en el canal a velocidades bajas, ni arrastre de sólidos ya retenidos por los barrotes a velocidades demasiado altas (Lozano-Rivas, 2012).

Lozano-Rivas (2012) da a conocer criterios de diseño de rejillas de limpieza manual, que se indican a continuación en la tabla 2.24.

Tabla 2.24. Parámetros de diseño según Lozano-Rivas.

Parámetro	Valor o rango
Velocidad mínima de paso	0.6 m/s (a caudal medio)
Velocidad máxima de paso	1.4 m/s (a caudal punta)
Grado de colmatación estimado entre intervalos de limpieza	30%
Pérdida de carga máxima admisible	15 cm(a caudal medio)

Fuente: Lozano-Rivas, 2012

Para tener una mayor seguridad en el diseño del presente proyecto se analizarán diversos criterios de diseños de varios autores y normas, en los que se indican rangos sugeridos para diferentes parámetros, indicados a continuación en las tablas 2.25, 2.26 y 2.27.

Tabla 2.25. Parámetros de diseño de rejas y rejillas.

Característica	Rango
Tamaño de la barra	
Ancho(mm)	5.08-15.24
Profundidad(mm)	25.4-38.1
Espacio entre barras(mm)	25.4-50.8
Inclinación sobre la vertical(Grados)	30-45
Velocidad de acercamiento (m/s)	0.3048-0.6096
Pérdida de carga permisible (mm)	152.4

Fuente: Metcalf & Eddy, 2003.

Tabla 2.26. Parámetros de diseño de rejillas.

Parámetro de diseño	Rango
Diámetro de las barras(pulgadas)	3/8-1 ½
Espacio entre barras(mm)	15-50
Inclinación sobre la vertical(Grados)	45-60
Velocidad de acercamiento (m/s)	0.30-0.60
Velocidad a través de las barras (m/s)	0.30-0.60

Fuente: Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico., 2000.

Tabla 2.27. Parámetros de diseño de rejillas según normas OS.090.

Parámetro de diseño	Rango o criterio
Espacio entre barras(mm)	20-50
Inclinación sobre la vertical(Grados)	45-60
Velocidad de acercamiento (m/s)	0.30-0.60
Velocidad a través de las barras (m/s)	0.60-0.75( a caudal máximo horario)
Pérdida de carga	
Tirante de agua en el canal antes de las rejillas	Se calculará para caudal máximo horario y considerando 50% del área obstruida.
Borde libre en el canal antes de las rejillas	

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009.

### 2.6.1 Ubicación de las rejillas

La ubicación del emparrillado de las rejillas debe ser inclinada tomando como referencia el piso del canal donde se van a instalar, dicho canal debe ser de preferencia horizontal, recta y perpendicular a la rejilla, esto ayudara a una distribución más uniforme de los sólidos que se retengan al momento de las descargas.

### 2.6.2 Área libre al paso del agua (al)

Ayuda a medir el flujo que se tiene en el canal, es recomendable que dicho flujo tenga una velocidad no menor a 0.5m/s para poder retener los materiales en general y permitiendo el paso a partículas más pequeñas las cuales serán tratadas a continuación. El área libre se cuantifica mediante la siguiente expresión:

$$Al = \frac{Q}{v_b} \quad (\text{Fórmula 2.37})$$

Dónde:

Q= Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/s)

V<sub>b</sub>= Velocidad mínima a través de las barras (m/s)

Según la Norma OS.090 plantas de tratamiento de aguas residuales (2009), se establece que al conocer la separación entre barras (e), y el espesor de estas (s), se puede determinar la sección de flujo aguas arriba de la reja (Acr), a través de la siguiente expresión:

$$Acr = \frac{Al}{\frac{e}{e+s}} \quad (\text{Fórmula 2.38})$$

El denominador de la ecuación expresada anteriormente, se conoce como eficiencia de las rejillas (E), expresado en la siguiente ecuación:

$$E = \frac{e}{e+s} \quad (\text{Fórmula 2.39})$$

Estos valores oscilan entre 0.6 a 0.85, siendo el valor típico de 0.75.

Para calcular la velocidad en el canal, se usa la siguiente expresión

$$V = \frac{Q}{Acr} \quad (\text{Fórmula 2.40})$$

Dónde:

V= Velocidad antes de la rejilla (m/s)

La velocidad a ser comparada con la mínima es la obtenida del cálculo del canal de conducción.

### 2.6.3 Tirante de agua en el canal (h)

Es un indicador de la altura que se tiene del agua dentro del canal, se cuantifica mediante la siguiente expresión:

$$h = \frac{Al}{b_c} \quad (\text{Fórmula 2.41})$$

Dónde:

b<sub>c</sub>= Ancho del canal de llegada (m)

### 2.6.4 Altura total del canal (H)

No es más que la sumatoria entre la altura de agua con la altura de seguridad del canal.

$$H = h + H_s \quad (\text{Fórmula 2.42})$$

Dónde:

H<sub>s</sub>= Altura de seguridad (m)

### 2.6.5 Longitud de las barras (Lb)

Para calcular dicha longitud se debe considerar la limpieza que debe realizar el operador, la calculamos con la siguiente expresión.

$$Lb = \frac{H}{\text{sen } \alpha} \quad (\text{Fórmula 2.43})$$

Dónde:

$\alpha$ = Ángulo de inclinación de las rejillas con respecto a la horizontal del canal.

La literatura recomienda un ángulo de inclinación no menor a 44° y no mayor a 60° con respecto a la horizontal.

### 2.6.6 Numero de barras (n)

Por lo general el número de barras es considerado por el diseñador de la obra pero se recomienda instalar de 2 a más barras, ya que esto facilita el mantenimiento. Este número se puede calcular con la siguiente expresión.

$$n + 1 = \left( \frac{b_c}{e+s} \right) \quad (\text{Fórmula 2.44})$$

Dónde:

e= Separación entre barras (m)

s= espesor máximo de las barras (m)

La literatura recomienda valores en el rango de 25mm a 50 mm para la separación entre barras.

### 2.6.7 Perdidas de carga en las rejillas (hf)

La pérdida de carga es llamada también pérdida de energía. Se define como la diferencia de alturas antes y después del paso por las rejillas, la pérdida de carga está en función de la frecuencia de limpieza del sistema, este parámetro se encuentra en función de la forma que tengan las barras y de la altura o velocidad de flujo entre ellas.

No se permiten pérdidas de carga mayor a 75cm. Las pérdidas de carga para aguas residuales están comprendidas entre 10 y 40 cm (Hernández Muñoz, Hernández Lehmann, & Galán, 2004).

Para el cálculo de la pérdida de carga nos basaremos en la expresión propuesta por Kirschmer en el año de 1926.

$$hf = \beta \left(\frac{s}{e}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2g} \text{sen } \alpha \tag{Fórmula 2.45}$$

Dónde:

$\beta$ = Factor dependiente de la forma de las barras.

$V^2/2g$ = Carga de velocidad antes de la reja (m)

Los valores para el factor dependiente se tomarán de los valores en la tabla 2.28 que se presenta a continuación.

Tabla 2.28. Coeficiente de pérdida para rejillas.  
Sección transversal

Forma	A	B	C	D	E	F	G
B	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

Fuente: Valencia, 2013.

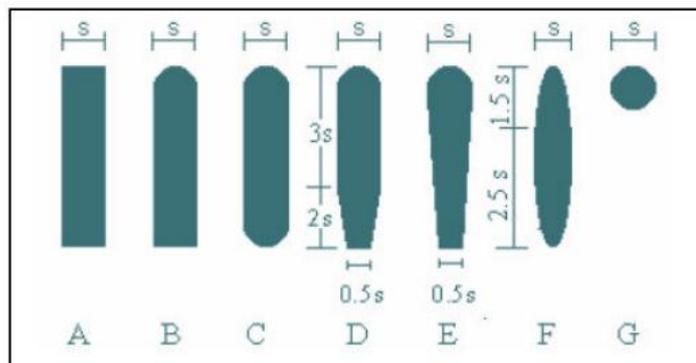


Figura 2.12. Formas de barras para las rejillas.  
Fuente: Valencia, A. (2013).

Existe también una fórmula desarrollada por Metcalf & Eddy (2003), para la pérdida de carga en rejillas, expresada en la siguiente ecuación:

$$hf = k * \frac{V^2 - v^2}{2 * g} \tag{Fórmula 2.46}$$

Dónde:

$hf$ = Pérdida de carga (m)

$k=1/07$  (Coeficiente de descarga empírico que considera pérdidas por turbulencias y remolinos).

$V$ =Velocidad de flujo a través de las rejillas (m/s).

$v$ = Velocidad de acercamiento en el canal aguas arriba (m/s).

$g$ = Aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>).

CONAGUA (2016), Para calcular la velocidad de acercamiento ( $v$ ), propone la siguiente expresión:

$$v = \frac{Q}{(b_c - s) * h} \quad (\text{Fórmula 2.47})$$

Donde:

$Q$ = Caudal de diseño en m<sup>3</sup>/s.

$b_c$ =Ancho del canal en m.

$s$ =Espesor de la varilla (m).

$h$ =Tirante hidráulico (m).

Para determinar la velocidad a través de las rejillas ( $V$ ), se usa la expresión propuesta por CONAGUA (2016).

$$V = \frac{Q}{A - A_r} \quad (\text{Fórmula 2.48})$$

Dónde:

$A$ =Área del canal (m<sup>2</sup>)

$A_r$ = Área de las rejillas (m<sup>2</sup>).

Para el área de las rejillas, se tienen dos expresiones, la primera se propuesta por CONAGUA (2016), con la siguiente expresión:

$$A_r = n * s * h \quad (\text{Fórmula 2.49})$$

Dónde:

$n$ =Número de espacios entre rejillas

Además para Lozano-Rivas (2012), el área útil en la rejilla está dado por la siguiente expresión que considera el grado de colmatación u obstrucción.

$$A_r = b_c * \frac{e}{e+s} * \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (\text{Fórmula 2.50})$$

Dónde:

G= Grado de colmatación.

El grado de colmatación para Lozano-Rivas (2012) es usualmente 30%, y según la Norma OS.090 plantas de tratamiento de aguas residuales (2009) es 50%.

## **2.6.8 Diseño de las rejillas para el caso de estudio**

### **2.6.8.1 Rejilla de gruesos**

Para el presente caso de estudio, la rejilla de gruesos se colocará a la entrada de la cámara de descarga, cuyas dimensiones serán de 1.5 m de longitud por 3 m de ancho, se recomienda, que esta rejilla sea plegable a la mitad, para facilitar operaciones de limpieza dentro de la cámara, y su abertura es de 5 cm, para retener material grueso como lo indica Ramalho (1996), además se establece un diámetro de una pulgada (25 mm), de acuerdo a lo establecido en la sección 2.6

Para esta rejilla no se van a realizar los cálculos hidráulicos debido a la naturaleza de descarga del hidrocleaner.

### **2.6.8.2 Cálculos hidráulicos para la rejilla de finos**

Con el objeto de cuantificar las pérdidas que van a ocurrir dentro de la rejilla de finos se va a proceder a su cálculo hidráulico, por lo que primero se calcula el área libre de paso.

$$Vb = 0.6 \frac{m}{s} \text{ [Tomado de la sección 2.6 Lozano Rivas (2012)]}$$

$$Q=825.53 \text{ l/s}$$

$$Al = \frac{Q}{Vb}$$

$$Al = \frac{0.8255}{0.6}$$

$$Al = 1.38 \text{ m}^2.$$

Luego se calcula la sección de flujo aguas arriba de la reja ( $A_{cr}$ )

$$e = 3/4'' = 19.1 \text{ mm}$$

$s = 5 \text{ mm}$  (Metcalf & Eddy ,2003; Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico ,2000)

$$Acr = \frac{1.38}{\frac{0.0191}{0.0191 + 0.005}}$$

$$Acr = 1.74 \text{ m}^2$$

Luego se procede a calcular la eficiencia.

$$E = \frac{0.0191}{0.0191 + 0.005} * 100\%$$

$$E = 79.25\%$$

La eficiencia es correcta, se encuentra dentro del rango establecido en el inciso 2.6.2.

Luego se procede a determinar la velocidad en el canal.

$$V = \frac{0.8255}{1.74}$$

$$V = 0.47 \text{ m/s}$$

El valor es correcto se encuentra en el rango establecido en las tablas del inciso 2.6, y el valor mínimo de 0.6 se recomienda para evitar la sedimentación, lo cual para el caso de estudio no es relevante ya que la cámara de descarga actuará a manera de un sedimentador.

El tirante del agua en función de la geometría de la cámara sin considerar la zona de limpieza ya ahí donde se emplazará las rejillas, se puede calcular con la siguiente expresión la cual se obtiene del inciso 2.5.6 y se agregó la altura de la zona de lodos y la desnivel por pendiente de fondo para conocer la altura real; para el volumen se consideró dos descargas simultaneas de hidrocleaners sin además se tiene que orificios de salida y el tiempo de maniobra de un camión se estimó en campo en alrededor 2 minuto antes de realizar la descarga, por lo que se considera con un volumen de  $12 \text{ m}^3$ :

$$h^* = \left\{ \frac{VT - \left[ \frac{h_2 * B * (x_1 + x_2)}{2} \right] - V_2 - V_3}{B * (x_1 + x_2)} \right\}$$

$$h^* = \left\{ \frac{12 - \left[ \frac{0.069 * 3 * (2 + 1.45)}{2} \right] - 2.64 - 0.67}{3 * (2 + 1.45)} \right\}$$

$$h_* = 0.81$$

$$h = h_* + a + \tan^{-1}(Sf) * x_1$$

$$h = 0.81 + 0.45 + \tan(1.14) * 2$$

$$h = 1.3 \text{ m}$$

$$H = 1.3 + 0.20$$

La altura mínima en el lugar donde ira la rejilla es.

$$H = 1.5 \text{ m}$$

Para calcular el tirante de agua en la parte más profunda de la cámara

$$ht = h_* + a + hd$$

$$ht = 0.81 + 0.45 + 0.14$$

$$ht = 1.4 \text{ m}$$

Las dimensiones a utilizar serán las de la cámara de descargas descritas en los planos del anexo 5.

Luego se procede a determinar la longitud de las barras.

$$Lb = \frac{1.5}{\text{sen } 60}$$

$$Lb = 1.73 \text{ m}$$

Se procede a calcular el número de barras.

$$n + 1 = \left( \frac{3}{0.0191 + 0.005} \right)$$

$$n + 1 = 124 \text{ varillas de } 19.1 \text{ mm (3/4")}$$

Debido a la gran cantidad de varillas, por el ancho del canal, se puede colocar una malla de tamiz con abertura de 5 mm.

Finalmente se procede a determinar las pérdidas de carga, por los criterios citados en el inciso 2.6.7.

Criterio 1

$$hf = 1.79 \left( \frac{0.005}{0.0191} \right)^{\frac{4}{3}} * \frac{0.47^2}{2g} \text{ sen } 60$$

$$hf = 0.0029 \text{ m}$$

Criterio 2

$$v = \frac{0.8255}{(3 - 0.005) * 1.31}$$

$$v = 0.21 \text{ m/s}$$

$$Ar = 125 * 0.005 * 1.31$$

$$Ar1 = 0.82 \text{ m}^2.$$

$$Ar = 3 * \frac{0.0191}{0.0191 + 0.005} * \left( 1 - \frac{40}{100} \right)$$

$$Ar2 = 1.42 \text{ m}^2.$$

Para obtener el área de la sección transversal de la cámara sin considerar la zona de limpieza, del inciso 2.5.5 se tiene la siguiente formulación.

$$A = \left[ \frac{h_2 * B}{2} \right] + [h_1 * B *] + (a * l) + \frac{(B + l) * (h_x)}{2}$$

$$A = \left[ \frac{0.069 * 3}{2} \right] + [0.81 * 3] + (0.45 * 1.8) + \frac{(3 + 1.8) * (0.035)}{2}$$

$$A = 3.44 \text{ m}^2$$

Para Ar1

$$V = \frac{0.8255}{3.44 - 0.81}$$

$$V = 0.31 \text{ m/s}$$

$$hf = \frac{1}{0.7} * \frac{0.31^2 - 0.21^2}{2 * g}$$

$$hf = 0.0037m$$

Este valor puede darse ya que en su formulación no se considera el ancho total donde irán las rejillas

Para Ar2

$$V = \frac{0.8255}{3.44 - 1.42}$$

$$V = 0.40m/s$$

$$hf = \frac{1}{0.7} * \frac{0.4^2 - 0.21^2}{2 * g}$$

$$hf = 0.0037 \text{ m}$$

En todos los casos las pérdidas originadas por las rejillas son muy pequeñas, siendo la de mayor valor 3mm, lo cual es prácticamente despreciable para cálculos hidráulicos posteriores, y las velocidades de paso cumple para de rango entre 0.3 y 0.6 en condiciones más desfavorables de colmatación, sin embargo la velocidad de acercamiento es menor a 0.3, lo cual es debido al ancho de la cámara pero en el caso de estudio puntual, dicha cámara servirá como un primer sedimentador por lo que no importa el valor de la velocidad de acercamiento.

Las rejillas tanto de finos como de gruesos se ilustran de manera conjunta con la cámara de descarga y los orificios de salida, en el Anexo 5.

## 2.7 Válvulas hidráulicas

Estos elementos brindan ayuda a la tubería para la conducción de un fluido, a su vez es de gran ayuda para el mantenimiento y genera una mejora en la conducción. Se pueden utilizar en gran variedad de obras hidráulicas. Por lo general las válvulas se componen de la siguiente manera: El cuerpo, obturador, actuador, mecanismos

complementarios y un indicador del obturador. Con la finalidad de entender y dar el mejor manejo a esta pieza hidráulica (Méndez, 2007).

### **2.7.1 Clasificación de las válvulas hidráulicas**

Existe una gran variedad de válvulas, por lo cual la clasificación de estas estará en línea con la función que presentan estos dispositivos hidráulicos, así basados en este criterio se obtiene la siguiente clasificación:

**Válvulas de paso:** también se conocen como válvulas de reparación, su objetivo principal es el permitir o interrumpir el flujo total en la tubería, por lo general son usadas para situaciones donde se debe tener un adecuado mantenimiento o esquemas hidráulicos particulares (Méndez, 2007).

**Válvulas reguladoras:** el objetivo principal de estas válvulas es el control y/o regulación de la presión y caudal del fluido, estas actúan mediante un proceso de disipación de energía, es decir, restringen el área de flujo con ayuda del elemento móvil de la válvula (Méndez, 2007).

### **2.7.2 Tipos de válvulas hidráulicas.**

Se indicarán los tipos de válvulas más comunes, ya que existen una gran diversidad de estas en el mercado, por lo que se seleccionaron las siguientes:

#### **Válvula de compuerta:**

Para estas válvulas el elemento de cierre es una compuerta que puede ser rectangular o circular, en el proceso de cerrado o apertura, la compuerta se mueve a través de ranuras practicadas en el cuerpo de la válvula, estos elementos están en función del modelo de la válvula. Estas compuertas garantizan un cierre completo, generando así una pérdida de mínima magnitud, por lo general estas válvulas se deben utilizar como organismos de paso de flujo (Méndez, 2007)..

#### **Válvula de mariposa:**

Estas válvulas están compuestas por un elemento de cierre circular, por lo general son utilizados como elementos de paso y también para crear una pérdida de energía cuando se encuentra en total apertura, también son utilizados como reguladores dependiendo la obra hidráulica (Méndez, 2007).

### Válvula de globo:

Compuestas por un obturador circular estas válvulas gracias a sus características, determina las pérdidas de energía de manera considerable, por lo que el uso de estos dispositivos se recomienda en sistemas de conducción (Méndez, 2007).

## 2.8 Compuertas hidráulicas

Las compuertas son consideradas como equipos mecánicos que ayudan con el control del flujo, a su vez ayudan con el mantenimiento de las obras hidráulicas donde estas sean aplicadas, las formas y tamaños de las compuertas están en función del uso que estas vayan a tener, también de los mecanismos de operación que estas posean (Amaya, 2016).

### 2.8.1 Tipos de compuertas hidráulicas.

Los tipos de compuertas más utilizadas en nuestro medio son:

- Compuertas planas de rodillos.
- Compuertas radiales.
- Compuertas ataguía.
- Compuertas planas deslizantes (Amaya, 2016).

Para este caso de estudio se utilizarán compuertas planas deslizantes, las cuales se conforman de lo siguiente como se muestra en la figura 2.13.

Parte	Descripción
1	Mecanismo de Izaje y Tornillo
2	Conjunto Tornillo externo, Tuerca Arandela acople Mecanismo de Izaje
3	Soporte Superior
4	Pantalla de Compuerta
5	Conjunto Tornillo Exterior Tuerca Arandela acople Sellos
6	Conjunto Tornillo Exterior Tuerca Arandela acople Tornillo - Pantalla
7	Guías
8	Tornillo

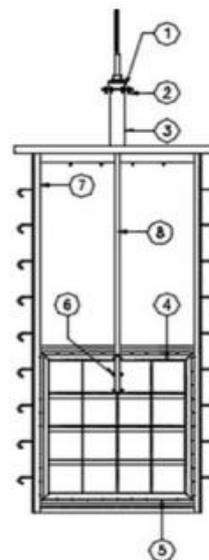


Figura 2.13. Compuerta plana deslizante.  
Fuente: Amaya, 2016.

### 2.8.2 Cálculo de caudal en compuertas

Cuando se tiene una sección rectangular de área  $A=a*b$ , se puede utilizar la ecuación de caudal de descarga que se muestra a continuación (Vásquez, 2013):

$$Q = Cd * bc * ac * \sqrt{2gy_1} \quad (\text{Fórmula 2.51})$$

En donde:

$C_d$ : Coeficiente de descarga.

$Y_1$ : Altura de agua.

$b$  y  $a$ : Dimensiones de la compuerta rectangular.

Coeficiente de descarga:

Cofré y Buchheister desarrollaron una sobre posición grafica a partir de la relación  $y_1/a$  utilizada para una descarga libre, estos valores se detallan en la figura 2.14 (Vásquez, 2013):

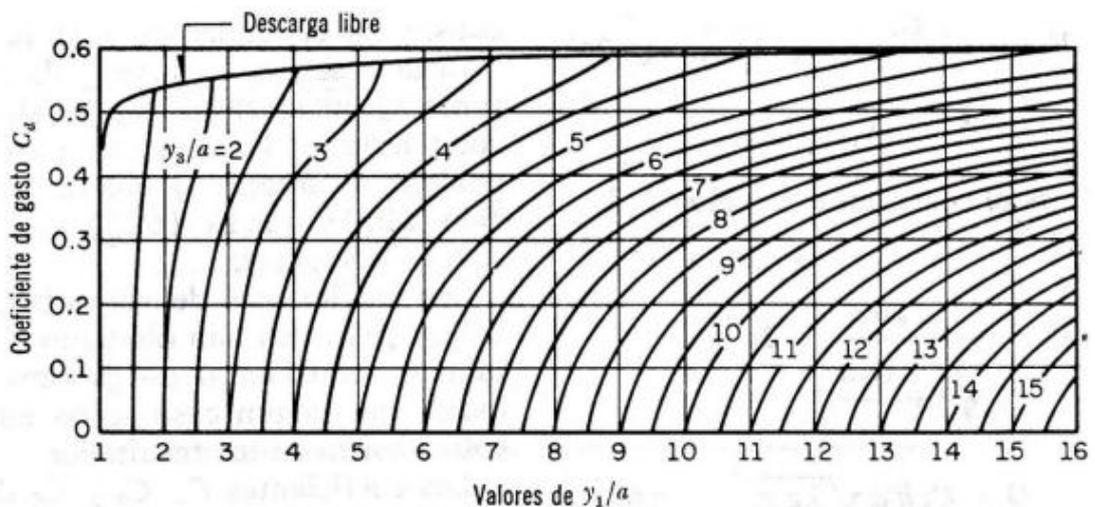


Figura 2.14. Coeficiente de descarga de Cofré y Buchheister.  
Fuente: Vásquez, 2013

### 2.8.3 Cálculo de Q para el caso de estudio para la compuerta de limpieza

Para determinar el caudal de la compuerta de limpieza se va a considerar la fórmula descrita en el inciso anterior.

$$Q = Cd * bc * ac * \sqrt{2gy_1}$$

Los datos para la compuerta de limpieza son:

$$ac = 0.35 \text{ m}$$

$$bc = 0.5 \text{ m}$$

Luego determinamos el valor de  $y_1$ , que de acuerdo a la geometría del canal se tiene que se va considerar todo aquello que se ubique por debajo de los orificios, cuyo cálculo se realizará posteriormente, se prevé colocar los orificios a 0.5 tomando como nivel de referencia el fondo del canal de lodos, lo cual se indica con mayor detalle en los planos del Anexo 5.

$$y_1 = A_o + hd \quad (\text{Fórmula 2.52})$$

$$y_1 = 0.5 + 0.14$$

$$y_1 = 0.64$$

Luego se calcula la relación  $y_1/a$ , para escoger  $C_d$ .

$$\frac{y_1}{ac} = \frac{0.64}{0.35} = 1.83$$

Entonces  $C_d=0.55$ .

El caudal sería

$$Q = 0.55 * 0.5 * 0.35 * \sqrt{2 * g * 0.64}$$

$$Q = 0.34 \frac{m^3}{s}$$

## 2.9 Orificios

En la hidráulica general se denomina a un orificio como la abertura de forma regular, ubicada en la pared o en la base de la estructura, por la cual se desfoga el líquido que esta contiene, manteniendo el contorno del orificio sumergido en su totalidad. El flujo se denomina vena líquida o chorro. Existen dos tipos de orificios, uno que se considera de pared delgada cuando el contacto del chorro con la pared se da en una

línea, en practica se puede considerar como  $e < 0.5a$  y el orificio de pared gruesa cuando el chorro se encuentra en contacto con una superficie, para la práctica  $e > 3a$ , se ejemplificara mejor en la siguiente figura (Pérez, 2005).

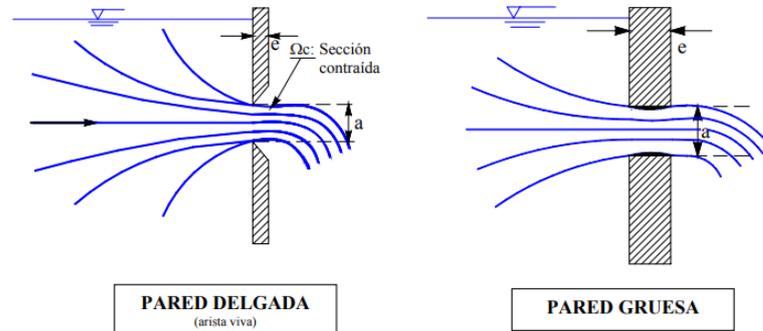


Figura 2.15. Orificios en pared gruesa y delgada.  
Fuente: Pérez, 2005

### 2.9.1 Características generales de los orificios

**Carga:** Se llama carga a la altura del líquido que se origina por la salida del caudal. Esta se puede calcular midiendo desde el nivel del líquido hasta el baricentro del orificio.

**Velocidad de llegada:** No es más que la velocidad con la que el líquido ingresa a la estructura.

**Movimiento permanente o estacionario:** Se produce cuando el escurrimiento se da con una carga constante.

**Salida libre:** Ocurre cuando el nivel del líquido está por debajo del borde inferior del orificio.

**Orificio sumergido:** Esto se produce cuando el nivel del líquido en el canal de salida se encuentra por arriba de la arista superior del orificio.

**Pared:** La pared puede estar vertical o inclinada, afectando la descarga producida por el orificio (Pérez, 2005)

Todas estas características se muestran en las siguientes figuras.

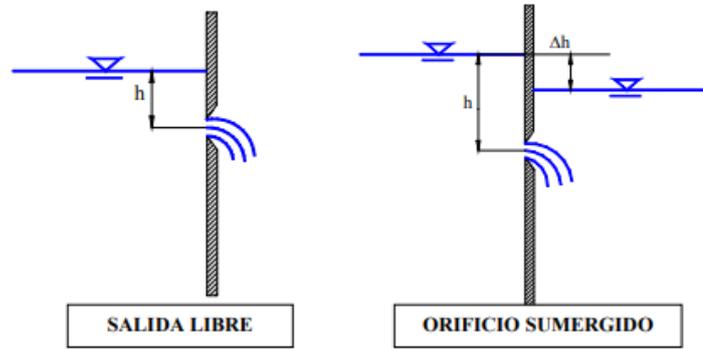


Figura 2.16. Orificios libres y sumergidos.  
Fuente: Pérez, 2005.

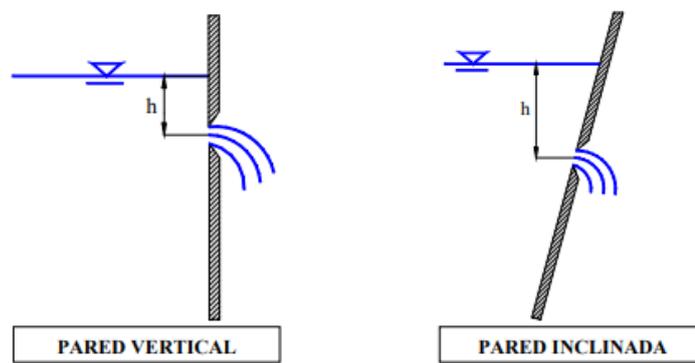


Figura 2.17. Orificios de pared vertical e inclinada.  
Fuente: Pérez, 2005.

### 2.9.2 Cálculo de caudal en orificios

Para empezar con el cálculo debemos iniciar con la aplicación de Bernoulli entre los puntos A y C como se muestran en la figura.

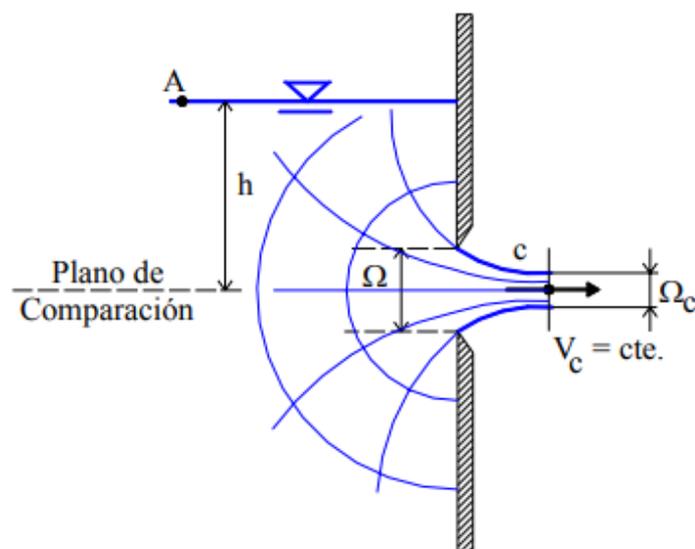


Figura 2.18. Teorema de Torricelli y Bernoulli.  
Fuente: Pérez, 2005.

Por lo que se tiene:

$$h + \frac{Pa}{\gamma} + \frac{Va^2}{2g} = 0 + \frac{Pa}{\gamma} + \frac{Vc^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 2.53})$$

Como se sabe que  $Va$  es nula, se procede a despejar la  $Vc$  que se da en el orificio por lo que se llega a la siguiente expresión:

$$Vc = \sqrt{2gh} \quad (\text{Fórmula 2.54})$$

Un análisis detallado en las líneas de corriente nos ayuda a interpretar la sección contraída  $\Omega_c$ , la cual se encuentra ubicada a cierta distancia del orificio donde se aplicará Bernoulli. A su vez se debe tener en cuenta un coeficiente experimental “ $\mu$ ” denominado de descarga del orificio, el cual parte de una compleja función que es menor a uno, por lo que disminuye el valor teórico que nos da esta expresión (Pérez, 2005).

$$Q = \Omega_c * Vc = \mu * \Omega_c * \sqrt{2gh} \quad (\text{Fórmula 2.55})$$

Si el orificio se da en una pared delgada, se tiene la siguiente expresión.

$$Q = 0.60 * \Omega_c * \sqrt{2gh} \quad (\text{Fórmula 2.56})$$

Estas expresiones se aplican cuando se cumplan con las condiciones siguientes:

- Pared delgada, que sea vertical y perpendicular al escurrimiento.
- Velocidad de llegada  $< 0.30\text{m/s}$ .
- Contracción del chorro completo.
- Presión idéntica aguas arriba como en el orificio.
- Caída libre, sin estar en función de los niveles que se encuentren aguas abajo (Pérez, 2005).

Para el caso en el cual no se cumpla con alguna propiedad mencionada anteriormente se procede a corregir el coeficiente de gasto ( $C_i$ ), donde  $i$  es el número de correcciones (Pérez, 2005).

$$Q = \mu * C_1 C_2 \dots \dots C_n * \Omega_c * \sqrt{2gh} \quad (\text{Fórmula 2.57})$$

Por lo general en los orificios de pared gruesa, el chorro reanuda el contacto que tiene con la pared y a su vez el efecto llamado de “succión” o “Venturi” que se produce en la zona donde la presión es menor, genera un mayor coeficiente de gasto que esta alrededor de 0.81, por lo que se tiene (Pérez, 2005):

$$Q = 0.81 * \Omega c * \sqrt{2gh}. \quad (\text{Fórmula 2.58})$$

### **2.9.3 Conducciones a presión**

El flujo de cualquier líquido o gas por medio de un sistema sea de tuberías o ductos se utiliza frecuentemente en sistemas de calefacción, enfriamiento y redes de distribución del fluido. Por lo general son forzados a fluir mediante el uso de ventiladores o bombas por una sección de flujo. Se le da bastante importancia a la fricción, ya que esta está relacionada de forma directa con la caída de presión y las pérdidas de carga que se da en las tuberías o conductos por donde pase el fluido. Un sistema de conducción típico incluye tuberías de diámetros variables, unidas por diferentes uniones tales como los codos, tees, entre otros (Cimbala, Çengel, 2006).

### **2.9.4 Tuberías**

Parte del sistema de conducción que puede ser fabricado de una variedad de materiales, pueden ser tanto de acero, Fibrocemento, concreto presforzado, PVC, los cuales cumplen con la conducción del fluido (CONAGUA, 2007).

### **2.9.5 Piezas especiales**

El sistema de conducción consta además de piezas que ayudan en las uniones de las tuberías, para lograr una geometría acorde a las necesidades de las instalaciones.

Estas piezas son las juntas, carretes, extremidades, tees, cruces, codos, reducciones, tapones, tapas y otros, que ayudan a generar la geometría y diseño adecuado (CONAGUA, 2007).

## 2.9.6 Pérdidas de carga en tuberías

Existen dos tipos de pérdidas de carga en las tuberías, estas son: primarias y secundarias.

### 2.9.6.1 Pérdidas primarias

Son consideradas como pérdidas de superficie, ya que estas se dan cuando el fluido entra en contacto con la tubería, estas tienen lugar en el flujo uniforme, por lo que se da principalmente en las secciones de tubería constante (Mataix, 1986).

Cuando se tiene un flujo permanente, en un sistema con diámetro constante, se supone que, la línea de carga piezométrica va de manera paralela a la línea de energía, Darcy, Weisbach y otros, dedujeron de manera experimental una ecuación para el cálculo de la pérdida por fricción en tuberías (Sotelo-Ávila, 1997):

$$hf = f \frac{L \cdot V^2}{D \cdot 2g} \quad (\text{Fórmula 2.59})$$

En donde:

$hf$ : Pérdida por fricción (m)

$f$ : Factor de fricción, sin dimensión.

$g$ : Aceleración de la gravedad ( $\text{m/s}^2$ )

$D$ : Diámetro (m)

$L$ : Longitud del tubo (m)

$V$ : Velocidad media (m/s)

El factor de fricción estará en función de la rugosidad ( $\epsilon$ ) su valor es de 0.0015 para plástico o PVC y del número de Reynolds:

$$f = f(\epsilon, Re)$$

Poiseuille, en el año de 1846 determino de forma matemática el factor de fricción para flujo laminar, en lo cual obtuvo la siguiente expresión:

$$f = \frac{64}{Re} = \frac{64}{\frac{V \cdot D}{\nu}} \quad (\text{Fórmula 2.60})$$

$\nu$  = Viscosidad cinemática del agua ( $1.011 \text{ m}^2/\text{s} \times 10^{-6}$ ).

La cual sirve únicamente para tubos lisos o rugosos, en los cuales Reynolds no supere el valor de 2300.

Cuando  $f$  está en flujo turbulento se puede usar la ecuación de Colebrook-White, que es la rugosidad absoluta del tubo, definido por la siguiente ecuación.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right] \quad (\text{Fórmula 2.61})$$

(Sotelo-Ávila, 1997).

### 2.9.6.2 Pérdidas secundarias

Son consideradas como pérdidas de forma, producidas o generadas en las transiciones, tanto estrechamientos o expansiones, codos, válvulas y otros tipos de accesorios de tuberías. Las pérdidas secundarias en conducciones cortas pueden llegar a ser más importantes que las pérdidas primarias (Mataix, 1986).

Estas pérdidas se pueden determinar de manera experimental, son generadas por una disipación de energía producida por turbulencias, vienen expresadas en función de la siguiente expresión (Cano, 2014):

$$h_i = k \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 2.62})$$

En donde:

$h_i$ : Pérdida de carga localizada.

$V$ : Velocidad media del agua. Antes o después del punto singular.

$K$ : Coeficiente de proporcionalidad empírico.

El coeficiente  $K$  se verá en la siguiente figura 2.19.

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES		
Accidente	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35	-

Figura 2.19. Coeficiente K para pérdidas singulares.

Fuente: Frutos, 2014.

Como a continuación del orificio de salida se dispondrá de tuberías, será necesario conocer a cerca de los cálculos hidráulicos a presión, en conducciones.

La ecuación básica que se usa para el cálculo de conducciones a presión, en régimen permanente, es la ecuación de Bernoulli o ecuación de conservación de la energía, y que se adapta a hipótesis básicas de flujos a presión (Gutiérrez, 2007), la cual se describe a continuación:

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_i + h_f \quad (\text{Fórmula 2.63})$$

Dónde:

$Z_1$ = Cota del punto 1, en la sección transversal con respecto a una cota de referencia.

$P_1$ = Presión relativa en el punto 1 ( $\rho \cdot g \cdot h_1$ )

$V_1$ = Velocidad en la sección 1.

$Z_2$ = Cota del punto 2, en la sección transversal con respecto a una cota de referencia.

$P_2$ = Presión relativa en el punto 2 ( $\rho * g * h_2$ )

$V_2$ = Velocidad en la sección 2.

$\gamma$ = Peso específico del agua ( $\gamma = \rho * g$ )

$$h_f = f \frac{L * V^2}{D * 2g}$$

En donde:

$h_f$ : Perdida por fricción locales (m)

$f$ : Factor de fricción, sin dimensión.

$g$ : Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

$D$ : Diámetro (m)

$L$ : Longitud del tubo (m)

$V$ : Velocidad media (m/s)

El factor de fricción estará en función de la rugosidad ( $\epsilon$ ) de la tubería y del número de Reynolds:

$$f = f(\epsilon, Re)$$

El factor de fricción para flujo laminar se muestra en la siguiente expresión:

$$f = \frac{64}{Re} = \frac{64}{\frac{V * D}{\nu}}$$

$\nu$ = Viscosidad Cinemática del agua ( $1.011 \text{ m}^2/\text{s} \times 10^{-6}$ ).

La cual sirve únicamente para tubos lisos o rugosos, en los cuales Reynolds no supere el valor de 2300 (Sotelo-Ávila, 1997).

$$h_i = k \frac{v^2}{2g}$$

$h_i$ : Perdida de carga localizada (singulares).

$V$ : Velocidad media del agua. Antes o después del punto singular.

$K$ : Coeficiente de proporcionalidad empírico.

### 2.9.7 Cálculo de Q para el caso de estudio por las tuberías de salida de la cámara.

Para iniciar con el cálculo de las pérdidas y del caudal producido en la zona donde se encontrarán las válvulas de paso, se debe tomar en cuenta los datos anteriores del tanque de llegada, acotando también que la pérdida por rejilla al ser mínima no se le toma en consideración, los datos son los siguientes:

Diámetro de las tuberías: 4 pulgadas.

Altura del orificio: 50cm

Como primer paso se calcula una velocidad de salida aproximada mediante la ecuación, ya que se tiene una tubería corta y la ecuación de velocidad de salida es la de un orificio:

$$V_s = \sqrt{2 * g * h} \quad (\text{Fórmula 2.65})$$

En donde h será resultado de la resta de la altura total de agua, la altura a la que se encuentra el orificio y del radio de la tubería.

$$h = H_t - A_o - r \quad (\text{Fórmula 2.66})$$

Dónde:

$H_t = 1.4\text{m}$

$A_o = 0.5\text{m}$

$r = 0.0508\text{m}$

$$h = 1.4 - 0.5 - 0.0508 - 0.0003$$

$$h = 0.849\text{m}$$

Por lo que la velocidad será de

$$V_s = \sqrt{2 * 9.81 * 0.849}$$

$$V_s = 4.08\text{m/s}$$

Al tener la velocidad podemos estimar el caudal mediante la relación  $Q = V * A$

$$Q = 4.08 * \pi (0.0508)^2$$

$$Q = 0.033 \frac{m^3}{s}$$

$$Q = 33 \frac{lt}{s}$$

Este caudal es de un solo orificio, para el proyecto se propuso la utilización de 3 orificios por lo que el nuevo caudal total será de:

$$QT = Q * n * 0.60$$

En donde n es 3 y Q 33lt/s, 0.65 es el factor de seguridad expuesto en la teoría, por ser orificios de pared delgada.

$$QT = 33 * 3 * 0.60$$

$$QT = Q_{salida} = 59.4 \frac{lt}{s}$$

Para determinar las pérdidas que se producen en las tuberías de conducción, y determinar la velocidad de salida se utiliza la ecuación de Bernoulli.

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_i + h_f$$

De la ecuación anterior, sabemos que los puntos están al mismo nivel por lo que  $Z_1$  y  $Z_2$  son cero, y la presión 2 es cero, ya que la descarga está expuesta a la atmosfera.

Para calcular  $h_1$  se promedió los tiempos de descarga de los hidrocleaners y los caudales dando como datos los siguientes.

T descarga: 12 s

Q entrada: 600lt/s

Q salida: 59.4lt/s: 0.0594m<sup>3</sup>/s

Con estos valores se calculará una altura de agua real, tomando datos del tanque de llegada como:

B: ancho de la cámara 3m

X1: Largo hasta la rejilla 2.45m

X2: largo después de la rejilla 1m

Se realizará el cálculo con la siguiente expresión:

$$h_{real}: HT - A_0 - r - \frac{(Q_{salida} * t_{descarga})}{B * (x_1 + x_2)} \quad (\text{Fórmula 2.67})$$

$$h_{real}: 1.4 - 0.5 - 0.003 - 0.0508 - \frac{(0.0594 * 12)}{3 * (2.45 + 1)}$$

$$h_{real} = 0.77 \text{m}$$

$$P_1 = 1000 * 9.81 * 0.77$$

$$P_1 = 7753.7 \text{ N.}$$

Luego se determina las pérdidas locales, primero determinamos el número de Reynolds

$$R_e = \frac{V * L}{\nu} \quad (\text{Fórmula 2.68})$$

Dónde:

V= Velocidad del flujo.

L= Longitud característica considerada igual al radio hidráulico (R).

$$\text{Para tubería siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{\pi * r^2}{2 * \pi * r} = \frac{r}{2}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.011 m<sup>2</sup>/s x10<sup>-6</sup>)

Calculando el número de Reynolds se tiene

$$R_e = \frac{4.08 * 0.0508}{2 * 1.011 * 10^{-6}}$$

$$R_e = 102504$$

No se puede usar f para flujo laminar ya que las pérdidas  $Re > 2300$ , se usa la ecuación de Colebrook-White.

$\epsilon = 0.0015$  para tuberías de pvc

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015 / 0.1019}{3.71} + \frac{2.51}{102504 \sqrt{f}} \right]$$

Con métodos de cálculo aproximados  $f = 0.04$

$$hf = 0.04 * \frac{0.5 * \left(\frac{4.08 + V_2}{2}\right)^2}{0.1016 * 2g}$$

Se calculará la pérdida por válvulas de paso con la expresión mostrada a continuación:

$$hi = k \frac{v^2}{2g}$$

En donde k será 0.2 por ser válvula de compuerta totalmente abierta.

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES		
Accidente	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35	-

Y V será la velocidad del orificio: 4.08m/s

$$hi = 0.2 \frac{4.08^2}{2 * 9.81}$$

$$hi = 0.16m. c. a$$

Por lo que para un nuevo cálculo de velocidad de salida y caudal de salida desarrollamos la ecuación de Bernoulli

$$0.77 + \frac{4.08^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + 0.16 + 0.04 * \frac{0.5 * \left(\frac{4.08 + V_2}{2}\right)^2}{0.1016 * 2g}$$

$$V_2 = 5.02$$

Y un caudal de:

$$Q = 5.02 * \pi * 0.0508^2$$

$$Q = 40.7 \frac{l}{s}$$

$$QT = 122.1 \text{ l/s.}$$

## 2.10 Generalidades para el diseño de canal de descarga al desarenador

### 2.10.1 Fenómenos del flujo hidráulico para el diseño

Se debe tener una idea básica para obtener el diseño de estructuras hidráulicas que mandan en el flujo, por medio del cálculo de valores como: el número de Froude, cambios en las líneas de flujo en punto del canal (Jarrín, 2014).

#### 2.10.1.1 Número de Froude

El efecto de gravedad sobre el estado del flujo se representa por la relación entre las fuerzas inerciales y las gravitacionales, a través del número de Froude, definido por la siguiente expresión (Jarrín, 2014):

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (\text{Fórmula 2.69})$$

Dónde:

V= Velocidad media del flujo.

L= Longitud característica, es igual a la profundidad hidráulica (D)

g= Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

$$\text{Siendo } D = \frac{A}{T}$$

A= Área de la sección transversal del flujo.

T= Ancho de la lámina libre (en canales rectangulares igual al ancho del canal)

Cuando F es igual a la unidad se dice que el flujo está en estado crítico, causado por perturbaciones u obstáculos en el canal, causando un desplazamiento del agua por encima y por debajo del nivel medio de la superficie creando ondas gravitacionales que pueden propagarse aguas arriba del canal con flujo subcrítico.

Cuando F es menor a la unidad se dice que el flujo es subcrítico; en este caso predominan las fuerzas gravitacionales, por lo tanto el flujo tiene una velocidad baja y de corriente lenta.

Cuando F es mayor a la unidad el flujo es supercrítico; en este caso predominan las fuerzas inerciales, por lo tanto el flujo tiene velocidades altas y se describe como flujo rápido (Chow, 1994).

### 2.10.1.2 Número de Reynolds

Para definir el efecto de la viscosidad en relación a la inercia se lo hace mediante el número de Reynolds, expresado por la siguiente ecuación:

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Dónde:

V= Velocidad del flujo.

L= Longitud característica considerada igual al radio hidráulico (R).

$$\text{Siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.011 m<sup>2</sup>/s x10<sup>-6</sup>)

Según Chow (1994) y Morresi & Zucarelli (2008), para canales abiertos con valores de  $Re < 1000$  se tiene un flujo laminar, para valores de  $Re > 3000$  se tiene un flujo turbulento y para el rango intermedio  $1000 < Re < 3000$ , corresponde a un flujo en transición.

Por efecto de la viscosidad el flujo puede ser laminar, turbulento o transicional.

**Flujo laminar:** Las fuerzas viscosas son predominantes en relación a las fuerzas inerciales; en este tipo de flujo las partículas de agua se mueven en trayectorias suaves definidas, y las capas de fluido tienen espesores infinitesimales y parecen deslizarse sobre capas adyacentes.

**Flujo turbulento:** Las fuerzas viscosas son débiles frente a las fuerzas inerciales; en este tipo de flujo las partículas se mueven en trayectorias irregulares (Chow, 1994).

### 2.10.1.3 Energía específica

La energía específica es definida como la distancia vertical que se tiene entre el fondo del canal y la línea de energía del flujo como se indica en la siguiente figura (Jarrín, 2014).

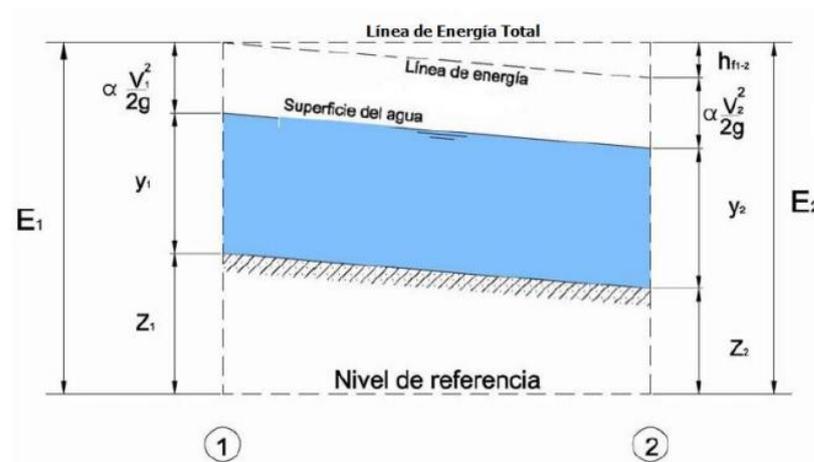


Figura 2.20. Energía específica de un canal abierto  
Fuente: Jarrín, 2014.

De la cual se deriva la siguiente expresión:

$$E = z + d \cos \theta + a \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 2.70})$$

En donde:

E: Energía específica en una sección del canal en metros.

d: Profundidad del flujo en metros.

$\theta$ : Angulo que se forma en el fondo teniendo en cuenta la horizontal.

$a$ : Factor de corrección de la energía cinética.

$V$ : Velocidad media de la sección.

$g$ : aceleración de la gravedad.

En el caso que la pendiente de un caudal sea relativamente pequeña se asume que  $a = 1$  y que  $d \cos \theta$  sea igual a la profundidad de la lámina de agua “ $y$ ”, por lo que la expresión queda de la siguiente manera (Jarrín, 2014):

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 2.71})$$

#### 2.10.1.4 Resalto hidráulico

Se define como resalto hidráulico al cambio de estado del flujo, es decir cuando pasa abruptamente de un estado supercrítico a un estado subcrítico. Por lo que para que este resalto suceda se debe tener los dos tirantes de agua tanto mayor como menor al del crítico. Se sabe que se tiene una pérdida de energía relativamente grande, por lo que el contenido de energía después del resalto es mucho menos al que tenía inicialmente. Este estado satisface la siguiente expresión (Jarrín, 2014):

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1 \quad (\text{Fórmula 2.72})$$

Para el cálculo de los valores de resalto hidráulico tales como la altura y su longitud, se deberán tomar en cuenta las siguientes expresiones:

**Altura del resalto:** No es más que la diferencia de alturas de flujo al inicio y después del resalto, se lo calcula con la siguiente ecuación (Villamarin, 2013):

$$h_j = Y_2 - Y_1 \quad (\text{Fórmula 2.73})$$

**Longitud del resalto:** No es más que la distancia que se mide desde el inicio del resalto hasta un punto ubicado inmediatamente después de la altura  $Y_2$  que este tome, se puede calcular mediante la aplicación de la figura 2.21 de manera experimental (Villamarin, 2013).

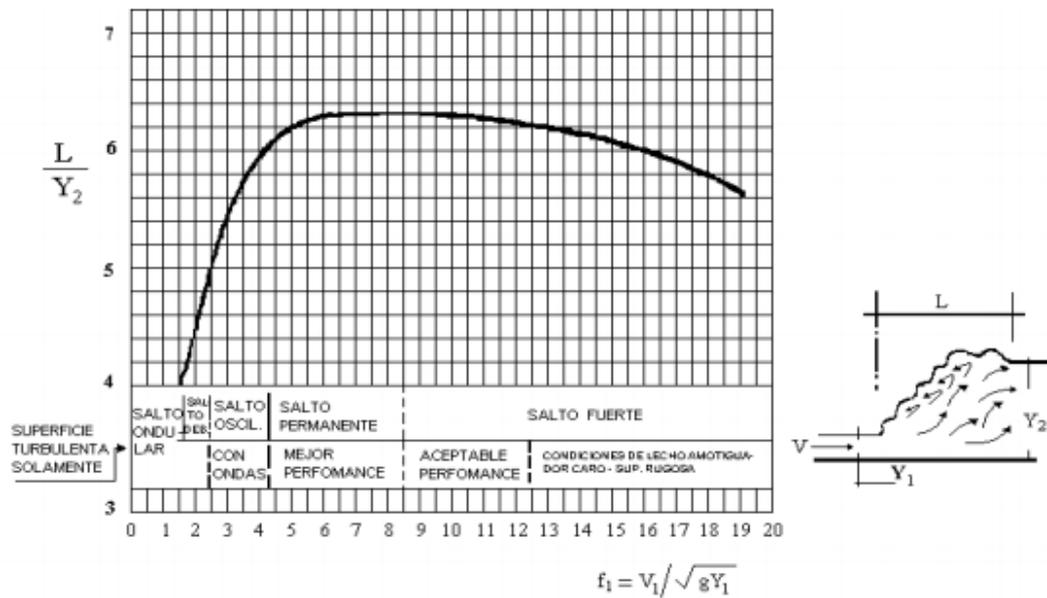


Figura 2.21. Relación adimensional para la longitud del resalto hidráulico. Fuente: Villamarin, 2013.

### 2.10.2 Condiciones y restricciones de flujo en un canal.

Lo óptimo para los diseños de estructuras hidráulicas es la ubicación de la sección para el control que posea principalmente características de flujo uniforme, para de esa manera aplicar las ecuaciones típicas de la hidráulica de fluidos, pero cuando se trata de sistemas a gravedad muy difícilmente se llega a tener estas características, el flujo de aproximación puede variar entre subcrítico y supercrítico, generado por las condiciones geométricas de la estructura o lugar de implantación (Jarrín, 2014).

Se debe tomar en consideración las siguientes ecuaciones que ayudarán al cálculo del canal:

#### Ecuación de la continuidad:

$$Q = A_1 * V_1 = A_2 * V_2 \quad (\text{Fórmula 2.74})$$

En donde:

Q: Caudal en m<sup>3</sup>/s.

A: Área mojada de la sección en m<sup>2</sup>

V: Velocidad media de la sección en m/s

**Ecuación de Manning:**

$$V = \frac{1}{n} * R^{\frac{1}{2}} * S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Fórmula 2.75})$$

En donde:

V: Velocidad media de la sección en m/s

R: Radio hidráulico en m.

S: Pendiente de la línea de energía.

n: Coeficiente de rugosidad de Manning (Jarrín, 2014).

Tabla 2.29. Valores de rugosidad “n” de Manning.

N	Superficie
0.010	Muy lisa, vidrio, plástico, cobre.
0.011	Concreto muy liso.
0.013	Madera suave, metal, concreto frotachado.
0.017	Canales de tierra en buenas condiciones.
0.020	Canales naturales de tierra, libres de vegetación.
0.025	Canales naturales con alguna vegetación y piedras esparcidas en el fondo.
0.035	Canales naturales con abundante vegetación.
0.040	Arroyos de montaña con muchas piedras.

Fuente: Autoridad Nacional del Agua, 2010

### 2.10.2.1 Tipos de flujos en un canal

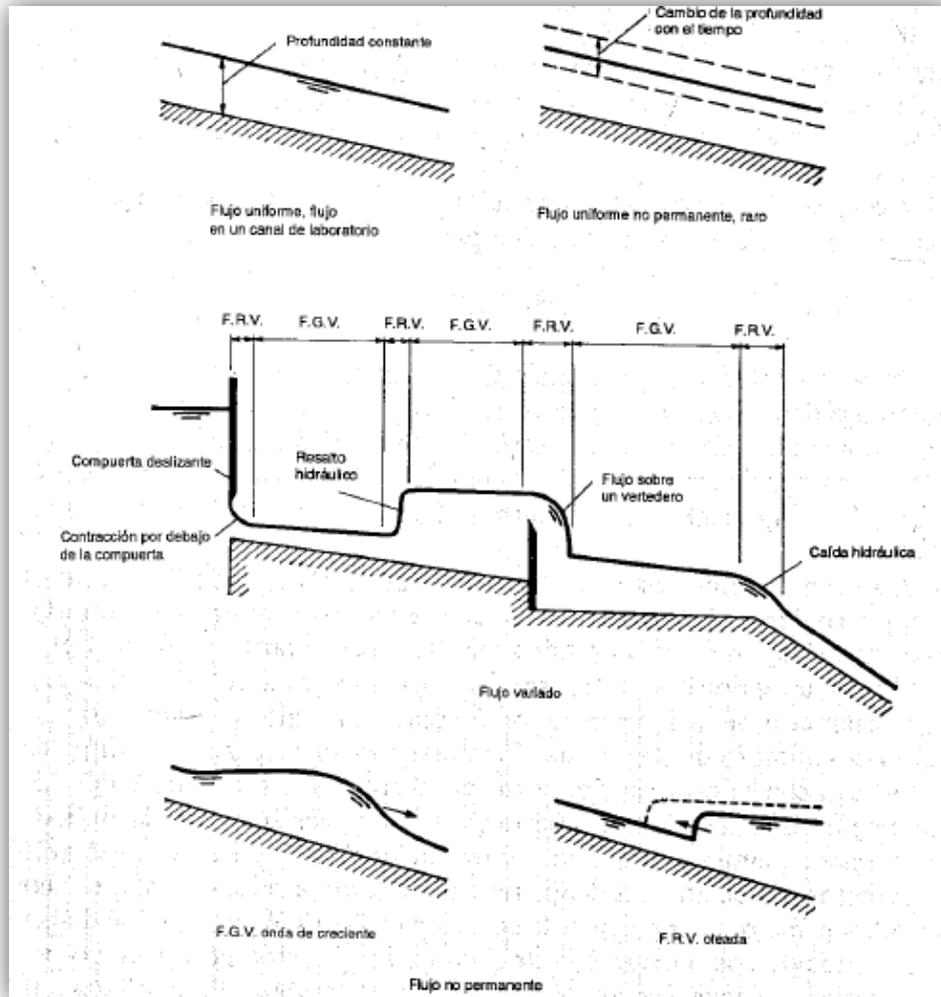
Ya que es un canal abierto, se tendrá los siguientes tipos:

**Flujo uniforme:** Es aquel en el que la profundidad del flujo, es la misma en cada sección del canal; el flujo uniforme puede ser permanente cuando la profundidad del flujo cambia durante el intervalo de tiempo considerado y no permanente cuando la superficie del agua fluctuara de un tiempo al otro, pero permaneciendo paralela al fondo del canal (dicha condición es prácticamente imposible).

**Flujo variado:** Es aquel en el la profundidad del flujo cambia a lo largo del canal; el flujo variado puede ser permanente o no permanente.

Además el flujo variado puede ser rápidamente variado cuando la profundidad del agua cambia de manera abrupta en distancias cortas y gradualmente variado cambia en distancias largas (Chow, 1994).

Para Chow en su libro hidráulica de canales abiertos, lo descrito anteriormente se puede apreciar gráficamente en la figura 2.22, mostrada a continuación:



F.G.V.= Flujo gradualmente variado

F.R.V.= Flujo rápidamente variado

Figura 2.22.Diferentes tipos de flujos en canales abiertos.

Fuente: Chow, 1994.

### 2.10.3 Diseño geométrico del canal.

Para el diseño de canales se tienen factores que se deben considerar, estos son: caudal que conducirán, factores geométricos e hidráulicos de la sección geométrica, materiales de revestimiento, entre otros, tomando en cuenta siempre una solución técnica conveniente con el proyecto.

Para el cálculo hidráulico del canal de conducción, partimos de la ecuación de Manning, expresada a continuación:

$$Q = \frac{A \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (\text{Fórmula 2.76})$$

Dónde:

A= Área del canal

R= Radio hidráulico

S=Pendiente del fono del canal

n=Rugosidad del canal.

Nos basaremos en los elementos geométricos usados con mayor frecuencia en los canales para así escoger el óptimo. Tomando en cuenta que para la sección de un canal se debe partir analizando el punto de vista hidráulico, el servicio que este va a prestar, el servicio que va a prestar, entre otras opciones.

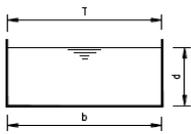
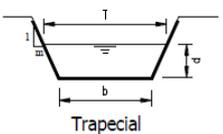
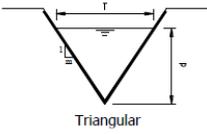
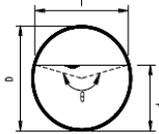
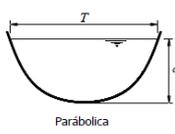
Sección	Área	Perímetro Mojado	Radio Hidráulico	Ancho Superficial	Profundidad Hidráulica
 Rectangular	$b * d$	$b + 2d$	$\frac{bd}{b + 2d}$	$T$	$d$
 Trapezial	$b * d + md^2$	$b + 2d\sqrt{1 + m^2}$ o tambien $b + 2d\sqrt{1 + ctg \theta^2}$	$\frac{bd + md^2}{b + 2d\sqrt{1 + m^2}}$	$b + 2md$	$\frac{bd + md^2}{b + 2md}$
 Triangular	$md^2$	$2d\sqrt{1 + m^2}$ o tambien $2d\sqrt{1 + ctg \theta^2}$	$\frac{md}{2\sqrt{1 + m^2}}$	$2md$	$\frac{d}{2}$
 Circular	$\frac{(\theta - sen\theta)D^2}{8}$	$\frac{D\theta}{2}$	$(1 - \frac{sen\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$\frac{(\frac{sen\theta}{2})D}{2\sqrt{d(D-d)}}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\theta - sen\theta}{sen \frac{1}{2}\theta}\right)D$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Td$	$T + \frac{8d^2}{3T}$	$\frac{2T^2d}{3T^2 + 8d^2}$	$\frac{3A}{2d}$	$\frac{2}{3}d$

Figura 2.23. Elementos geométricos de las secciones transversales de uso frecuente para canales tipo.

Fuente: Rodríguez, 2008

Para la geometría del canal se optó por la forma rectangular, ya que es de fácil aplicación y uso para el caudal y las necesidades en general del proyecto.



Figura 2.24. Sección rectangular del canal transportador.

Fuente: Rodríguez, 2008.

**Área hidráulica:**

$$A = b * d \quad (\text{Fórmula 2.77})$$

**Perímetro mojado:**

$$P = b + 2d \quad (\text{Fórmula 2.78})$$

**Radio hidráulico:**

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro}} \quad (\text{Fórmula 2.79})$$

Dónde:

A= Área hidráulica del canal en m<sup>2</sup>.

b= Ancho de plantilla del canal en m.

d= Tirante del agua en el canal en m.

**2.10.3.1 Velocidad mínima permisible**

La velocidad mínima permisible o también conocida como velocidad no sedimentable es a la cual no se permite una sedimentación en el canal, es incierta ya que no se puede determinar con facilidad.

Se puede tomar una velocidad media en el rango de 0.61 a 0.91m/s, teniendo en cuenta que una velocidad media no inferior a 0.76m/s prevendrá el crecimiento de vegetación en el canal evitando así la disminución de la capacidad que tiene este para el transporte (Rodríguez, 2008).

**2.10.3.2 Borde libre**

El borde libre no es más que la distancia vertical que existe desde la parte superior del canal hasta la superficie de agua en la condición de diseño, se debe diseñar de tal manera que se prevea fluctuaciones que provoquen un derrame por los lados del canal.

No existen reglas que se dispongan para el cálculo de esta distancia sin embargo existen consideraciones y valores probados a los cuales se puede apegar. Para los canales en tierra se recomienda dejar un borde libre igual a un tercio del tirante de agua que se tenga, es decir:

$$BL = \frac{d}{3} \quad (\text{Fórmula 2.80})$$

En el caso de canales con algún tipo de revestimiento, se recomienda que el borde libre no exceda de la quinta parte del tirante, es decir:

$$BL = \frac{d}{5} \quad \text{(Fórmula 2.81)}$$

Existen además criterios empíricos para designar los valores de este borde, los cuales van en función al caudal y al ancho que este canal tenga (Rodríguez, 2008).

Tabla 2.30. Borde libre en relación al caudal.

Caudal (m3/s)	Borde libre (cm)	
	Canal revestido(cm)	Canal sin revestir (cm)
Menor o igual a 0.05	7.5	10
0.05-0.25	10	20
0.25-0.50	20	40
0.50-1.00	25	50
Mayor a 1	30	60

Fuente: Rodríguez, 2008.

Tabla 2.31. Borde libre en relación al ancho de la solera.

Ancho de solera (m)	Borde libre (m)
Hasta 0.80	0.40
De 0.80 a 1.50	0.50
De 1.50 a 3.00	0.60
De 3.00 a 20.00	1.00

Fuente: Rodríguez, 2008.

Para obtener la máxima eficiencia en canales con sección rectangular se debe saber que  $b=2d$ , esto nace de  $R = \frac{d}{2}$ , al mismo tiempo sabemos que  $R = \frac{A}{P}$ , por lo tanto al momento de la igualación de estas dos ecuaciones se obtiene:

$$\frac{d}{2} = \frac{bd}{b + 2d}$$

$$2bd = bd + 2d^2$$

$$2bd - bd - 2d^2 = 0$$

$$bd - 2d^2 = 0 \text{ Dividiendo para d:}$$

$$b - 2d = 0 \quad \text{(Fórmula 2.82)}$$

$$b = 2d \text{ (Rodríguez, 2008)}$$

### 2.10.4 Cálculos hidráulicos y geométricos del canal

Se tiene como datos principales:

$$V \text{ entrada} = 5.34 \text{ m/s}$$

$$Q = 129.88 \text{ l/s} = 0.129 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para comenzar con el diseño del canal debemos tener calculados los siguientes valores:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

En donde  $L=D$ , siendo  $D = \frac{A}{T}$

A: en área de la sección transversal del flujo, la cual se calcula a partir de la expresión de Manning:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n}$$

En donde se tiene:

S: 2% impuesta

n: 0.011 escogido en las tablas de los incisos provenientes de canales

$$0.122 = \frac{1.8 * h * \left(\frac{1.8 * h}{1.8 + 2h}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.02^{1/2}}{0.011}$$

$$h = 0.045 \text{ m}^2$$

T: ancho de la lámina libre: 1.8m

Por lo que se tendrá:

$$D = \frac{0.044}{1.8}$$

$$D = 0.025 \text{ m}$$

$$F = \frac{5.34}{\sqrt{9.81 * 0.025}}$$

$$F = 10.78$$

Con el cálculo del número de Froude determinamos el tipo de flujo que vamos a tener en el canal el cual será un flujo supercrítico, ya que este valor sobrepasa la unidad.

Se calculará el número de Reynolds en función de:

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Donde L= Radio hidráulico el cual se calcula a partir de:

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perimetro mojado}}$$

$$R = \frac{1.8 * 0.045}{1.8 + 2(0.045)}$$

$$R = 0.043$$

$$R_e = \frac{5.34 * 0.043}{1.011 \times 10^{-6}}$$

$$R_e = 227121.66$$

Como  $Re > 3000$ , se tendrá un flujo turbulento en el canal.

Se procede calculando la energía específica:

$$E = y_1 + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = 0.045 + \frac{5.34^2}{2 * 9.81}$$

$$E = 1.5m$$

Se calcula la existencia de un resalto hidráulico:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1$$

$$Y_2 = Y_1 * \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1$$

$$Y2 = 0.045 * \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8(10.78)^2} - 1$$

$$Y2 = 0.64$$

Como vemos tenemos un resalto hidráulico en el canal por lo que se procederá a calcular un colchón hidráulico de modo que este absorba este resalto.

Altura del resalto:

$$hj = Y2 - Y1$$

$$hj = 0.64 - 0.045$$

$$hj = 0.595$$

Longitud:

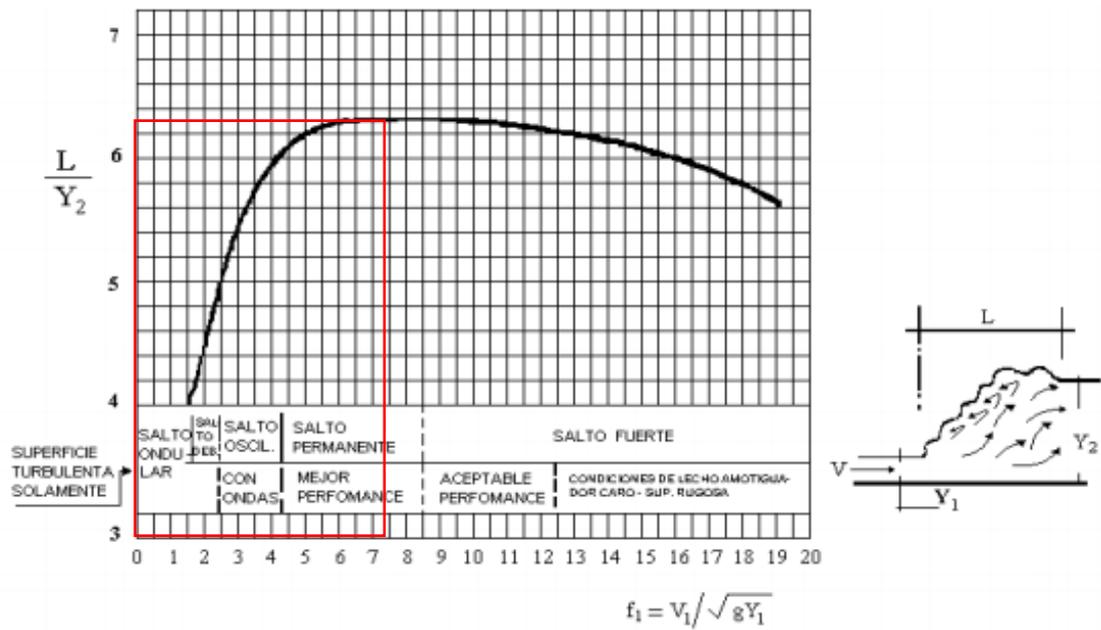
La longitud está en función del valor de Froude con la altura y1:

$$F1 = \frac{V1}{\sqrt{g * Y1}}$$

$$F1 = \frac{5.04}{\sqrt{9.81 * 0.045}}$$

$$F1 = 7.58$$

Revisamos la tabla expuesta en el inciso de longitud de resalto para seleccionar la relación L/Y2:



Dándonos un valor  $L/Y_2 = 6.3$

Por lo cual despejando  $L$  tenemos:

$$L = Y_2 * 6.3$$

$$L = 0.64 * 6.3$$

$$L = 4.1m$$

Se debe estimar que la velocidad de paso del flujo por el canal sea mayor a los parámetros establecidos en los incisos anteriores por lo que se procede al cálculo mediante la siguiente expresión:

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

$$V = \frac{1}{0.011} * \left( \frac{1.8 * 0.64}{1.8 + (2 * 0.64)} \right)^{\frac{1}{2}} * 0.02^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 7.9m/s$$

Siendo mayor al mínimo permisible para evitar la sedimentación.

## 2.11 Análisis del tratamiento físico primario mediante desarenadores

Por lo general las unidades de desarenadores son colocadas inmediatamente después de las rejillas, estos tienen la finalidad de separar arena de material orgánico, de tal manera que se evite obstrucciones o daños en el resto del sistema o equipo mecánico.

Los sedimentadores son diseñados para separar del agua partículas de hasta 0.2mm de diámetro, sin embargo la existencia de materia orgánica o restos de alimentos con diámetros superiores poseen una velocidad de sedimentación igual a la de la arena, lo cual genera un mal olor al momento de la extracción de estas partículas (Valdez, Vázquez, 2003).

### 2.11.1 Criterios de diseño

- El periodo de diseño de los sedimentadores teniendo en cuenta variables económicas como técnicas oscila entre 8 y 16 años.
- Para mantenimiento se recomienda un mínimo de dos unidades ubicadas en paralelo, en el caso de que los caudales sean pequeños se puede disponer de una sola unidad con un canal bypass para limpieza y mantenimiento.
- El periodo que se tiene de operación es de 24 horas al día.
- se debe tener una transición en la unión del canal o tubería con el desarenador para tener una velocidad uniforme en la entrada.
- Se recomienda que la transición tenga un ángulo no mayor a  $12^{\circ}30'$  como se indica a continuación.
- La velocidad en el vertedero de salida debe ser baja para evitar turbulencias y un arrastre del material. Según KROCHIN debe rondar el 1m/s.
- No debe proyectarse una transición de legada curva ya que esto genera velocidades elevadas.
- Relación largo/ancho debe estar entre 10 y 20.
- Para la sedimentación de arena fina con diámetro menor a 0.01cm se realizara de manera más eficiente con un régimen laminar con un valor de Reynolds (Re) menor a 1.
- Para la sedimentación de arena gruesa se realizara de manera eficiente con valores de Reynolds entre 1 y 1000.

- Para la sedimentación de gravas se realizara de manera eficiente en un régimen turbulento con valores de Reynolds mayores a 1000 (OPS/CEPIS, 2005).

### 2.11.2 Dimensionamiento

Para comenzar con el dimensionamiento se debe determinar la velocidad de sedimentación, en función a los criterios de diseño indicados en el inciso anterior, debe tener relación con los diámetros de las partículas. Como una aproximación se puede recurrir a la ley de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{18} * g * \left( \frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) * d^2 \quad (\text{Fórmula 2.83})$$

Dónde:

Vs: Velocidad de sedimentación

D: Diámetro de la partícula.

$\eta$ : Viscosidad cinemática del agua.

$\rho_s$ : Densidad del material.

Cuando se tiene una disminución de temperatura la viscosidad aumenta de manera que llega a afectar la velocidad de sedimentación de las partículas.

Se debe comprobar el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s * d}{\eta}$$

Si el número de Reynolds no cumple con el parámetro propuesto para la aplicación de la ley de Stokes, se debe tomar en cuenta un reajuste de la velocidad considerando la sedimentación de la partícula en el régimen de transición, en función del termino de diámetro y el de la velocidad de sedimentación que se presentan a continuación en el siguiente Figura 2.25.

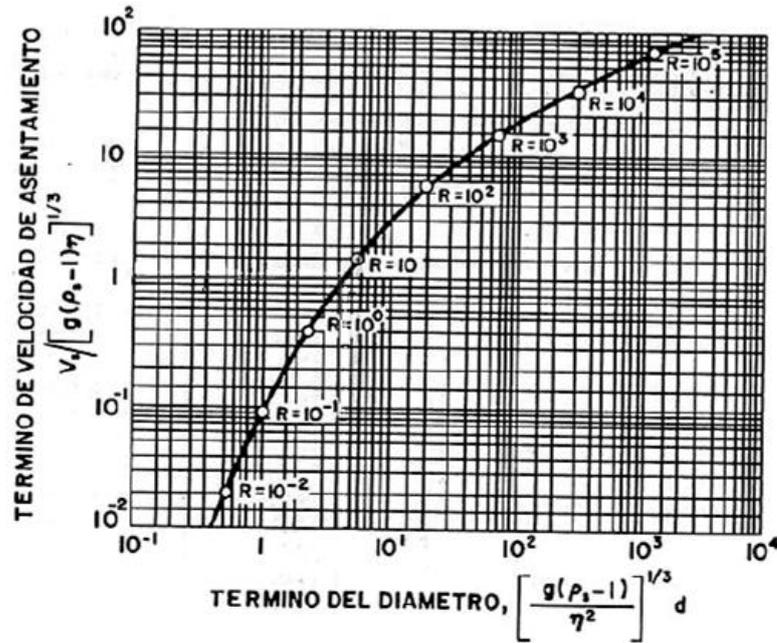


Figura 2.25. Valores de sedimentación.  
Fuente: OPS/CEPIS, 2005.

Se comienza determinando el coeficiente de arrastre de las partículas (CD), con el valor de Reynolds a partir de un valor nuevo de Vs.

$$CD = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \tag{Fórmula 2.84}$$

Para determinar la velocidad de sedimentación de la partícula en la zona transitoria se necesita de la siguiente ecuación.

$$V_s = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{CD} * (\rho_s - 1) * d} \tag{Fórmula 2.85}$$

Se procede a realizar un reajuste tomando en cuenta los tiempos de retención teóricos, y con un factor de seguridad en base a experiencia de 75% por lo que se tiene la siguiente expresión:

$$V_{s'} = \frac{Q * \text{Coeficiente de seguridad}}{A_s} \tag{Fórmula 2.86}$$

Se calcula el área y en base a los criterios se procede al dimensionamiento de la cámara del desarenador.

Luego se procede al cálculo de la velocidad de desplazamiento.

$$Vd = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (\rho s - 1) * d} \quad (\text{Fórmula 2.87})$$

Dónde:

K: factor de forma (0.04).

F: Factor de rugosidad de la cámara (0.027).

Se determina la velocidad horizontal a partir de la expresión:

$$Vh = \frac{Q}{AT} \quad (\text{Fórmula 2.88})$$

Como siguiente paso se realizará la comparación para analizar la existencia de una re suspensión, si se cumple que Vd sea mayor a Vh podremos pasar a la determinación del periodo de retención PR (OPS/CEPIS, 2005).

$$PR = \frac{\text{Volumen}}{\text{Caudal}} \quad (\text{Fórmula 2.89})$$

En los desarenadores se encuentra la denominada zona de lodos, la cual en base a experiencias es del 20% del volumen total del desarenador.

Una vez calculado se tendrá finalizado el diseño del desarenador.

### 2.11.3 Cálculos hidráulicos y geométricos del desarenador

Como datos principales se tiene:

- El periodo de diseño que será de 20 años.
- Constará de una sola unidad.
- Velocidad de salida debe rondar el 1m/s
- El caudal será Q:122.1l/s
- $\rho s = 2.65$
- El diámetro de las partículas se estimó de 0.16mm
- La viscosidad cinemática  $\eta = 0.010105\text{cm}^2/\text{s}$
- El porcentaje de remoción para el coeficiente de seguridad será de 75%

#### Dimensionamiento:

Se determina la velocidad de sedimentación mediante la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{1}{18} * g * \left( \frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) * d^2$$

En donde:

$V_s$ : Velocidad de sedimentación

$D$ : Diámetro de la partícula.

$\eta$ : Viscosidad cinemática del agua.

$\rho_s$ : Densidad del material.

$$V_s = \frac{1}{18} * 981 * \left( \frac{2.65 - 1}{0.010105} \right) * (0.016)^2$$

$$V_s = 2.28 \text{ cm/s}$$

Luego se comprobará el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s * d}{\eta}$$

$$Re = \frac{2.28 * 0.016}{0.010105}$$

$$Re = 3.61$$

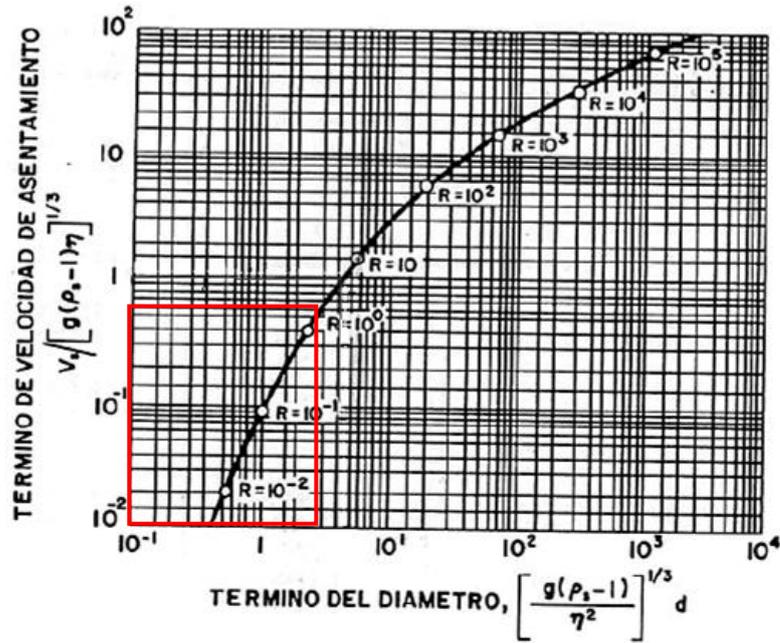
Como  $Re > 0.5$  se realizará un reajuste con ayuda de la siguiente figura:

Se calcula el término del diámetro:

$$TD = \left( \frac{g * (\rho_s - 1)}{\eta^2} \right)^{\frac{1}{3}} * d$$

$$TD = \left( \frac{981 * (2.65 - 1)}{0.010105^2} \right)^{\frac{1}{3}} * 0.016$$

$$TD = 4.02$$



El valor para igualar el término de la velocidad es aproximado a 0.6 por lo que:

$$TV = \frac{V_s}{(g * (\rho_s - 1) * \eta)^{\frac{1}{3}}}$$

Despejando  $V_s$  tenemos:

$$V_s = TV * (g * (\rho_s - 1) * \eta)^{\frac{1}{3}}$$

$$V_s = 0.6 * (981 * (2.65 - 1) * 0.010105)^{\frac{1}{3}}$$

$$V_s = 1.52 \text{ cm/s}$$

Se recalcula el valor de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s * d}{\eta}$$

$$Re = \frac{1.52 * 0.016}{0.010105}$$

$$Re = 2.41$$

$Re > 0.5$  por lo que se opta el cálculo por la ley de Allen:

$$CD = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

$$CD = \frac{24}{2.41} + \frac{3}{\sqrt{2.41}} + 0.34$$

$$CD = 12.78$$

$$Vs = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{g}{CD} * (\rho_s - 1) * d}$$

$$Vs = \sqrt{\frac{4}{3} * \frac{981}{12.78} * (2.65 - 1) * 0.016}$$

$$Vs = 1.35 \text{ cm/s}$$

Se realizará un reajuste por retención teórica para el cálculo del área del desarenador:

$$Vs' = \frac{Q * \text{Coeficiente de seguridad}}{As}$$

Del cual despejando  $As$  tenemos:

$$As = \frac{Q * \text{Coeficiente de seguridad}}{Vs}$$

$$As = \frac{122100 * (1 + 0.75)}{1.35}$$

$$As = 158278. \text{ cm}^2$$

$$As = 15.83 \text{ m}^2$$

Se asume un área de  $17 \text{ m}^2$ .

Se calculará ahora la velocidad de desplazamiento:

$$Vd = \sqrt{\frac{8k}{f} * g * (\rho_s - 1) * d}$$

Siendo:

K: factor de forma (0.04).

F: Factor de rugosidad de la cámara (0.027).

$$Vd = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.027} * 981 * (2.65 - 1) * 0.016}$$

$$Vd = \sqrt{\frac{8 * 0.04}{0.027} * 981 * (2.65 - 1) * 0.016}$$

$$Vd = 17.51 \text{ cm/s}$$

Se determina la velocidad horizontal a partir de la expresión:

$$Vh = \frac{Q}{AT}$$

$$Vh = \frac{122100}{160000}$$

$$Vh = 0.76 \text{ cm/s}$$

Si  $Vd > Vh$ , significara que no habrá suspensión.

Se dimensionará la cámara para el volumen de  $17 \text{ m}^3$ .

L: 9m

A: 1.8 m

H: 0.9m

Calcularemos el periodo de retención que se tendrá.

$$PR = \frac{\text{Volumen}}{\text{Caudal}}$$

$$PR = \frac{9 * 1.8 * 0.9}{0.122}$$

$$PR = 120 \text{ s}$$

El diseño geométrico del vertedero constará de pendientes laterales de 6% y una zona de lodos con pendiente de fondo de 2%, esta zona de lodos representa en base a experiencias el 20% del volumen total del desarenador, pero puede ser adecuada según las necesidades.

Por lo que la zona de lodos tendrá un volumen de:

$$VL = 20\% VT$$

$$VL = 0.2 * (9 * 1.8 * 0.9)$$

$$VL = 2.92 \text{ m}^3$$

Si el largo es igual al largo del desarenador y se impone una altura de 30cm calcularemos el ancho que tendrá esta zona.

$$VL = l * a * h$$

$$2.92 = 9 * a * 0.4$$

$$a = 0.80m$$

El detalle se indica en el anexo 5.

Al igual que en el tanque de llegada este sistema de desarenador tendrá una compuerta lateral la cual sirve para limpieza y mantenimiento de la estructura, esta al igual que la del tanque se conecta a un lecho de secado.

Para determinar el caudal de la compuerta de limpieza se va a considera la fórmula:

$$Q = Cd * bc * ac * \sqrt{2gy_1}$$

Los datos para la compuerta de limpieza son:

$$ac = 0.35 \text{ m}$$

$$bc = 0.5m$$

Luego determinamos el valor de  $y_1$ , que de acuerdo a la geometría del canal se tiene que se va considerar todo aquello que se encuentre en la zona de lodos, cuyo cálculo se realizará posteriormente, se considerará una altura de 0.4, lo cual se indica con mayor detalle en los planos del Anexo 5.

$$y_1 = h_{zl} + h_d$$

$$y_1 = 0.4 + 0.14$$

$$y_1 = 0.54$$

Luego se calcula la relación  $y_1/a$ , para escoger  $C_d$  con la figura del inciso 2.8.2.

$$\frac{y_1}{ac} = \frac{0.54}{0.35} = 1.54$$

Entonces  $C_d=0.52$ .

El caudal sería

$$Q = 0.55 * 0.5 * 0.35 * \sqrt{2 * g * 0.54}$$

$$Q = 0.31 \frac{m^3}{s}$$

## **2.12 Consideraciones de diseño de los lechos de secado para materia orgánica**

Para el tratamiento de lodos se recomienda el uso de lechos de secado, los cuales generalmente están compuestos de bases de arena y grava y con tubería de drenaje. Este drenaje descarga nuevamente en el sistema de tratamiento primario. Se puede mejorar la eficiencia del lecho mediante la aplicación de un coagulante al lodo. El tiempo de secado puede variar debido a un factor predominante como lo es el clima, puede tardar de días a semanas. El lodo una vez seco se lo puede remover mediante una limpieza manual o mecánica para ser transportado a su disposición final. Se recomienda un mínimo de dos lechos de secado. Para el uso de los lechos de arena es recomendable colocar el lodo en capas de 15 a 30cm de espesor, el drenaje debe tener tubería perforada de 4", la capa que se coloca de arena debe ser de 15 a 25 cm de espesor, con un tamaño efectivo de 0.3 a 1.2mm, mientras que el lecho de grava debe ser de 20 a 30cm de espesor (Romero, 1999). Una idea del lecho de secado común se indica en la figura 2.26 a continuación:

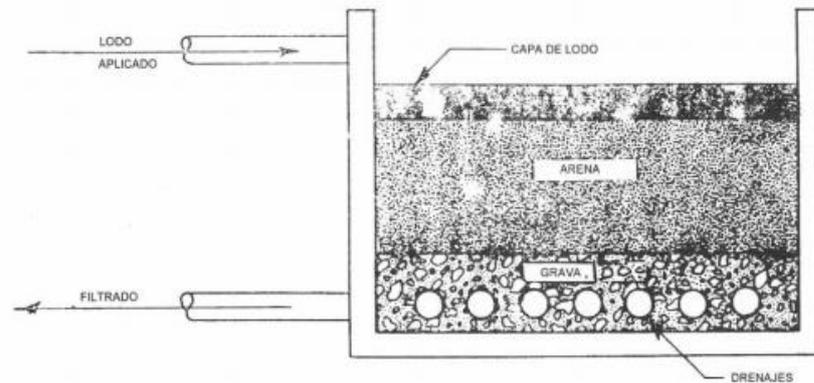


Figura 2.26. Lecho de secado tipo.  
Fuente: Romero, 1999.

Por lo general, del volumen total de lodos un 50 a un 80% se drena como líquido o se evapora, sin embargo, se debe tomar en cuenta que este proceso no lo estabiliza y tampoco lo desinfecta, el contenido de humedad debe ser de 60% en un tiempo que varía de 10 a 15 días teniendo en cuenta las condiciones climáticas que afecten al sector donde sea implantado.

Para limpieza y mantenimiento de los lechos se puede realizar una limpieza mecánica con maquinaria o manual, dependiendo de la cantidad de lodo que se disponga para el lecho, a su vez el mantenimiento de las capas de arena se deben dar cuando mediante inspección visual se encuentre muy fina, procediendo así a un capeo. Por lo general se recomienda lavar los drenajes con regularidad (Tilley, Ulrich, Lüthi, Reymond, Schertenleib, & Zurbrügg, 2008).

Para caracterizar el tipo de filtro y ver las dimensiones para un caudal, se debe emplear la relación caudal/ área, para un filtro a gravedad se recomienda una relación  $Q/A$ : 6litros por minuto/ metro cuadrado (Garzón, 2011).

## 2.12.1 Diseño hidráulico y geométrico del lecho de secado

### 2.12.1.1 Datos generales

Para el diseño debemos tomar en cuenta varios factores, los cuales se presentan a continuación:

El volumen diario futuro de descargas:  $38.3\text{m}^3$

La concentración promedio resultado de la resta de SSTotales-SSvolátiles, lo cual se refleja en la siguiente tabla:

Tabla 2.32. Promedio de SS que ingresaran a la cámara.

SS totales	SS volátiles	C promedio
1188	700	488
970	560	410
2860	1490	1370
2900	1640	1260
2800	1300	1500
34940	6540	28400
7610	2038	5571

Fuente: Autores, 2018.

El peso específico de arena:  $1550\text{kg/m}^3$

Y el número de días hasta la limpieza: 7

Cabe destacar que el número de días de operación es de 5 días por semana, y ocasionalmente 6 días por semana.

### 2.12.1.2 Diseño del lecho de secado

Para sacar el volumen de sólidos que se tendrá se utilizará la siguiente expresión:

$$VS = \frac{VDFD * CP * ndias}{\rho Arena} \quad (\text{Fórmula 2.90})$$

En donde:

VDFD:  $38.3\text{m}^3$

CP:  $5.57\text{kg/m}^3$

n días: 7 (Se utiliza 7 días para tener un margen de seguridad).

$\rho Arena$ :  $1550\text{kg/m}^3$

$$VS = \frac{38.3 * 5.57 * 7}{1550}$$

$$VS = 1\text{m}^3$$

Por lo que para el diseño geométrico del lecho de secado tendremos:

H: 0.2m que será la altura de lodos impuesta por la teoría.

Dándonos un área de:

$$AL = \frac{VS}{H} \quad (2.91)$$

$$AL = \frac{1}{0.2}$$

$$AL = 5m^2$$

Al dimensionar tendremos que:

L: 2.5m y A: 2m

Como se indica también en la teoría se tendrá una tubería filtrante de 4 pulgadas en el fondo del tanque, la cual transportara el fluido al tanque de salida para su posterior traslado a los tanques de lixiviados, a su vez tomaremos el mismo diseño del lecho de secado para el lecho destinado a la limpieza del desarenador.

El detalle del lecho de secado se verá en el anexo 5.

### 2.12.1.3 Diseño del canal de conducción al lecho de secado

Se realizará el mismo proceso que con el canal de conducción al sedimentador, variando solo los datos de Q: 0.34m<sup>3</sup>/s y pendiente impuesta de 6% por lo que se tendrá:

Analizamos primeramente los fenómenos hidráulicos que este pueda tener

Numero de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

En donde:

V: Velocidad de salida por la compuerta se calcula por intermedio de la ecuación:

$$Vc = \sqrt{2gh}$$

$$Vc = \sqrt{2g * (0.64 - \frac{0.35}{2})}$$

$$Vc = 3m/s$$

En donde L=D, Siendo  $D = \frac{A}{T}$

A: en área de la sección transversal del flujo, la cual se calcula a partir de la expresión de Manning:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n}$$

En donde se tiene:

S: 6% impuesta

n: 0.011 escogido en las tablas de los incisos provenientes de canales

$$0.34 = \frac{1 * h * \left(\frac{1 * h}{1 + 2h}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.0^{1/2}}{0.011}$$

$$h = 0.08m$$

T: ancho de la lámina libre: 1m

Por lo que se tendrá:

$$D = \frac{0.08}{1}$$

$$D = 0.08m$$

$$F = \frac{3}{\sqrt{9.81 * 0.08}}$$

$$F = 3.38$$

Con el cálculo del número de Froude determinamos el tipo de flujo que vamos a tener en el canal el cual será un flujo supercrítico, ya que este valor sobrepasa la unidad.

Se calculará el número de Reynolds en función de:

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Donde L= Radio hidráulico el cual se calcula a partir de:

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perimetro mojado}}$$

$$R = \frac{1 * 0.08}{1 + 2(0.08)}$$

$$R = 0.068$$

$$R_e = \frac{3 * 0.068}{1.011 \times 10^{-6}}$$

$$R_e = 201780$$

Como  $Re > 3000$ , se tendrá un flujo turbulento en el canal.

Se procede calculando la energía específica:

$$E = y1 + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = 0.08 + \frac{3^2}{2 * 9.81}$$

$$E = 0.53m$$

Se calcula la existencia de un resalto hidráulico:

$$\frac{Y2}{Y1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1$$

$$Y2 = Y1 * \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1$$

$$Y2 = 0.08 * \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8(3.38)^2} - 1$$

$$Y2 = 0.34$$

Como vemos tenemos un resalto hidráulico en el canal por lo que se procederá a calcular un colchón hidráulico de modo que este absorba este resalto.

Altura del resalto:

$$hj = Y2 - Y1$$

$$hj = 0.34 - 0.08$$

$$hj = 0.26$$

Longitud:

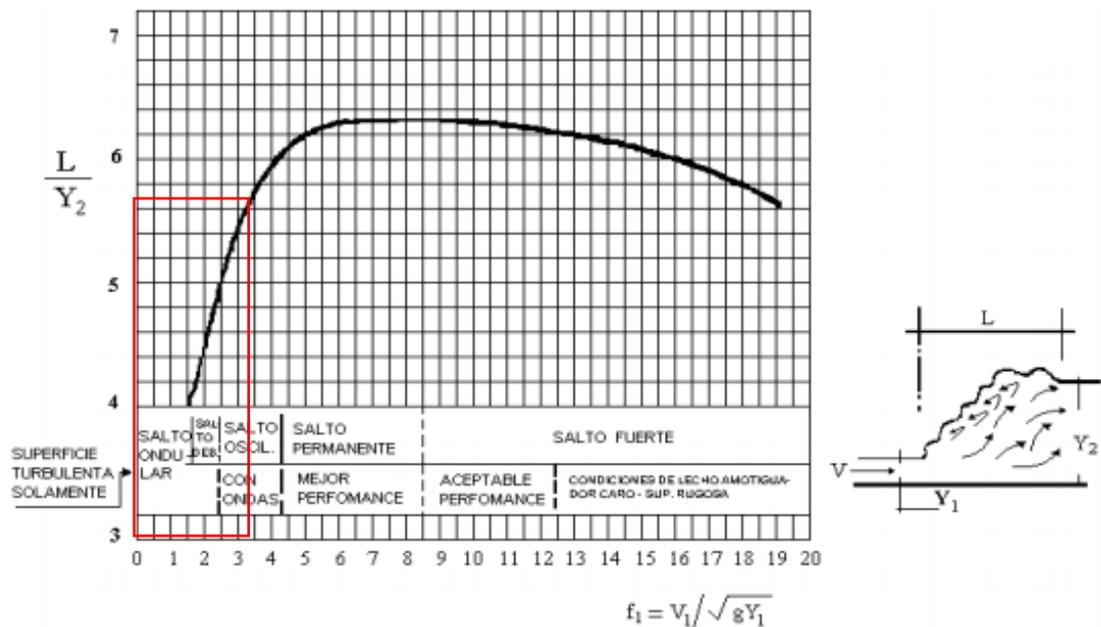
La longitud está en función del valor de Froude con la altura  $y_1$ :

$$F1 = \frac{V1}{\sqrt{g * Y1}}$$

$$F1 = \frac{3}{\sqrt{9.81 * 0.08}}$$

$$F1 = 3.38$$

Revisamos la tabla expuesta en el inciso de longitud de resalto para seleccionar la relación  $L/Y_2$ :



Dádonos un valor  $L/Y_2 = 5.5$

Por lo cual despejando  $L$  tenemos:

$$L = Y_2 * 5.5$$

$$L = 0.34 * 5.5$$

$$L = 1.87m$$

Se debe estimar que la velocidad de paso del flujo por el canal sea mayor a los parámetros establecidos en los incisos anteriores por lo que se procede al cálculo mediante la siguiente expresión:

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

$$V = \frac{1}{0.011} * \left( \frac{1 * 0.34}{1 + (2 * 0.34)} \right)^{\frac{1}{2}} * 0.06^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 10.01 m/s$$

Siendo mayor al mínimo permisible para evitar la sedimentación.

### **Cálculo de la geometría del canal:**

Se realizará un canal de sección rectangular con un ancho impuesto de 1m, pendiente de 6% y valor de rugosidad de  $n=0.011$ .

Para el valor de borde libre tenemos que calcular

$$BL = \frac{d}{3}$$

Para este caso  $d$  va a ser igual a 0.64 por ser la altura a la que va a llegar el resalto.

$$BL = \frac{0.34}{3}$$

$$BL = 0.11m$$

Por lo que se tendrá un canal con las siguientes dimensiones:

$$L=2m.$$

$$A=1m$$

$$h=0.5m$$

#### **2.12.1.4 Diseño del canal de conducción desarenador-lecho de secado**

Se realizará el mismo proceso que con el canal de conducción al sedimentador, variando solo los datos de  $Q$ :  $0.31m^3/s$  y pendiente impuesta de 6% por lo que se tendrá:

Analizamos primeramente los fenómenos hidráulicos que este pueda tener

Numero de Froude:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gL}}$$

En donde:

V: Velocidad de salida por la compuerta se calcula por intermedio de la ecuación:

$$Vc = \sqrt{2gh}$$

$$Vc = \sqrt{2g * (1.1 - \frac{0.35}{2})}$$

$$Vc = 4.26m/s$$

En donde  $L=D$ , Siendo  $D = \frac{A}{T}$

A: en área de la sección transversal del flujo, la cual se calcula a partir de la expresión de Manning:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n}$$

En donde se tiene:

S: 6% impuesta

n: 0.011 escogido en las tablas de los incisos provenientes de canales

$$0.31 = \frac{1 * h * (\frac{1 * h}{1 + 2h})^{\frac{2}{3}} * 0.06^{1/2}}{0.011}$$

$$h = 0.08m$$

T: ancho de la lámina libre: 1m

Por lo que se tendrá:

$$D = \frac{0.08}{1}$$

$$D = 0.08m$$

$$F = \frac{4.26}{\sqrt{9.81 * 0.08}}$$

$$F = 4.8$$

Con el cálculo del número de Froude determinamos el tipo de flujo que vamos a tener en el canal el cual será un flujo supercrítico, ya que este valor sobrepasa la unidad.

Se calculará el número de Reynolds en función de:

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Donde L= Radio hidráulico el cual se calcula a partir de:

$$R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}}$$

$$R = \frac{1 * 0.08}{1 + 2(0.08)}$$

$$R = 0.068$$

$$R_e = \frac{4.26 * 0.068}{1.011 \times 10^{-6}}$$

$$R_e = 286528$$

Como  $Re > 3000$ , se tendrá un flujo turbulento en el canal.

Se procede calculando la energía específica:

$$E = y1 + \frac{V^2}{2g}$$

$$E = 0.08 + \frac{4.26^2}{2 * 9.81}$$

$$E = 1m$$

Se calcula la existencia de un resalto hidráulico:

$$\frac{Y2}{Y1} = \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1$$

$$Y2 = Y1 * \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8F^2} - 1$$

$$Y2 = 0.08 * \frac{1}{2} \sqrt{1 + 8(4.8)^2} - 1$$

$$Y2 = 0.46$$

Como vemos tenemos un resalto hidráulico en el canal por lo que se procederá a calcular un colchón hidráulico de modo que este absorba este resalto.

Altura del resalto:

$$hj = Y2 - Y1$$

$$hj = 0.46 - 0.08$$

$$hj = 0.38$$

Longitud:

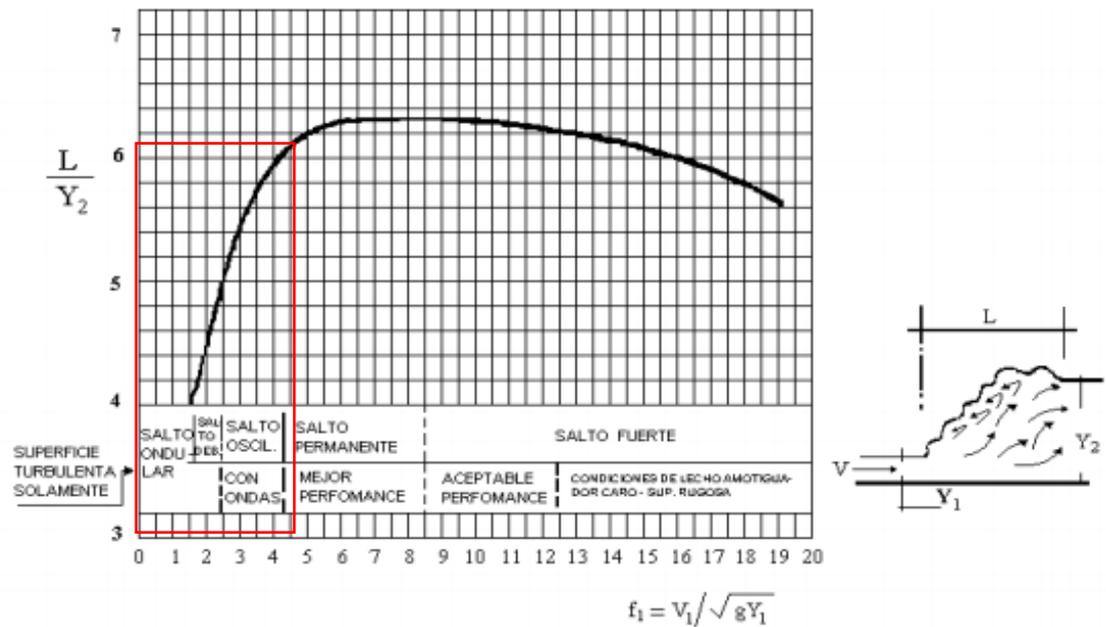
La longitud está en función del valor de Froude con la altura y1:

$$F1 = \frac{V1}{\sqrt{g * Y1}}$$

$$F1 = \frac{4.26}{\sqrt{9.81 * 0.08}}$$

$$F1 = 4.8$$

Revisamos la tabla expuesta en el inciso de longitud de resalto para seleccionar la relación  $L/Y_2$ :



Dándonos un valor  $L/Y_2 = 6.1$

Por lo cual despejando  $L$  tenemos:

$$L = Y_2 * 6.1$$

$$L = 0.46 * 6.1$$

$$L = 2.8m$$

Se debe estimar que la velocidad de paso del flujo por el canal sea mayor a los parámetros establecidos en los incisos anteriores por lo que se procede al cálculo mediante la siguiente expresión:

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

$$V = \frac{1}{0.011} * \left( \frac{1 * 0.46}{1 + (2 * 0.46)} \right)^{\frac{1}{2}} * 0.06^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 10.89m/s$$

Siendo mayor al mínimo permisible para evitar la sedimentación.

**Cálculo de la geometría del canal:**

Se realizará un canal de sección rectangular con un ancho impuesto de 1m, pendiente de 6% y valor de rugosidad de  $n=0.011$ .

Para el valor de borde libre tenemos que calcular

$$BL = \frac{d}{3}$$

Para este caso  $d$  va a ser igual a 0.64 por ser la altura a la que va a llegar el resalto.

$$BL = \frac{0.46}{3}$$

$$BL = 0.15m$$

Por lo que se tendrá un canal con las siguientes dimensiones:

$$L=3m.$$

$$A=1m$$

$$h=0.70m$$

Se muestra el detalle en el Anexo 5.

**2.13 Régimen de limpieza**

Los sistemas hidráulicos necesitan un mantenimiento periódico, ya que como toda estructura, esta tiende a deteriorarse. En el caso del proyecto expuesto se ha puesto a consideración el tipo de limpieza, ya que se puede escoger entre limpieza manual y limpieza mecánica ya que para la cámara de descarga el material acumulado puede retirarse con una retroexcavadora, pero se recomienda el tipo de limpieza manual, ya que las estructuras son accesibles al personal, por no poseer profundidades excesivamente altas, lo cual no genera un riesgo.

El número de días de limpieza estará en consideración de diversos factores, los cuales son: el número de descargas, el grado de colmatación de la zona de lodos de la cámara de descarga que para el presente proyecto se fijó en 40% pudiendo acumularse hasta 2.52 m<sup>3</sup>, el tiempo que se disponga los lodos en el lecho, el tiempo

de sedimentación en el desarenador, y la frecuencia de descarga de los camiones con mayor carga inorgánica.

Todos estos factores nos ayudan a promediar un número de días para la limpieza el cual quedo en 7 días, en este rango de días se asegura el total funcionamiento de la estructura hidráulica y la tendrá en óptimo desempeño a lo largo de su vida útil, a continuación se presenta una tabla de resumen de los volúmenes de materiales a ser limpiados cada 7 días.

A continuación se muestran tablas de resumen con los volúmenes actuales y los esperados en 20 años, que se deben limpiar de los diferentes partes de la estructura propuesta en el presente trabajo.

Tabla 2.33. Volúmenes totales a limpiar para el pretratamiento tradicional, en condiciones actuales.

		Volumen(m <sup>3</sup> )								
		Rejilla de Gruesos			Rejilla de Finos			Lecho de Secado		
		Descarga	Diario	Para el periodo de limpieza	Descarga	Diario	Para el periodo de limpieza	Descarga	Diario	Para el periodo de limpieza
Grupo de Desecho	Grupo 1	0.08	0.16	0.96	0.135	0.27	1.62	0.037	0.081	0.5
	Grupo 2	-	-	-	0.00007	0.0002	0.0012	0.005	0.011	0.06
Total		0.08	0.16	0.96	0.13507	0.2702	1.6212	0.042	0.092	0.56

Fuente: Autores, 2018.

Tabla 2.34. Volúmenes totales a limpiar para el pretratamiento tradicional, en condiciones futuras.

		Volumen(m <sup>3</sup> )								
		Rejilla de Gruesos			Rejilla de Finos			Lecho de Secado		
		Descarga	Diario	Para el periodo de limpieza	Descarga	Diario	Para el periodo de limpieza	Descarga	Diario	Para el periodo de limpieza
Grupo de Desecho	Grupo 1	0.08	0.24	1.44	0.135	0.405	2.43	0.037	0.130	0.75
	Grupo 2	-	-	-	0.00007	0.0002	0.0012	0.005	0.016	0.1
Total		0.08	0.24	1.44	0.13507	0.4052	2.4312	0.042	0.146	0.85

Fuente: Autores, 2018.

El material que se limpia de las rejillas de gruesos y finos será colocado en un contenedor de 8 m<sup>3</sup> (2x2x2 m), y cada dos semanas serán transportadas al relleno sanitario, el costo de m<sup>3</sup> dispuesto en la escombrera será de \$0.63, generando un costo mensual aproximado de \$10,08.

El material del lecho de secado, se estabilizará con cal para luego depositar en un contenedor de 4 m<sup>3</sup>, y su posterior traslado a la escombrera, generando un costo generando un costo mensual aproximado de \$10,08.

## **2.14 Vertedero de excesos**

Son estructuras hidráulicas diseñadas específicamente para ayudar a evacuar el exceso de fluido en una estructura de depósito o embalse y regular el nivel del flujo (Cabrera, 2014).

### **2.14.1 Funciones del vertedero**

Cómo se explicó en la definición el vertedero tiene funciones de regulación del fluido, para así lograr un nivel necesario para el funcionamiento de las obras hidráulicas, ayuda también a mantener un nivel casi constante en las estructuras posteriores, genera seguridad y continuidad del proceso cuando existe un exceso de líquido generado por eventos climatológicos y además permite tener un control del flujo en las estructuras posteriores (Frutos, 2014).

### **2.14.2 Clasificación de los vertederos**

Los vertederos se pueden clasificar de varias maneras, ya que estos están en función de varios factores tales como:

#### **Localización con respecto a la estructura**

- Frontales
- Laterales

#### **Tipos de control del caudal**

- Libres, sin control.
- Controlados por compuertas.

#### **Tipo de pared**

- Pared delgada.
- Pared gruesa.

- Perfil hidráulico.

### Tipo de sección

- Rectangular.
- Triangular
- Trapezoidal.
- Circular
- Lineales (Frutos, 2014).

#### 2.14.3 Método de diseño

Para este proyecto se decidió el uso de un vertedero rectangular frontal de pared delgada sin contracciones como se muestra en la siguiente figura:

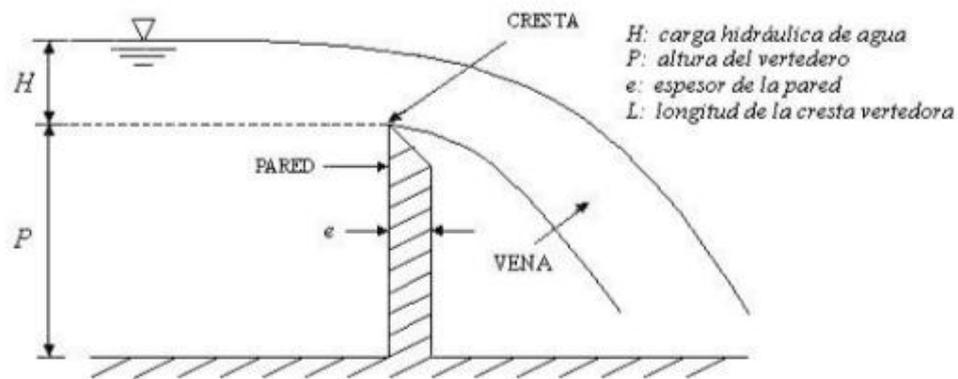


Figura 2.27. Elementos de un vertedero.

Fuente: Frutos, 2014.

A estos vertederos se los conocen como vertederos de Bazin, estos vertederos se calculan a través de la siguiente expresión:

$$Q = Cd * \frac{2}{3} * \sqrt{2gL} * \left( \left( h + \frac{v_o^2}{2g} \right)^{\frac{2}{3}} - \left( \frac{v_o^2}{2g} \right)^{\frac{2}{3}} \right) \quad (\text{Fórmula 2.92})$$

En donde:

Q: Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

Cd: Coeficiente de escurrimiento del vertedero.

L: longitud de la solera (m).

h: Altura de la lámina de agua en la cresta (m).

g: Aceleración de la gravedad ( $9.81\text{m/s}^2$ ).

$V_o$ : Velocidad de llegada al vertedero (m/s).

En el caso que la velocidad de llegada sea baja, se puede tomar en consideración la siguiente expresión:

$$Q = C_d * L * H^{\frac{3}{2}} \quad (\text{Fórmula 2.93})$$

Para los valores de  $C_d$  tomaremos en cuenta la siguiente figura, la cual está en función de  $H$  y  $h$ , en donde  $H$  es la altura del vertedero y  $h$  la altura de la lámina (Frutos,2014).

	0.05	0.10	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	1.50	$h$
0.5	2.316	2.285	2.272	2.266	2.263	2.262	2.262	2.261	
1.0	2.082	2.051	2.037	2.030	2.027	2.026	2.025	2.024	
2.0	1.964	1.933	1.919	1.912	1.909	1.908	1.907	1.906	
10	1.870	1.839	1.824	1.817	1.815	1.814	1.812	1.812	
$\infty$	1.846	1.815	1.801	1.793	1.791	1.790	1.789	1.788	
$H_d/h$									

Figura 2.28. Coeficiente de escurrimiento.

Fuente: Frutos, 2014.

A su vez el coeficiente  $C_d$  se puede cuantificar mediante la siguiente expresión de Rehbock (Martínez, 2011):

$$C_d = 1.787 + 0.236 \frac{H}{P} \quad (\text{Fórmula 2.94})$$

Siendo:

$H$ : la lámina de agua por encima del vertedero

$P$ : el paramento de la pared vertedero

Además, esta fórmula está sujeta a límites como:

- $0.03\text{m} < H < 0.6\text{m}$
- $L > 0.3\text{m}$
- $p > 0.10\text{m}$ .

### 2.14.4 Cálculo hidráulico y geométrico del vertedero

Para el cálculo del vertedero debemos conocer los datos conocidos.

El largo del vertedero será de 1.8m

P+H será igual a 1.10m

El caudal se mantiene en 0.122m<sup>3</sup>/s

Comenzamos con la expresión:

$$Q = Cd * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Debido a que la velocidad de llegada es <1m/s

$$Q = \left(1.787 + 0.236 \frac{H}{P}\right) * L * H^{\frac{3}{2}}$$

Reemplazando valores conocidos tenemos que

$$0.122 = \left(1.787 + 0.236 \frac{H}{1.1 - H}\right) * 1.8 * H^{\frac{3}{2}}$$

$$H = 0.11m$$

Por lo que:

$$P = 1.1 - 0.11$$

$$P = 0.99m$$

Si asume un P de 1m

Se indica el detalle en el anexo 5.

## 2.15 Tanque de descarga

### 2.15.1 Cálculo del tanque de descarga

Se propondrá un tanque de descarga del vertedero de 10m<sup>3</sup>, cuyas dimensiones constructivas serán:

L: 2.5m, A: 1.8m y H: 2.4m

Dando un volumen de  $10.8\text{m}^3$

A este tanque de descarga se le unirá un caudal proveniente del lecho de secado el cual se estima de  $Q_{ls}=0.65\text{m}^3/\text{s}$  el cual se suma al caudal proveniente del vertedero que es de  $Q=0.122\text{m}^3/\text{s}$ , dándonos un caudal total de  $Q_T=0.77\text{m}^3/\text{s}$

Este tanque tendrá un orificio en el fondo para el traslado del líquido a los tanques de lixiviados, para lo cual se calculará el  $Q_{salida}$  por el orificio.

En función de la ecuación de Manning calculamos la altura de agua en el tanque:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2}}{n}$$

En donde se tiene:

$$0.77 = \frac{1.8 * y * \left(\frac{1.8 * y}{1.8 + 2y}\right)^{\frac{2}{3}} * 0.02^{1/2}}{0.011}$$

$$y = 0.138\text{m}$$

$$h = y - r$$

$$h = 0.138 - 0.0508$$

El diámetro del orificio será de 4 pulgadas por lo que se tiene

$$V_c = \sqrt{2gh}$$

$$V_c = \sqrt{2 * 9.81 * 0.087}$$

$$V_c = 1.3\text{m/s}$$

$$Q = 0.60 * \Omega_c * \sqrt{2gh}$$

$$Q = 0.60 * \pi * 0.0508^2 * 1.3$$

$$Q = \frac{0.0063\text{m}^3}{\text{s}}$$

### **2.16 Cálculo de la conducción desde los lechos de secado hasta el tanque de salida**

Para la conducción desde los tubos que recogen el efluente líquido de los lechos de secado hasta el tanque de salida, se va a comprobar que las tuberías de salida puedan llegar al tanque de salida cuyo fondo tiene una cota de 2450.24. Se realizó un perfil longitudinal de emplazamiento, el perfil se muestra de forma detallada en el anexo 5. Para este caso únicamente se verifica que las tuberías empaten, ya que el caudal de salida es muy pequeño por tratarse de un medio filtrante a gravedad, como se indica en el inciso 2.12.1., se logró que la tubería final de llegada este en la cota 2550.44. El perfil muestra todos los tramos de tubería que salen del lecho de secado.

### **2.17 Cálculo de la conducción desde el tanque de salida hasta el tanque de lixiviados.**

Para el cálculo de la conducción desde el tanque de salida hasta el tanque de lixiviados se va a utilizar la ecuación básica que se usa para el cálculo de conducciones a presión, en régimen permanente, es la ecuación de Bernoulli, para verificar si no es necesario la utilización de una bomba, además se realizó un perfil longitudinal de emplazamiento, y la cota de fondo del tanque de salida es 2450.24 ya que es el lugar donde iniciara la conducción, el perfil se muestra de forma detallada en el anexo 5. A continuación se muestra los cálculos realizados.

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_i + h_f$$

De la ecuación anterior, sabemos que  $Z_1=2550.23$  y  $Z_2=2449.5$  para una parte media del tanque de almacenamiento, y la presión 2 es la incógnita, con  $P_2 >$  se asegura que el flujo sea a gravedad.

Luego se determina las pérdidas locales, primero determinamos el número de Reynolds

$$Re = \frac{V * L}{\nu}$$

Donde:

V= Velocidad del flujo.

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

$$V = \frac{0.0063}{\pi * 0.0508^2}$$

$$V = 0.77$$

L= Longitud característica considerada igual al radio hidráulico (R).

$$\text{Para tubería siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{\pi * r^2}{2 * \pi * r} = \frac{r}{2}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.011 m<sup>2</sup>/s x10<sup>-6</sup>)

Calculando el número de Reynolds se tiene

$$Re = \frac{0.77 * 0.0508}{2 * 1.011 * 10^{-6}}$$

$$Re = 19335.2$$

No se puede usar f para flujo laminar ya que las pérdidas  $Re > 2300$ , se usa la ecuación de Colebrook-White

$\epsilon = 0.0015$  para tuberías de pvc

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\epsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015/0.1019}{3.71} + \frac{2.51}{19335.2 \sqrt{f}} \right]$$

Con métodos de cálculo aproximados  $f = 0.045$

$$hf = 0.045 * \frac{37 * 0.77^2}{0.1016 * 2g}$$

$$hf = 0.49m$$

Se calculará la pérdida por accesorios con la expresión mostrada a continuación:

$$hi = k \frac{v^2}{2g}$$

En donde:

hi: Pérdida de carga localizada.

V: Velocidad media del agua. Antes o después del punto singular.

K: Coeficiente de proporcionalidad empírico.

Tomando los valores de K de la Figura 30.

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES		
Accidente	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35	-

Para la presente conducción se tiene 2 codos de 90 grados y un codo de 45 grados

$$hi = 2 * 0.75 \frac{0.77^2}{2g} + 0.4 \frac{0.77^2}{2g}$$

$$h_i = 0.057 \text{ m}$$

Una vez obtenidos estos valores se proseguirá a reemplazarlos en la ecuación de Bernoulli:

$$2450.23 + 0.13 = 2449.5 + P_2 + 0.057 + 0.49$$

$$P_2 = 0.313 \text{ m.c.a}$$

Se tiene una presión de salida mayor a cero por lo que se asegura una conducción a gravedad, además la descarga se realizará en la parte media del tanque de lixiviados pudiendo aumentar la presión de salida si la descarga se realizará en el fondo del tanque. La tubería y los accesorios se muestran con mayor detalle en el anexo 5.

### **2.18 Flujo de proceso de pre tratamiento tradicional.**

A continuación se muestra en la siguiente figura el flujo de proceso utilizado para el pretratamiento tradicional.

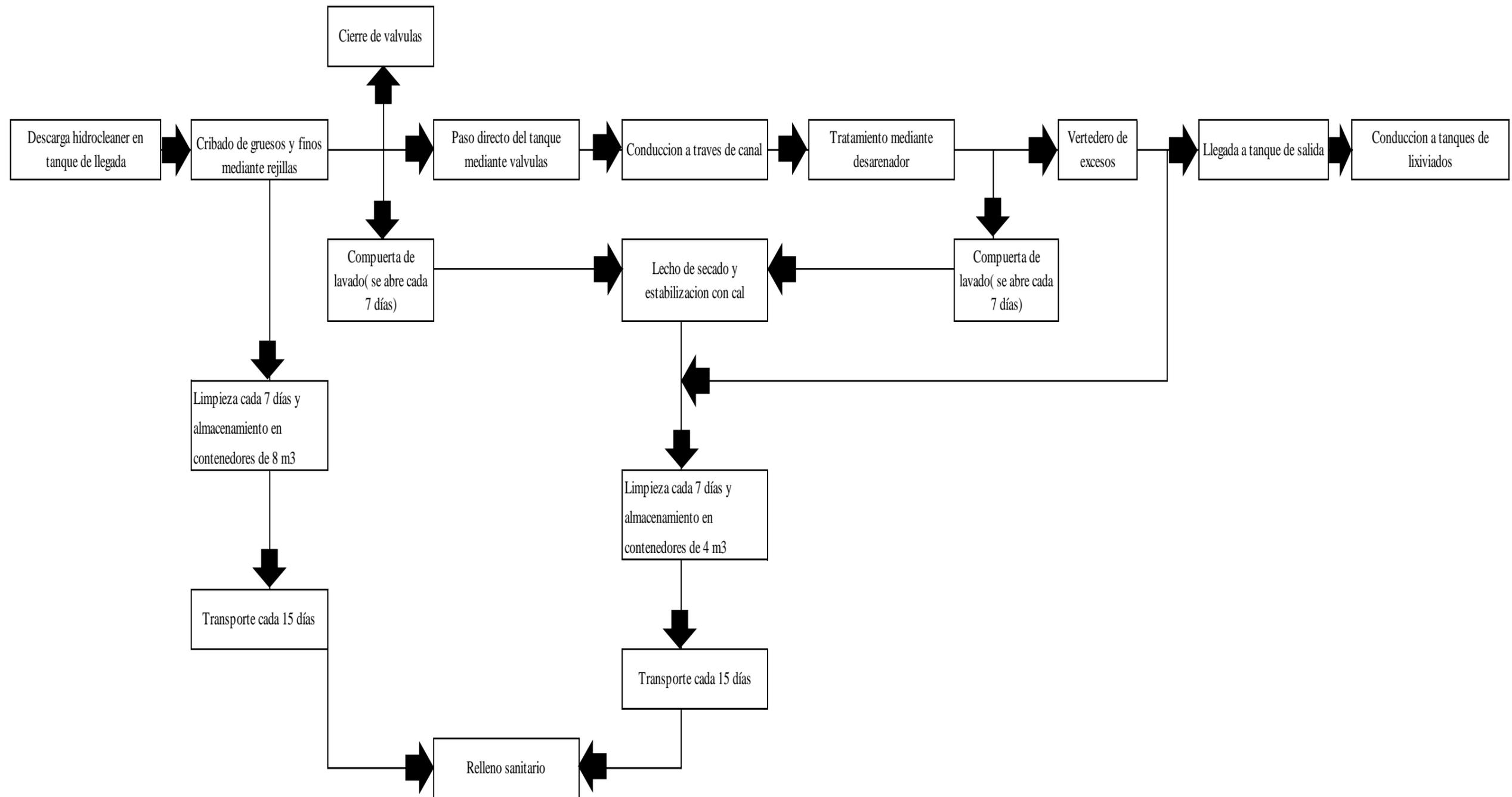


Figura 2.29. Flujo de proceso mediante pretratamiento tradicional  
 Fuente: Autores, 2018.

## **2.19 Pre tratamiento mediante GeoTube**

### **2.19.1 Generalidades**

Para la implantación de la tecnología GeoTube se decidió la implementación de una cámara de descarga como en la opción anterior, tomando en cuenta que se debe extraer la mayor cantidad de sólidos, con el fin de generar un fluido con únicamente sólidos volátiles, los cuales, según experiencias de la empresa TENCATE se retendrán dentro de la malla del GeoTube y este filtrará agua con una concentración relativamente baja, para su posterior traslado a la PTAR de Ucubamba mediante el bombeo conjunto con los lixiviados.

Se propondrá la utilización de una sola unidad de GeoTube que cubra la demanda total del proyecto para su posterior entierro en el mismo lugar de implementación. El volumen estimado que se tendrá será de  $700\text{m}^3$  para toda la vida útil del proyecto.

Este GeoTube será colocado en un lecho filtrante que tendrá el área que se indica a continuación, se evaluará la opción de la conducción del líquido filtrado a una cámara de salida para su posterior conducción a los tanques de lixiviados propuestos en el proyecto conjunto a realizarse para su posterior traslado a la PTAR de Ucubamba.

Se realizará una comparación volumétrica y de área según datos de la empresa TENCATE, es decir que se generará una estimación del área a ocupar a partir de los siguientes datos:

Para un volumen de  $1300\text{m}^3$  se necesita un área de  $650\text{m}^2$  y tiene un costo aproximado de \$22000 dólares americanos, así que para un volumen de total a retener durante el periodo de diseño, se proceda a su cálculo para determinar el área aproximada, cabe recalcar que según la información brindada los GeoTube pueden tomar las dimensiones que el comprador requiera, estas pueden estar en función del terreno en el caso del proyecto.

Como datos adicionales tenemos que la tasa de filtración que posee esta nueva tecnología es de  $813\text{l/s} * \text{m}^2$ , el geo textil posee aberturas de 120 micras, además se

necesitará el uso de un polímero floculante que ayude con la sedimentación de los sólidos suspendidos totales y sólidos volátiles.

Según los datos proporcionados por TENCATE se necesita una cantidad de 100gr de polímero floculante por cada m<sup>3</sup> de agua residual que ingrese al GeoTube, además proporcionaron un valor estimado del polímero de \$8 dólares americanos por kilo, en la tabla siguiente se estimara la cantidad diaria de polímero a utilizar por descargas diarias y el valor que esto genera.

Tabla 2.35. Cantidad y costo de polímero diario.

Volumen máximo histórico diario de descargas	Cantidad de polímero (gr)	Cantidad de polímero (Kilos)	Precio unitario	Precio total
72	7200	7,2	8	57,6

Fuente: Autores, 2018

Como indica la tabla 2.35 se necesitaría un total de 57,6 dólares diarios para el uso del polímero floculante.

### 2.19.2 Generalidades sobre el llenado y colocación de los GeoTube

El llenado de estos se dará a través de bombeo, ya que poseen bocas para el llenado como indica la siguiente figura:



Figura 2.30. Llenado de GeoTube.

Fuente: TENCATE, 2018.

Se debe tener además una bomba de arenas y un dosificador de polímero al momento del llenado, con la finalidad de una distribución pareja dentro de la capsula GeoTube.

Para la colocación de los GeoTube se debe tener en cuenta la estabilidad del terreno donde estos se asentarán, si existiesen fallas o asentamientos haría que se vea

comprometida la estabilidad e integridad de los GeoTube. Si se trabaja con fluidos con alta carga contaminante es necesario la implementación de una zona de seguridad, en caso de que existiese un derrame, este pueda ser contenido sin daño colateral al suelo de su alrededor, es recomendable la colocación de los GeoTube en una pileta excavada, la cual debe ser recubierta por material impermeable el cual puede ser un geotextil ubicado sobre una capa drenante, en la cual exista un transporte de fluido mediante tubería, similar a un lecho filtrante. Además, es recomendable el mantener un control en la altura de llenado, con la finalidad de evitar presiones excesivas o roturas en el GeoTube, como regla practica se tiene que a altura de llenado no llegue a superar el 40% del diámetro del GeoTube, ya que los esfuerzos a lo largo del GeoTube no serán constantes (Pedocchi, Mosquera, Teixeira & Groposo, 2011).

### **2.19.3 Régimen de limpieza**

De igual manera que en el método tradicional se realizará una limpieza manual a la cámara de descarga de los hidrocleaners, tomando los residuos que queden en las rejillas instalados, como se dijo en el primer método se realizará una limpieza manual, debido a que una limpieza mecánica resultaría en un gasto innecesario. De la misma manera la limpieza se realizara cada 7 días, asegurando el buen funcionamiento de la estructura hidráulica.

Los volúmenes a limpiar serán los mismos que los expresados en las Tablas 2.33 y 2.34, pero evitando ahora el valor del lecho de secado, el cual para este método no se tendrá. El material que se limpia de las rejillas de gruesos y finos será colocado en un contenedor de 8 m<sup>3</sup> (2x2x2 m), y cada dos semanas serán transportadas al relleno sanitario, el costo de m<sup>3</sup> dispuesto en la escombrera será de \$0.63, generando un costo mensual aproximado de \$10,08.

### **2.19.4 Dimensionamiento del GeoTube**

Como se explicó con anterioridad la empresa TENCATE responsable de la fabricación de estos GeoTube, explicó que el diseño de los GeoTube puede ser acorde con las medidas que el comprador requiera, por lo que para una estimación de área del

GeoTube primero sacaremos el volumen total de sólidos que se tendrá en toda la vida útil del proyecto, lo cual se hará con la siguiente expresión:

$$VT = \frac{VPF * SS \text{ prom} * n}{\rho_{arena}} \quad (\text{Fórmula 2.95})$$

VPF: este valor se tomara de la tabla 2.22., el cual es un promedio de 765.91m<sup>3</sup> mensuales.

SS prom se tomará de la tabla 2.32, tomando un valor de 5571mg/l.

N: número de meses en el año por el número de años.

$\rho_{arena}$ : 1550kg/m<sup>3</sup>

Por lo que se tiene:

$$VT = \frac{765.91 * 5.571 * (12 * 20)}{1550}$$

$$VT = 660.67m^3$$

Empíricamente se puede calcular las dimensiones del GeoTube basándose en la siguiente figura:

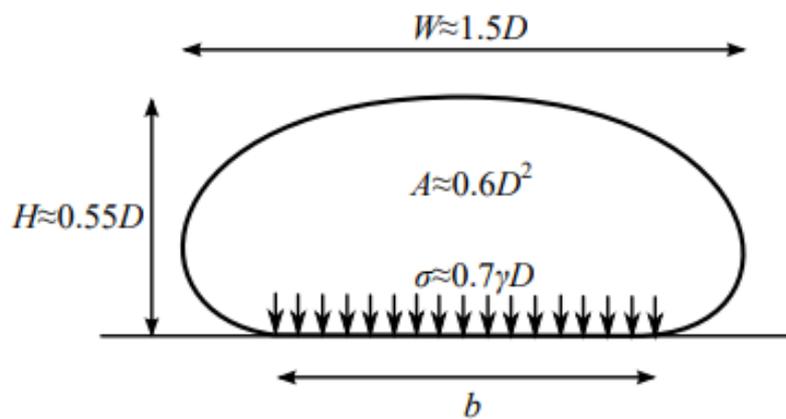


Figura 2.31. Aproximación de las dimensiones de los GeoTube.  
Fuente: Pedocchi, Mosquera, Teixeira & Groposo, 2011.

Por lo que si se plantea un diámetro de 5m se tendrá:

$$H = 2.75m \quad W = 7.5m$$

Un Área de: 15m<sup>2</sup>

Si se realizarían 7 GeoTube de  $100\text{m}^3$  se tendría una longitud estimada de:

$$L = 6.7\text{m}$$

Estos GeoTube estarán sobre lechos filtrantes los cuales a partir de las dimensiones de las capsulas tendrán:

A: 10m y de L8m

Estos lechos filtrarán el agua y servirán después como cama de entierro de estos GeoTube.

Los perfiles y detalles se mostrarán en el anexo 5.

### 2.19.5 Cálculo de bomba de succión de lodos para el llenado de GeoTube

De la misma manera que en el método tradicional, la descarga de las aguas residuales se hará mediante una cámara de llegada, la cual no cambiara de dimensiones, la única diferencia es la inclusión de una bomba sumergida dentro de esta cámara para la succión de los lodos que se lleguen a generar y del agua residual en general. Por lo que vamos a tomar un catálogo aleatorio de una bomba y asumir un caudal y una altura característica para comprobar la más óptima.

El catalogo escogido será el de Grindex, tomado la bomba senior cuyas especificaciones se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2.36. Especificaciones bomba Senior.

Especificaciones técnicas	60Hz	Senior
Tipo de bomba	Conexión de descarga	4"
Eléctrica sumergible Monofásica y trifásica	Potencia nominal P2 (kW/HP)	4.5/6.0
	Potencia máxima absorbida P1 (kW)	5.7
Clasificación IP68	Velocidad del eje (r.p.m.)	1700
Profundidad max. De sumersión 20meters	Corriente a 230V	17 A
	Corriente a 460V	8.6 A
Cable SUBCAB	Corriente a 575V	6.9 A
Conexión de descarga	Paso de sólidos C	80/3,2
4"-manguera, ISO-G o NPT	Altura/diámetro	867/34 1/4
Limitaciones pH 5-8	Altura/diámetro	480/19
Temp. Max. Del líquido 40°C	Peso (kg/lbs)	56/123

Fuente: Grindex, 2018

A su vez se observara la curva característica de la bomba en la siguiente figura:

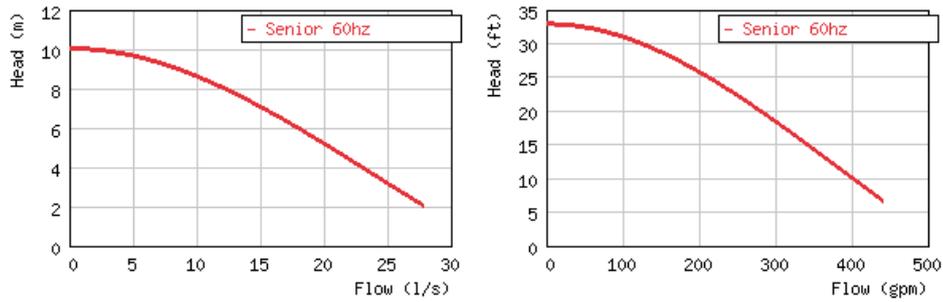


Figura 2.32 .Curva característica bomba Senior Grindex.

Fuente: Grindex, 2018

Para los cálculos posteriores se asumirá un caudal de 15l/s lo que nos da una altura de agua de aproximadamente 7m.

Se calcularan las pérdidas de carga, tal y como se indica en el inciso 3.2.3.

Hs: Carga geométrica de aspiración.

Se calcula mediante la resta de la altura de agua en la cámara que será de 1.3m menos la altura a la que se encuentra la bomba la cual está al nivel del suelo

$$H_s = 1.3$$

Hd: Carga geométrica de elevación.

Se restara la altura de 2.75m del GeoTube menos los 0.44m de altura de la salida de conducción por bombeo por lo que se tiene:

$$H_d = 2.75 - 0.44$$

$$H_d = 2.31\text{m}$$

Hgeom: Carga geométrica total.

No es más que la diferencia entre 2.75m menos 1.3m.

$$H_{geom} = 2.75 - 1.3$$

$$H_{geom} = 1.45\text{m}$$

h: Carga de velocidad.

$$h = \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 2.96})$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (\text{Fórmula 2.97})$$

$$V = \frac{0.015}{\pi * 0.0508^2}$$

$$V = 1.85m/s$$

$$h = \frac{1.85}{2 * 9.81}$$

$$h = 0.09m$$

Pérdidas de carga singulares:

Como la conexión será a través de tubería flexible, no se tendrá valores de pérdidas por elementos.

Para el siguiente cálculo de pérdidas locales en la tubería de aspiración se va a utilizar la ecuación de Darcy Weisbach.

$$hf = f \frac{L * V^2}{D * 2g}$$

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Dónde:

V= Velocidad del flujo.

L= Longitud característica considerada igual al radio hidráulico (R).

$$\text{Para tubería siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{\pi * r^2}{2 * \pi * r} = \frac{r}{2}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.011 m<sup>2</sup>/s x10<sup>-6</sup>)

Calculando el número de Reynolds se tiene

$$R_e = \frac{1.85 * 0.0508}{2 * 1.011 * 10^{-6}}$$

$$R_e = 46478.73$$

No se puede usar f para flujo laminar ya que las pérdidas  $Re > 2300$ , se usa la ecuación de Colebrook-White.

$\epsilon = 0.0015$  para tuberías de PVC.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015/0.10}{3.71} + \frac{2.51}{46478.73\sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0.044$$

$$h_{fs} = 0.044 * \frac{20 * 1.85^2}{0.10 * 2g}$$

$$h_{fs} = 1.53m$$

Carga manométrica total:

$$H_t = H_d - H_s + h_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{ms} + \frac{Vd^2}{2g} - \frac{Vs^2}{2g}$$

$$H_t = 2.31 - 1.3 + 1.45 + 1.53 + 0.09$$

$$H_t = 4.08m$$

### 2.19.6 Cálculo de la conducción desde la tubería colectora en su punto de salida hasta el tanque de lixiviados

Para el cálculo de la conducción desde la tubería colectora en su punto de salida hasta el tanque de lixiviados se va a utilizar la ecuación básica que se usa para el cálculo de conducciones a presión de la misma manera como en la conducción del método tradicional, en régimen permanente, es la ecuación de Bernoulli, para verificar si no es necesario la utilización de una bomba, además se realizó un perfil longitudinal de emplazamiento, y la cota de fondo de la tubería colectora de salida es de 2550.5, en el punto de inicio y se genera un desnivel por la pendiente 1% por 38m de largo dando una tubería colectora con el fondo en la cota 2550.12, dando ya que es el lugar donde iniciara la conducción, el perfil se muestra de forma detallada en el anexo 5. A continuación se muestra los cálculos realizados.

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_i + h_f$$

De la ecuación anterior, sabemos que los puntos están al mismo nivel por lo que  $Z_1=2550.12$  y  $Z_2=2449.5$  para una parte media del tanque de almacenamiento, y la presión 2 es la incógnita, con  $P_2 >$  se asegura que el flujo sea a gravedad.

Luego se determina las pérdidas locales, primero determinamos el número de Reynolds

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Dónde:

$V$ = Velocidad del flujo.

Para obtener el caudal sabemos que los GeoTube tienen una tasa de filtración de  $813 \text{ (l/s)/m}^2$ , asentado sobre un área de  $7.5 \times 6.7 \text{ m}$ , además se menciona en el inciso 2.12 que los lechos filtrantes a gravedad tiene una tasa de filtración de aproximadamente  $6 \text{ (l/min)/m}^2$ , área del lecho filtrante es  $10 \times 8 \text{ m}$ , el caudal con el que se va a diseñar es el que sale del lecho

$$Q_{salida} = 6 * 10 * 8 = \frac{480 \text{ l}}{\text{min}} = \frac{8 \text{ l}}{\text{s}} = 0.008 \text{ m}^3/\text{s}$$

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

$$V = \frac{0.008}{\pi * 0.075^2}$$

$$V = 0.45$$

$L$ = Longitud característica considerada igual al radio hidráulico ( $R$ ).

$$\text{Para tubería siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{\pi * r^2}{2 * \pi * r} = \frac{r}{2}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua ( $1.011 \text{ m}^2/\text{s} \times 10^{-6}$ )

Calculando el número de Reynolds se tiene

$$R_e = \frac{0.45 * 0.075}{2 * 1.011 \times 10^{-6}}$$

$$R_e = 16691.2$$

No se puede usar  $f$  para flujo laminar ya que las pérdidas  $Re > 2300$ , se usa la ecuación de Colebrook-White

$\varepsilon = 0.0015$  para tuberías de pvc

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{\varepsilon/D}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{f}} \right]$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015/0.1019}{3.71} + \frac{2.51}{16691.2\sqrt{f}} \right]$$

Con métodos de cálculo aproximados  $f = 0.041$

$$hf = 0.041 * \frac{50 * 0.45^2}{0.150 * 2g}$$

$$hf = 0.14m$$

Se calculará la pérdida por accesorios con la expresión mostrada a continuación:

$$h_i = k \frac{v^2}{2g}$$

En donde:

$h_i$ : Pérdida de carga localizada.

$V$ : Velocidad media del agua. Antes o después del punto singular.

$K$ : Coeficiente de proporcionalidad empírico.

Tomando los valores de  $K$  de la Figura 2.19.

VALORES DEL COEFICIENTE K EN PÉRDIDAS SINGULARES		
Accidente	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0,60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0,45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0,40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0,35	-

Para la presente conducción se tiene 1 codos de 90 grados y un codo de 45 grados

$$h_i = 0.75 \frac{0.45^2}{2g} + 0.4 \frac{0.45^2}{2g}$$

$$h_i = 0.012 \text{ m}$$

Una vez obtenidos estos valores se proseguirá a reemplazarlos en la ecuación de Bernoulli:

$$2450.12 = 2449.5 + P_2 + 0.012 + 0.14$$

$$P_2 = 0.468 \text{ m.c.a}$$

Se tiene una presión de salida mayor a cero por lo que se asegura una conducción a gravedad, además la descarga se realizará en la parte media del tanque de lixiviados

pudiendo aumentar la presión de salida si la descarga se realizará en el fondo del tanque. La tubería y los accesorios se muestran con mayor detalle en el anexo 5.

### **2.20 Flujo de proceso de pre tratamiento con GeoTube.**

A continuación se muestra el flujo del proceso usado para el pretratamiento mediante GeoTube.

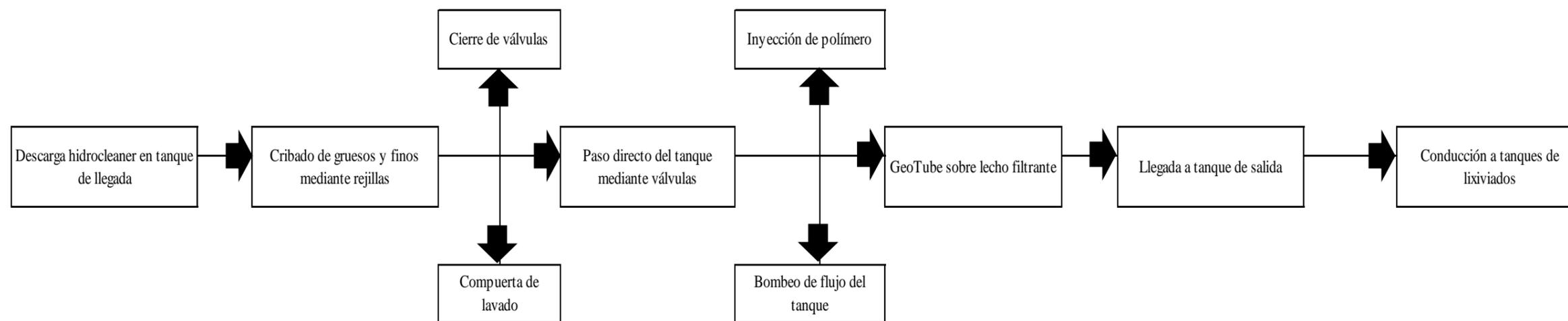


Figura 2.33. Flujo de proceso mediante pretratamiento con GeoTube.  
Fuente: Autores, 2018.

## 2.21 Conclusiones y recomendaciones.

Como podemos ver en los diseños de ambas alternativas, estos fueron planteados para que funcionen de manera adecuada, óptima y con la finalidad de presentar la mejor opción para el tratamiento de las aguas residuales.

Existen varios aspectos a tomar en cuenta como:

### Área total de la estructura hidráulica:

En la primera alternativa por el método se tiene un área tentativa de 182m<sup>2</sup> que serán destinados a la construcción y emplazamiento de las diferentes obras hidráulicas que esta posee, mientras que para la segunda alternativa con aplicación de GeoTube se tiene un área tentativa de 574m<sup>2</sup> los cuales en su mayoría estarán ocupados por los lechos de filtrado de los GeoTube, por lo que en este aspecto se reconoce la factibilidad de la primera alternativa.

### Gastos generados por limpieza y traslado de residuos comparado con los gastos generados por el mantenimiento de la estructura para los GeoTube:

Como parte inicial se analizaron precios unitarios de uno como de otro los cuales se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 2.37. Precios unitarios para mantenimiento de la alternativa por los métodos tradicionales.

Materiales						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo total	
				Total M	0	
Equipo, maquinaria y herramientas						
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo total	
0.01	Volqueta 8m <sup>3</sup>	hora	0.58	30	17.5	
				Total EMH	17.5	
Mano de obra						
Código	Descripción	Unidad	rendimiento	Precio unitario	Costo total	
0.02	Chofer profesional licencia E(ESTRUC. OCUP. Chofer C1)	hora	0.58	5.15	3.00	
0.03	Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	hora	0.2	3.15	0.63	
				Total MO	3.63	
				Costos indirectos (20%)	4.23	
				IVA 12%	2.54	
				Costo total.	27.90	

Fuente: Autores, 2018.

Tabla 2.38. Precios unitarios para mantenimiento de la alternativa por los nueva tecnología.

Materiales					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo total
				Total M	0
Equipo, maquinaria y herramientas					
Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio unitario	Costo total
0.01	Polímero	kg	7.2	8	57.6
0.02	Volqueta 8m3	hora	0.58	30	17.5
				Total EMH	75.1
Mano de obra					
Código	Descripción	Unidad	Rendimiento	Precio unitario	Costo total
0.03	Peón (ESTRUC. OCUP. E2)	hora	0.2	3.15	0.63
0.04	Mantenimiento bomba sumergida de arena	hora	0.2	100	20
0.05	Chofer profesional licencia E(ESTRUC. OCUP. Chofer C1)	hora	0.58	5.15	2.99
				Total MO	23.62
				Costos indirectos (20%)	19.74
				Iva 12%	11.85
				Costo total.	130.31

Fuente: Autores, 2018.

Por lo que en comparación de precios vemos que es más conveniente el mantenimiento de la estructura tradicional, ya que para las nuevas tecnologías se ven encarecidas por la aplicación de polímeros y el mantenimiento de las bombas, mientras que en el sistema tradicional todo se da por gravedad, lo que genera una considerable reducción de costo.

Se debe tomar en cuenta que en este punto solo se consideró el mantenimiento y limpieza ya que se debería realizar un análisis de costos de fabricación y puesta en marcha de ambas estructuras, pero como índice comparativo el análisis de precios de mantenimiento y limpieza nos ayuda para tomar una decisión.

Por lo que como recomendación se tiene que es preferible para el proyecto la realización mediante la alternativa tradicional, ya que para este caso en común, se tiene factores como el área de terreno que al ser ocupada será mucho menor que el área que utilice esta nueva tecnología, también en costos de mantenimiento por ser menor se opta por el método tradicional, otro factor clave para esta decisión es la falta de información que se tiene sobre el uso y beneficios de esta nueva tecnología, si bien existen proyectos ya en marcha en algunas partes del mundo, en Ecuador hace falta un acercamiento para dar a

conocer más sobre los beneficios que tiene el uso de esta. Cabe recalcar que ambos métodos son opciones excelentes y factibles las cuales se pueden poner en marcha.

## CAPÍTULO III: DISEÑO DE AMPLIACIÓN DEL SISTEMA ACTUAL DE BOMBEO Y CONDUCCIÓN

### 3.1 Generalidades

#### 3.1.1 Bombas

Por lo general el equipo de bombeo realiza una transformación de energía, ya que recibe energía mecánica la cual es transformada a energía que en un fluido se la reconoce como presión, posición o velocidad. La utilidad de las bombas se divide en un sinnúmero de posibilidades, una de estas es el cambio de posición de un fluido, otras es el aumento de presión y velocidad en tuberías con la finalidad de disminuir la pérdida generada por la fricción en la conducción. Como un concepto general las bombas son generadores hidráulicos, accionados por un motor que puede ser eléctrico, térmico u otro, cumpliendo siempre con las ecuaciones fundamentales de la mecánica de fluidos (Zubicaray, 2000). Existen distintos tipos de bombas las cuales se explican en la siguiente figura:

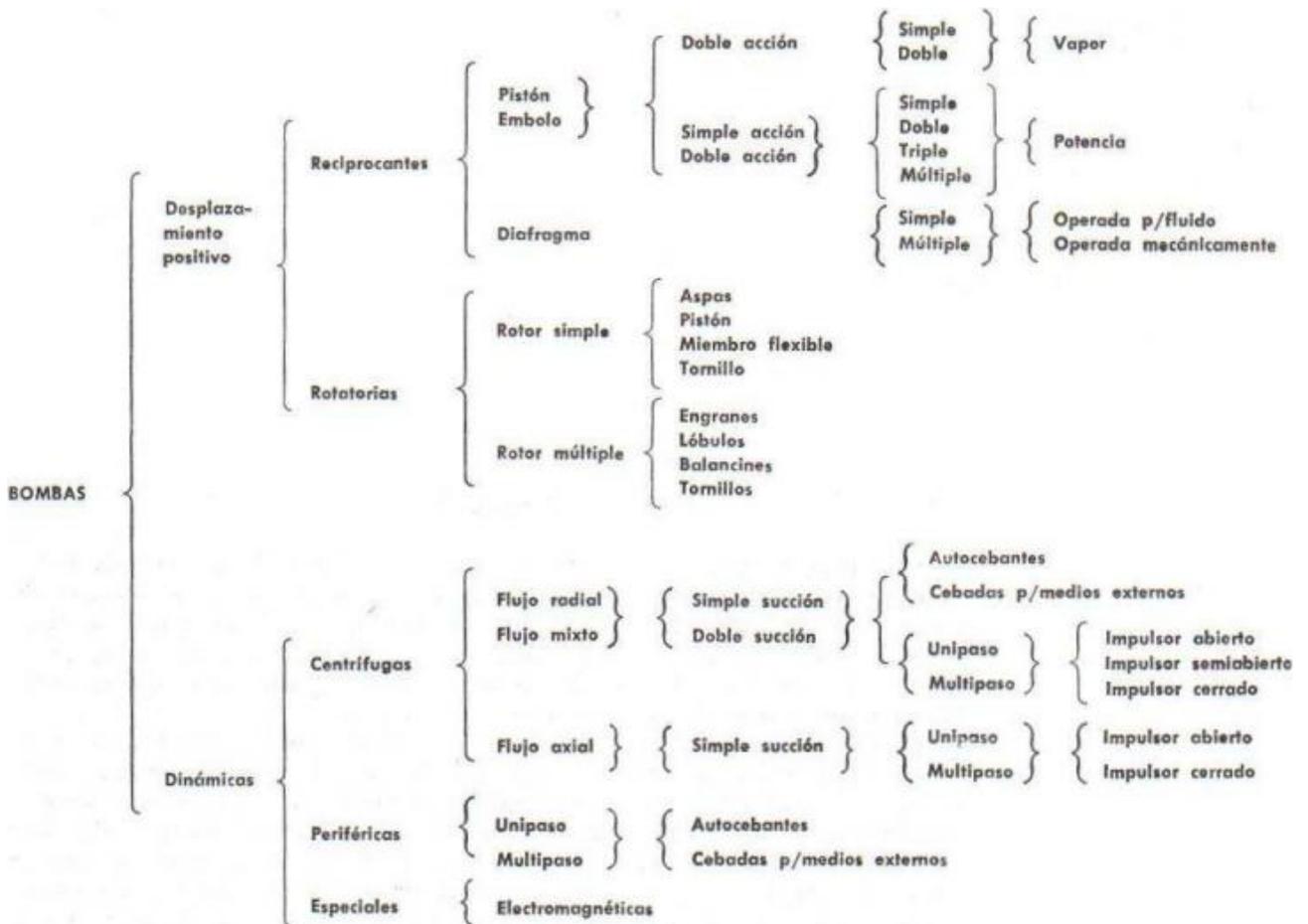


Figura 3.1. Clasificación de bombas.  
Fuente: Zubicaray, 2000.

### 3.1.1.1 Principales bombas utilizadas para aguas residuales

Entre las más importantes están las de flujo radial, mixto y axial; las bombas de flujo radial y mixto se usan generalmente para para aguas residuales y pluviales, y las de flujo axial para efluentes tratados o aguas pluviales libres de agua residual. Las bombas a menudo se clasifican por la velocidad específica, de la cual depende la forma del rodete, el cual es un elemento móvil colocado dentro de la bomba y es encargado de impulsar el fluido (Tchobanoglus, 1996). A continuación se hará una breve descripción de las bombas anteriormente mencionadas:

**Bombas de flujo radial.-** Cuentan con un rodete que envía el flujo en dirección radial, la carga de velocidad se transforma en carga de presión. El rodete radial, es el de uso más común, se incluye al rodete tipo Francis, y las velocidades especifican van desde 10 hasta 80.

Los ejes de estas bombas pueden ser horizontales o verticales, siendo más óptimo el uso de las verticales ya que se reduce el espacio ocupado; las bombas con un diámetro inferior a 100 mm no son recomendables para aguas residuales sin tratamiento (Tchobanoglus, 1996; Basurto, 2012). A continuación se observa una bomba vertical de flujo radial en la figura 3.2.

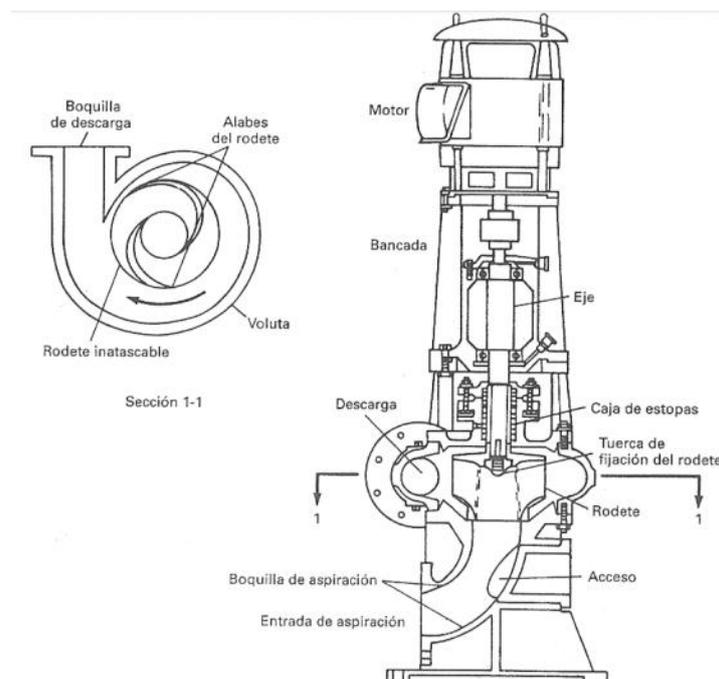


Figura 3.2. Bomba vertical de flujo radial.  
Fuente: Tchobanoglus, 1996.

**Bombas de flujo mixto.-** El flujo es en parte radial y en parte axial, acoplándose el rodete lograr este fin; los rodetes pueden ser abiertos o cerrados, siendo los cerrados los más comunes. Son ideales para bombear agua residual sin tratar y agua lluvia, con intervalos de velocidad específica de 80 hasta 200, el tamaño de su diámetro puede ser de 200 mm o mayores según sea el caso y para cargas desde 15 hasta 18 m (Basurto, 2012). A continuación en la figura 3.3 se ilustra una bomba de flujo mixto.



Figura 3.3. Bomba de flujo mixto.  
Fuente: Basurto, 2012.

**Bombas de flujo axial.-** Este tipo de bombas solo pueden tener de 2 a 4 alabes que son paletas curvas que forman parte del rodete, esto permite tener grandes conductos sin obstáculos, su inclinación es ajustable en algunos casos, lo cual permite obtener el rendimiento más óptimo en condiciones reales.

Estas bombas tienen velocidades específicas mayores a 200, se usan para bombear grandes caudales a poca altura, se usa principalmente para efluentes tratados de plantas de tratamiento y para agua lluvia (Tchobanoglus, 1996; Basurto, 2012). A continuación se observa una bomba vertical de flujo axial en la figura 3.4.

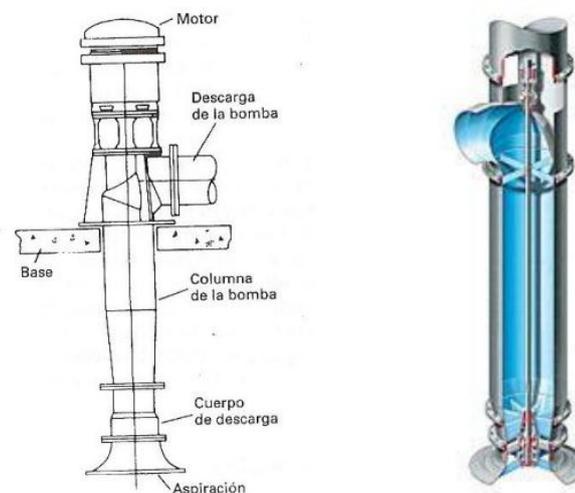


Figura 3.4. Bomba vertical de flujo axial.  
Fuente: Tchobanoglus, 1996.

**Bombas de tornillo.-** Estas bombas usan el principio de Arquímedes, y son de desplazamiento positivo, tienen un eje giratorio acoplado a chapas helicoidales empujando el agua a través del mismo. Se usan para sólidos grandes, su diámetro va desde 0.3 a 3 m y maneja caudales desde 0.01 hasta 3.2 m<sup>3</sup>/s, tienen inclinaciones desde 30° a 38° siendo 30° el de mayor eficiencia, la carga de bombeo se limita a 9 m (Basurto, 2012). A continuación en la figura 3.5 se indica una bomba de tornillo en funcionamiento (Basurto, 2012).



Figura 3.5. Bomba de tornillo.  
Fuente: Basurto, 2012.

### 3.1.2 Estaciones de bombeo

Se utilizan cuando la disposición final de las aguas residuales por gravedad no es posible, se usan para elevar o transportar aguas residuales, aguas pluviales, lodos y efluentes tratados.

Las estaciones de bombeo se implementan por diversos factores entre los que tenemos cuando la cota de las aguas residuales es demasiado baja respecto al lugar de su disposición final, cuando omitir el bombeo implica costos excesivos de construcción debido a los volúmenes de excavación.

Las estaciones de bombeo por lo general son automatizadas, solamente requiriendo personal mínimo para inspecciones del funcionamiento (Basurto, 2012).

### 3.1.2.1 Tipos de estaciones de bombeo

Existen varias clasificaciones, pero las más relevantes son de acuerdo a los siguientes criterios:

- Por capacidad (m<sup>3</sup>/s, m<sup>3</sup>/día, l/s).
- Según la fuente de energía (electricidad, motores a diésel, etc.).
- Por el método de construcción (in situ, prefabricadas).

(Basurto, 2012).

A continuación en la tabla 3.1 se presenta un resumen según la capacidad y el método constructivo utilizado.

Tabla 3.1. Tipos de estaciones de Bombeo.

Método constructivo.	Tipo	Intervalo de capacidad m <sup>3</sup> /s
Prefabricada	Cámara de aspiración	0.006-0.03
	Cámara seca	0.006-<0.1
Convencional	Pequeña	0.2-0.09
	Mediana	0.06-0.65
	Grande	>0.65

Fuente: Basurto, 2012.

## 3.2 Parámetros de diseño para el cálculo de bombas

### 3.2.1 Capacidad

Se refiere al caudal que va a bombear, y se expresado como el volumen por unidad de tiempo, sus unidades más utilizadas son metros cúbicos por segundo y litros por segundo (Basurto, 2012).

### 3.2.2 Velocidad específica

Puede ser definida como las revoluciones por minuto que un impulsor podría operar si se reduce su tamaño para bombear 1 GPM (galón por minuto) contra una carga

dinámica total de 1 pie. No tiene un valor práctico, pero es usada para clasificar impulsores de acuerdo a su propósito (Rico, 2008), como se muestra en la figura 3.6:

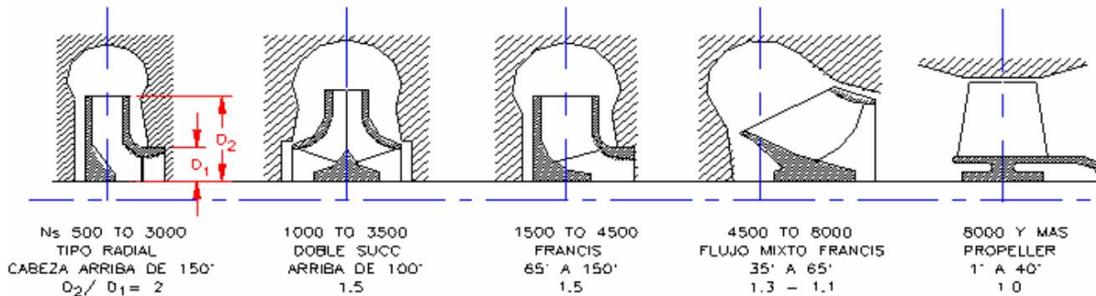


Figura 3.6. Tipos de bombas según la velocidad específica.  
Fuente: Rico, 2008.

La ecuación para calcular la velocidad específica definida por los fabricantes de las bombas (Rico, 2008), es la siguiente:

$$Ns = \frac{N\sqrt{Q}}{H^{3/4}} \quad (\text{Fórmula 3.1})$$

Donde:

N= Velocidad Rotacional del impulsor en rpm (Revoluciones por minuto).

Q= Caudal transportado por la bomba en GPM (Galones por minuto).

H= Altura o carga total de bombeo.

(Rico, 2008).

### 3.2.3 Carga

Es la distancia a la cual una bomba puede elevar un líquido, se mide en metros de columna de líquido bombeado; la altura del sistema es aquella carga necesaria de un caudal para vencer las pérdidas producidas en la conducción del sistema (Tchobanoglus, 1996).

Existen diferentes tipos de cargas como: carga geométrica de aspiración ( $H_s$ ), carga geométrica de elevación ( $H_d$ ) y carga geométrica total ( $H_{geom}$ ), las mismas que se van a describir brevemente a continuación.

### 3.2.3.1 Carga geométrica de aspiración ( $H_s$ )

Se define como la diferencia entre la cota del nivel del líquido a ser aspirado y el eje del rodete de la bomba. Las bombas para aguas residuales generalmente se instalan con una pequeña altura geométrica de aspiración positiva, con el objeto de eliminar dispositivos de cebado, que podrían obstruirse por sólidos presentes en el agua residual (Basurto, 2012).

### 3.2.3.2 Carga geométrica de elevación ( $H_d$ )

Es la diferencia entre la cota del nivel del líquido al ser descargado y la cota del eje del rodete de la bomba (Basurto, 2012).

### 3.2.3.3 Carga geométrica total ( $H_{geom}$ )

Es la diferencia entre la cota del nivel del líquido al ser descargado y la cota del líquido a ser aspirado (Basurto, 2012).

### 3.2.3.4 Carga de velocidad ( $h$ )

Se puede definir como la energía cinética, contenida en el líquido bombeado en cualquier punto del sistema y se expresa con la siguiente ecuación:

$$h = \frac{V}{2g} \quad (\text{Fórmula 3.2})$$

Donde:

V=Velocidad del líquido en m/s.

G=Aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>).

(Basurto, 2012).

La velocidad del líquido debe ser tal que se permita el arrastre de arenas presentes en el agua residual, mismas que pueden provenir del desarenador (Delgado, 2013).

La velocidad del líquido bombeado está en dependencia del contenido y tipo de sólidos que tenga el agua residual, (Wackerneuson, n.d.) expresado a continuación en la tabla 3.2.

Tabla 3.2. Velocidades mínimas de flujo para medios bombeados con contenido de sólidos.

Tipo de agua residual	Velocidad mínima de flujo (m/s)
Agua de contaminación normal	1
Agua con arena (Partículas <0.1 mm)	1.5
Agua con arena (Partículas <0.6 mm)	2.5
Agua con grava	3.5
Agua con grava gruesa	4.5

Fuente: Wackerneuson, n.d.

### 3.2.3.5 Pérdidas de carga

Como se mencionó anteriormente la carga de un sistema de bombeo, debe ser suficiente para vencer las pérdidas que se producen en el sistema de conducción, ya sea debida a la fricción del flujo con las paredes de la tubería que la conduce o por accesorios necesarios para la conducción del líquido en cuestión las cuales se denominan pérdidas locales, estas pérdidas pueden valorarse como una fracción de la carga de velocidad en el tramo comprendido entre la aspiración e impulsión del líquido. En general las pérdidas por fricción se pueden calcular con la fórmula de Darcy-Weisbach o la de Hazen-Williams (Basurto, 2012). Las pérdidas por rozamiento deben calcularse tanto para la tubería de aspiración ( $h_{fs}$ ) como para la tubería de impulsión ( $h_{fd}$ ) (Delgado, 2013).

### 3.2.3.6 Pérdidas de cargas singulares o locales

Son aquellas producidas por piezas especiales de conducción como tees, codos, cruces, válvulas, pueden expresarse como una fracción de la carga de velocidad, afectado por

un factor en dependencia del elemento (Rico, 2008); lo cual se analizará más adelante en las tuberías de conducción.

Este tipo de pérdida puede valorarse por la siguiente expresión.

$$h_m = K \frac{v^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 3.3})$$

Donde:

$h_m$ = Pérdida de carga singular en m.

$K$ = Coeficiente de pérdida de carga en función del tipo de elemento usado para la conducción.

### 3.2.3.7 Carga manométrica total ( $H_t$ )

Es aquella que debe superar la bomba durante su funcionamiento; para su cálculo se considera la carga geométrica de aspiración y elevación, las pérdidas producidas por fricción y las pérdidas locales en la conducción por diferentes accesorios. Para la determinación de su valor se utiliza la siguiente ecuación (Tchobanoglus, 1996; Rico, 2008):

$$H_t = H_d - H_s + h_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{v_d^2}{2g} - \frac{v_s^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 3.4})$$

Donde:

$H_d$ =Carga de elevación en m.

$H_s$ =Carga de aspiración en m.

$h_{fs}$ = Pérdida por fricción en la tubería de aspiración en m.

$h_{ms}$ = Pérdida por cargas singulares en la tubería de aspiración en m.

$h_{fd}$ = Pérdida por fricción en la tubería de impulsión en m.

$h_{md}$ = Pérdida por cargas singulares en la tubería de impulsión en m.

$v_d$ =Velocidad en el conducto de impulsión en m/s.

$v_s$ =Velocidad en el conducto de aspiración en m/s.

En la figura 3.7 Tchobanoglus (1996) esquematiza todas las cargas y pérdidas presentes en la bomba.

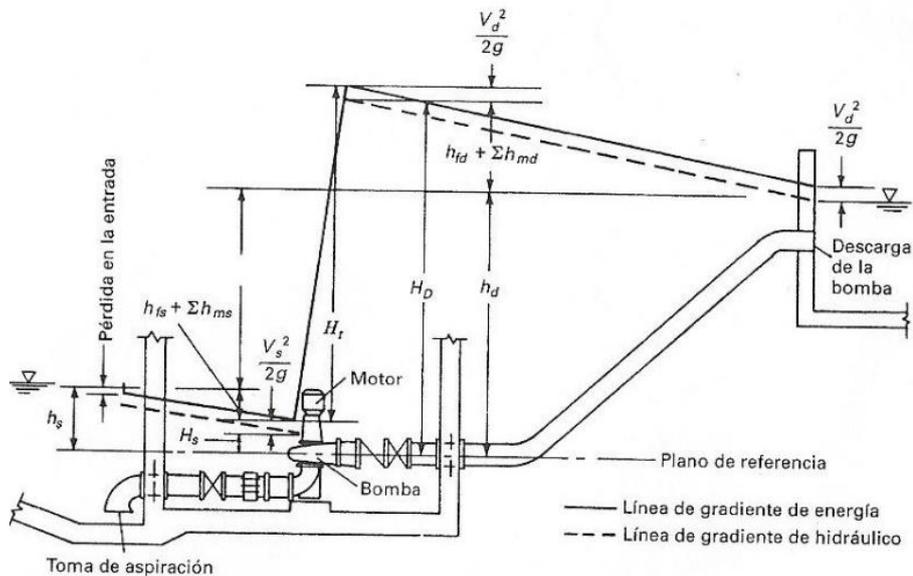


Figura 3.7. Altura de elevación en una bomba  
Fuente: Tchobanoglus, 1996.

### 3.2.4 Eficiencia ( $\eta$ )

La eficiencia de una bomba puede ser determinada como el caudal descargado contra una carga dada y con un rendimiento establecido; de esta forma la eficacia ( $\eta$ ), puede determinarse como el cociente entre la potencia útil y la potencia absorbida por la bomba (Tchobanoglus, 1996), a través de la siguiente expresión:

$$\eta = \frac{\gamma Q H_t}{75 \cdot P_i} \quad (\text{Fórmula 3.5})$$

Donde:

$\gamma$ =Peso específico del agua en  $\text{kN/m}^3$  ( $9.81 \text{ kN/m}^3$ ).

$P_i$ = Potencia absorbida en kW.

$Q$ = Caudal en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$H_t$ = Carga manométrica total en m.

La eficiencia de una bomba se ve afectada principalmente por tres tipos de pérdidas, cuya ocurrencia se da al interior de las bombas, entre las cuales tenemos pérdidas volumétricas ocasionadas por fugas entre la carcasa y el rotor, pérdidas por fricciones mecánicas en los empaques, cojinetes, discos externos y esfuerzos cortantes creados por

el líquido bombeado, y pérdidas de fricción originados por el mismo flujo (Basurto, 2012).

### 3.2.5 Curvas características

Estas curvas deben ser proporcionada por el fabricante de las bombas, ya que son diferentes para cada equipo, además estas brindan información al usuario acerca de las características del equipo, para que se pueda usar de una forma óptima las bombas seleccionadas. Estas curvas se confeccionan mediante ensayos en los que los parámetros son el caudal de bombeo que va variando para alcanzar cierta carga hidráulica a una velocidad de giro; estos ensayos se representan gráficamente en la curva de carga ( $H$  vs  $Q$ ), curva de eficiencia ( $\eta$  vs  $Q$ ) y curva de potencia ( $P$  vs  $Q$ ); estas curvas deben usarse de forma simultánea para determinar las características de operación (Gardea, 1992; Basurto, 2012). A continuación se observa en la figura 3.8 un ejemplo de curvas características descritas por Tchobanoglus (1996).

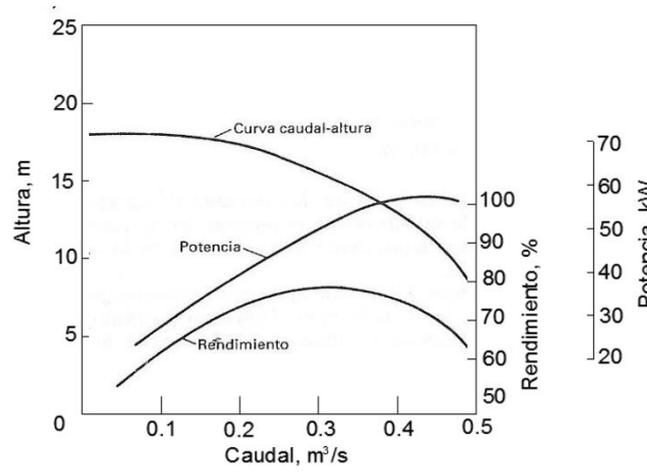


Figura 3.8. Curva característica típica de una bomba.

Fuente: Tchobanoglus, 1996.

Para la determinación de la carga requerida por una bomba o grupo de bombas, para la descarga del caudal requerido a través de un sistema de conducción, hay que desarrollar la curva de carga del sistema, la misma que se obtiene graficando los puntos correspondientes a la altura manométrica total para caudales que vayan desde cero hasta el máximo caudal esperado.

Cabe recalcar que si la curva característica de la bomba se dibuja en el mismo plano que la del sistema de bombeo, la intersección proporciona el punto de funcionamiento de la bomba como lo indica Tchobanoglus (1996), en la figura 3.9.

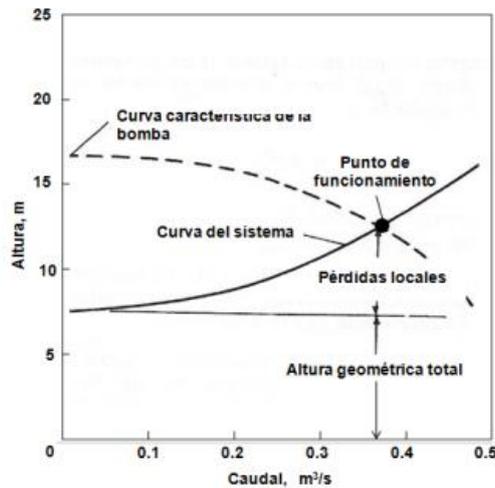


Figura 3.9. Punto de funcionamiento de la bomba en el sistema  
Fuente: Tchobanoglus, 1996.

### 3.3 Comprobación hidráulica para el caso de estudio

#### 3.3.1 Generalidades acerca de la generación y transporte de lixiviados originados en el relleno sanitario

Antes de iniciar la comprobación hidráulica es necesario conocer, datos previos del lugar, como son capacidad de los tanques donde se depositará los lixiviados, frecuencias y volúmenes de los tanqueros de los lixiviados para analizar los casos más desfavorables en los que debe operar la bomba, cuando se agregue un caudal adicional proveniente de las actividades de saneamiento hidráulico especificado en el presente trabajo en los capítulos 1 y 2.

Según los datos proporcionados por la EMAC-EP de acuerdo al mes de Junio del 2018, se sabe que dicha empresa dispone de 3 tanqueros, para extraer los lixiviados y posteriormente transportarlos, por lo que para el presente proyecto se debe determinar promedios de frecuencias y volúmenes, para determinar las condiciones más desfavorables en las que pudiera trabajar el sistema de bombeo, por lo que se presenta a

continuación en la tabla 3.3, datos de resumen de frecuencia, volúmenes diarios, semanales y mensuales así como de sus capacidades promedios. Cabe destacar que el periodo de operación de estos tanqueros es desde las 06:00 hasta las 20:00, y el escenario más desfavorable es que lleguen dos tanqueros de manera simultánea

Tabla 3.3. Frecuencias y volúmenes diarios, semanales y mensuales, y capacidades promedio por tanquero para transporte de lixiviados del mes de junio de 2018.

Tanquero	Capacidad promedio(m3)	Frecuencia			Volumen (m3).		
		Diaria	Semanal	Mensual.	Diario	Semanal	Mensual
50	12.38	4	25	99	49.52	346.64	1386.56
78	15.05	2	12	47	30.1	210.7	842.8
51	10.79	3	18	70	32.37	226.59	906.36
Total		9	55	216	111.99	783.93	3135.72

Fuente: Autores, 2018.

Además se van a utilizar los datos, provistos por IDYC Cía. Ltda. (2016), empresa consultora contratada por EMAC-EP, se tiene un valor promedio de generación de lixiviados para las dos fases de lagunas de 4500 m<sup>3</sup>/mes es decir 150 m<sup>3</sup>/día, también se tiene datos de los valores medios diarios de generación de lixiviados, en los que se utiliza el percentil 94, para el periodo 2011-2014 el valor es de 172.36 y para el periodo 2013-2014 un valor de 132.14.

Los datos anteriores no muestran una tasa de crecimiento claro por lo que para el presente proyecto se van a utilizar, el valor medio más desfavorable.

Se analizó los datos del mes de junio para transporte e lixiviados generados en el relleno sanitario, para saber el escenario más desfavorable en que el estará trabajando la bomba por lo que se tiene una tabla de resumen, de las frecuencias y volúmenes más altos, que se muestra a continuación.

Tabla 3.4. Frecuencias y volúmenes más desfavorables por tanquero de la generación y transporte de lixiviados del mes de junio de 2018.

Fecha	Frecuencia de transporte				Volumen total(m3)			Total
	Tanquero	Tanquero	Tanquero	Total	Tanquero	Tanquero	Tanquero	
	50	78	51		50	78	51	
01/06/2018	6	6	-	12	75.22	91.07	-	166.29
06/06/2018	-	6	-	6	-	74.41	-	74.41
07/06/2018	2	6	-	8	25.03	90.81	-	115.84
08/06/2018	1	6	-	7	12.45	90.58	-	103.03
14/06/2018	-	-	6	6	-	-	60.16	60.16
15/06/2018	2	-	6	8	25.07	-	76.38	101.45
16/06/2018	6	-	4	10	74.12	-	42.8	116.92
18/06/2018	3	-	6	9	35.85	-	64.35	100.20
21/06/2018	6	-	6	12	72.17	-	63.95	136.12
22/06/2018	6	-	3	9	74.43	-	33.07	107.50
27/06/2018	5	-	6	11	62.55	-	66.14	128.69
28/06/2018	6	-	4	10	74.15	-	42.84	116.99
29/06/2018	6	-	3	9	73.18	-	32.64	105.82

Fuente: Autores, 2018

De la tabla anterior se tiene que el día más desfavorable es el 1 de junio del 2018, con un frecuencia total de transporte de 12, y un volumen total diario de 166.29 m<sup>3</sup>, lo cual es menor al valor máximo diario obtenidos de la consultoría realizada por IDYC Cía. Ltda.

### 3.3.2 Comprobación de la capacidad de la bomba

La bomba escogida por la empresa consultora es la que se muestra en la siguiente figura.

IT	CODIGO	DESCRIPTION	CNT	P UNIT	P TOTAL
1	POR CONF	<b>BOMBA PARA TRANSPORTE DE LIXIVIADOS</b> <b>BOMBA ROTATIVA DE LOBULOS C-MOTOR</b> MODELO: <b>PL 100</b> MARCA: BORGER PROCEDENCIA: ESTADOS UNIDOS CAUDAL: 2.5 LPS PRESION: 25 M.C.A. MATERIAL: HIERRO FUNDIDO CON ELASTOMEROS DE EPDM IMPULSOR: 208 mm SUCCION: 3" BRIDA ANSI DESCARGA: 3" BRIDA ANSI MOTORREDUCTOR ELECTRICO: 5 HP - 230/460 VAC 3F - TEFC - FS 1.15 - 1800 RPM VELOCIDAD ANGULAR DE SALIDA: 214 RPM BASE EN ACERO ESTRUCTURAL GALVANIZADO	6	\$ 17,224.41	\$ 103,346.46

Figura 3.10. Cotización de la bomba escogida por IDYC Cía. Ltda.  
Fuente: IDYC Cía. Ltda. (2016).

Para el almacenamiento de lixiviados se tiene dos tanques de ferrocemento de 50 m<sup>3</sup>, cada uno, el objetivo es conectarse a estos tanques y comprobar la capacidad de la bomba determinada por la consultoría, así como los ciclos de funcionamiento, en el trabajo de consultoría realizado por IDYC Cía. Ltda., se tiene que inicialmente el tiempo de bombeo se fijara en 60 minutos, y una vez que se haya cumplido el tiempo de bombeo, se iniciará el reposo de la bomba cuyo valor inicialmente se fija en 2 horas, pero pueden ser modificados por personal calificado en los paneles de control.

Para determinar la capacidad de la bomba procedemos a calcular la altura manométrica total comprobar con las curvas características, a partir de la siguiente ecuación que se describió en el inciso 3.2.3.

$$H_t = H_s - H_d + h_{fs} + \sum h_{ms} + h_{fd} + \sum h_{md} + \frac{v_s^2}{2g} - \frac{v_d^2}{2g} \quad (\text{Fórmula 3.6})$$

### 3.3.2.1 Cálculo de la capacidad de la bomba

Para se desarrolla la ecuación anterior, se tiene que saber cómo está configurada la bomba lo que se ilustra en el siguiente gráfico.

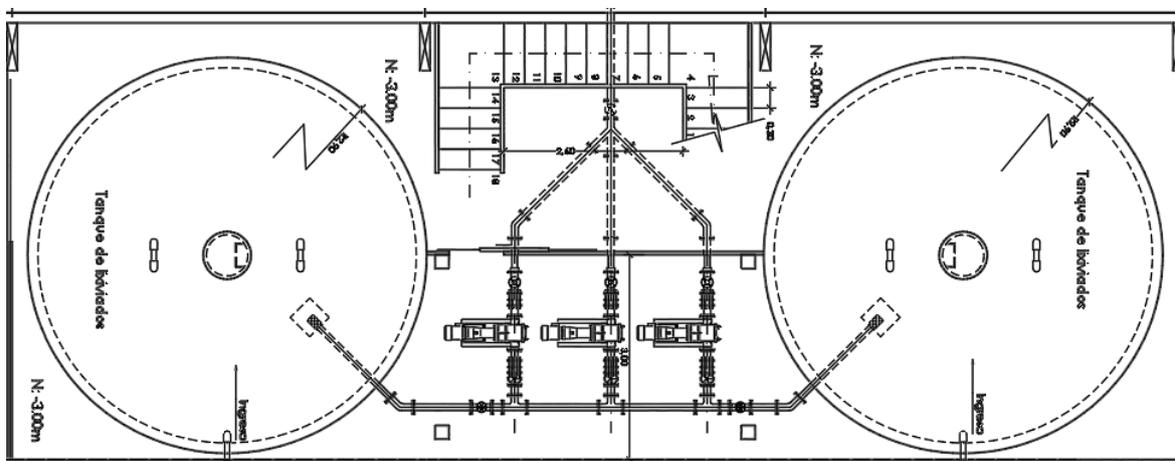


Figura 3.11. Vista en planta de las bombas, tuberías y tanques de lixiviados.  
Fuente: IDYC Cía. Ltda. (2016)

Se calcula las pérdidas singulares, en la tubería de aspiración para el caso más desfavorable, se tiene 3 tees, 2 válvulas y un codo, la tubería de aspiración es de 75 mm.

$$V_s = \frac{Q}{A} \quad (\text{Fórmula 3.7})$$

$$V_s = \frac{0.0025}{\pi * 0.0375^2}$$

$$V_s = 0.57 \text{ m/s}$$

$$\Sigma h_{ms} = 3 * 1.8 * \frac{0.57^2}{2g} + 2 * 2.5 * \frac{0.57^2}{2g} + 0.45 * \frac{0.57^2}{2g}$$

$$\Sigma h_{ms} = 0.18 \text{ m.}$$

Para el siguiente cálculo de pérdidas locales en la tubería de aspiración se va a utilizar la ecuación de Darcy Weisbach.

$$hf = f \frac{L * V^2}{D * 2g}$$

$$R_e = \frac{V * L}{\nu}$$

Donde:

V= Velocidad del Flujo.

L= Longitud característica considerada igual al radio hidráulico (R).

$$\text{Para tubería siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{\pi * r^2}{2 * \pi * r} = \frac{r}{2}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.011 m<sup>2</sup>/s x10<sup>-6</sup>)

Calculando el número de Reynolds se tiene:

$$R_e = \frac{0.57 * 0.0375}{2 * 1.011 * 10^{-6}}$$

$$R_e = 10571.2$$

No se puede usar f para flujo laminar ya que las pérdidas  $Re > 2300$ , se usa la ecuación de Colebrook-White.

$\epsilon = 0.0015$  para tuberías de PVC.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015/0.075}{3.71} + \frac{2.51}{10571.2 \sqrt{f}} \right]$$

Con métodos de cálculo aproximados  $f = 0.05$

$$hfs = 0.05 * \frac{6 * 0.57^2}{0.075 * 2g}$$

$$hfs = 0.07m$$

Se calcula las perdidas singulares, en la tubería de impulsión para el caso más desfavorable, se tiene 1 tee, 1 válvulas, un codo y un ensanchamiento, la tubería de impulsión es de inicialmente de 75mm y luego se ensancha a 90 mm.

$$Vs = \frac{Q}{A}$$

$$Vs = \frac{0.0025}{\pi * 0.045^2}$$

$$Vs = 0.39 \text{ m/s}$$

$$\Sigma h_{md} = 1.8 * \frac{0.57^2}{2g} + 2.5 * \frac{0.57^2}{2g} + 0.45 * \frac{0.57}{2g} + 0.5 * \frac{0.39^2}{2g}$$

$$\Sigma h_{md} = 0.08 \text{ m.}$$

Luego se calculan las pérdidas locales en la tubería de impulsión

$$Re = \frac{0.39 * 0.0375}{2 * 1.011 \times 10^{-6}}$$

$$Re = 7232.94$$

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015/0.075}{3.71} + \frac{2.51}{7232.94\sqrt{f}} \right]$$

Con métodos de cálculo aproximados  $f=0.05$

$$hfd1 = 0.05 * \frac{2.7 * 0.57^2}{0.075 * 2g}$$

$$hfd1 = 0.03m$$

$$hfd2 = 0.05 * \frac{1.7 * 0.39^2}{0.09 * 2g}$$

$$hfd2 = 0.007m$$

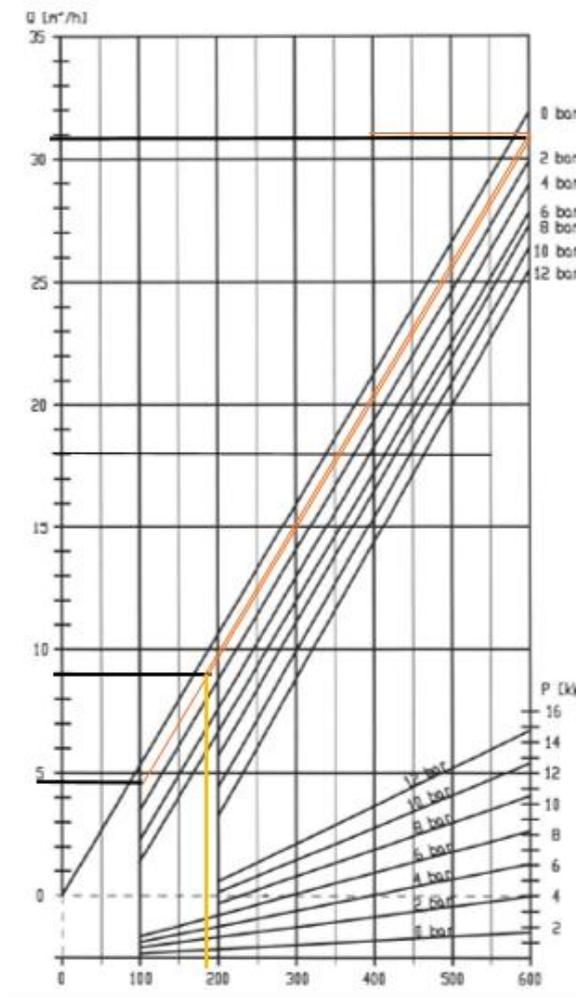
$$hfd = 0.037 \text{ m}$$

Luego con esto se determina la altura manométrica total

$$H_t = 2.1 + 0.08 + 0.18 + 0.07 + 0.036 + \frac{0.39^2}{2g} - \frac{0.57^2}{2g}$$

$$H_t = 2.458 \text{ m}$$

De las curvas características tenemos, que un caudal de 2.5 l/s, se tiene una altura geométrica de 2.1 m.c.a y pérdidas de 0.368 m.c.a, 1 bar es 10.2 m.c.a entonces si tiene, una altura geométrica de 0.21 bar y pérdidas de 0.036 bar, esto se realizó de forma gráfica en el figura de la curva característica der la bomba, según lo establecido en el inciso 3.2.5



— =Caudal de funcionamiento m3/h.

— = Carga manométrica.

Figura 3.12 .Curva característica de la bomba

Fuente: Borgüer, 2006.

Del gráfico obtenemos que para las pérdidas que se tiene, la bomba **cumplirá las condiciones de bombeo el rango de caudales va desde 4.8 m<sup>3</sup>/h hasta 31 m<sup>3</sup>/h**, el caudal que se necesita bombear es 9 m<sup>3</sup>/h.

### 3.3.3 Comprobación hidráulica de bombas considerando el escenario más desfavorable

Para la comprobación hidráulica de las bombas y tuberías, se debe conocer el escenario más desfavorable a través de datos históricos proporcionados por ETAPA-EP y EMAC-EP, para los días con mayores frecuencias y volúmenes registrados, ya que puede valorarse como trabajará el sistema de bombeo actual para este escenario, y si no cumple, proponer un tipo de solución donde se use el mismo equipo de bombeo, con un aumento en los tiempos de bombeo.

A los tiempos de registro proporcionados por la EMAC, para los tanqueros se les va a agregar el tiempo para transportarse al lugar donde se va a emplazar el proyecto conjunto, que es la vía a Nulti, además de considerar un 50% adicional al tiempo que obtenemos de Google Maps (2018), que se muestra a continuación en la figura 3.13

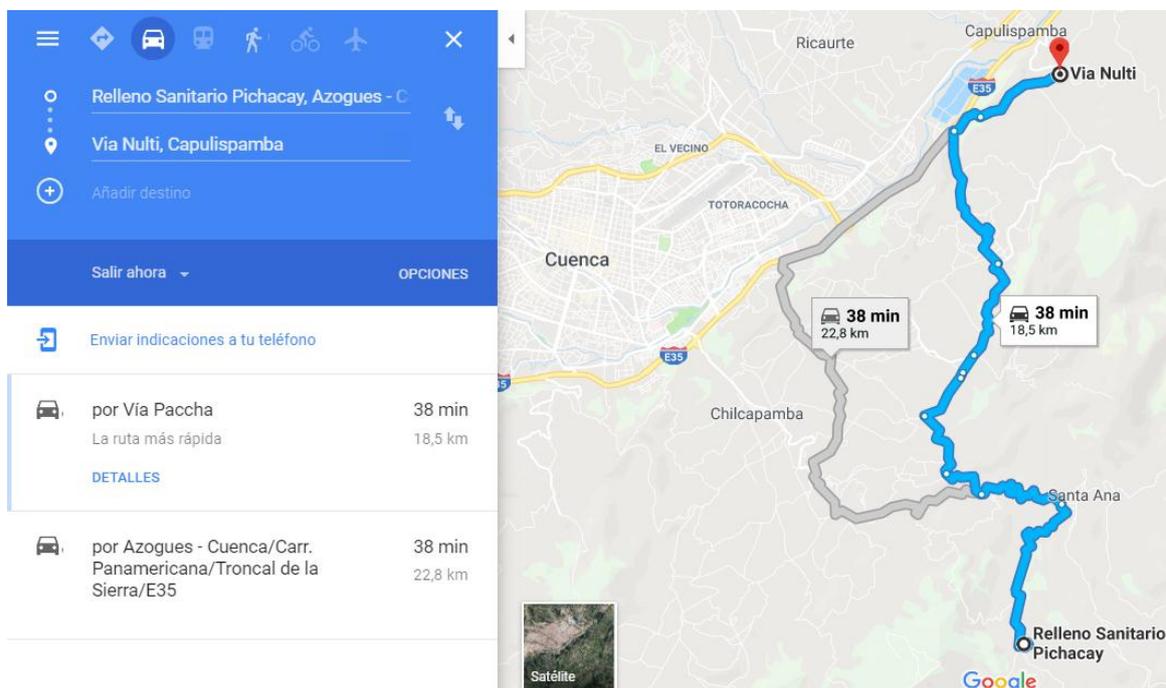


Figura 3.13. Tiempo estimado para el transporte de lixiviados desde el relleno sanitario de Pichacay hasta el lugar donde se emplazará el presente proyecto en la vía a Nulti.  
Fuente: Google (2018).

Una vez que se conocen los tiempos estimados se procederá a realizar una tabla combinada de las descargas que llegarán a las instalaciones del proyecto, en el caso más

desfavorable, para comprobar si el equipo de bombeo abastece en esta situación o en su defecto aumentar el número de horas de bombeo. A continuación se presenta la tabla combinada de frecuencias y volúmenes.

Tabla 3.5. Volúmenes más desfavorables de la generación y transporte de lixiviados y de actividades de saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP.

Hora	Volumen	Tipo de desecho	Empresa
6:40:00	15.07	Lixiviados	EMAC EP
6:50:00	12.28	Lixiviados	EMAC EP
8:51:00	15.31	Lixiviados	EMAC EP
9:07:00	12.58	Lixiviados	EMAC EP
9:35:00	4	Colector	ETAPA EP
10:58:00	15.34	Lixiviados	EMAC EP
11:10:00	4	Domiciliarias	ETAPA EP
11:28:00	12.54	Lixiviados	EMAC EP
11:35:00	4	Colector	ETAPA EP
11:40:00	6	Fosas sépticas	ETAPA EP
12:40:00	4	Colector	ETAPA EP
13:10:00	4	Colector	ETAPA EP
13:15:00	15.26	Lixiviados	EMAC EP
13:40:00	7	Fosas sépticas	ETAPA EP
14:10:00	4	Fosas sépticas	ETAPA EP
14:10:00	2	Succión de pozos	ETAPA EP
14:20:00	12.59	Lixiviados	EMAC EP
14:35:00	8	Colector	ETAPA EP
14:40:00	4	Colector	ETAPA EP
15:00:00	7	Fosas sépticas	ETAPA EP
15:10:00	8	Colector	ETAPA EP
15:50:00	4	Colector	ETAPA EP
18:04:00	12.58	Lixiviados	EMAC EP
18:22:00	15.29	Lixiviados	EMAC EP
20:15:00	12.64	Lixiviados	EMAC EP
21:02:00	14.79	Lixiviados	EMAC EP

Fuente: Autores, 2018

Para calcular si con el régimen de bombeo establecido en el proyecto, abastecen los tanques de almacenamiento de 50 m<sup>3</sup>, se determinará con días donde se tuvo los volúmenes frecuencias más desfavorables, por lo que se estableció algunas fórmulas.

Para un tanque que esta inicialmente vacío el volumen que queda en el tanque será:

$$V_{Tanque} = V_{Entrada} - 0.0025 * tiempo\ entre\ descargas \quad (Fórmula\ 3.8)$$

Para un tanque que esta con contenido el volumen que queda en el tanque será:

$$VTanque = Ventrada - 0.0025 * tiempo\ entre\ descargas * 0.5 \quad (\text{Fórmula 3.9})$$

Para facilidad de cálculo se considera un valor de 0.5 ya que el volumen bombeado será de ambos tanques, y cada uno aportaría un caudal de 1.25 l/s, a partir de lo establecido se presenta una tabla de resumen para el régimen de bombeo de 1 hora y 2 de descanso para las tres bombas; al tanque 1 donde se descargará el efluente líquido considerado para el presente proyecto se considera la mitad de descargas del tanque 2 representado en los colores azul y amarillo respectivamente, por lo que se tiene:

Tabla 3.6. Volúmenes más desfavorables de la generación y transporte de lixiviados y de actividades de saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP, en función del régimen de bombeo establecido para el proyecto.

Hora	Ve	Qs	Diferencia tiempo entre llegadas(s)	Volumen tanque 1	Volumen tanque 2
6:40:00	15.07	0.0025			15.07
6:50:00	12.28	0.0025	600		25.85
8:51:00	15.31	0.0025	7260	15.31	7.7
9:07:00	12.58	0.0025	960	14.11	19.08
9:35:00	4	0.0025	1680	16.01	16.98
10:58:00	15.34	0.0025	4980	9.785	26.095
11:10:00	4	0.0025	720	12.885	25.195
11:28:00	12.54	0.0025	1080	24.075	23.845
11:35:00	4	0.0025	420	27.55	23.32
11:40:00	6	0.0025	300	33.175	22.945
12:40:00	4	0.0025	3600	32.675	18.445
13:10:00	4	0.0025	1800	34.425	16.195
13:15:00	15.26	0.0025	300	34.05	31.08
13:40:00	7	0.0025	1500	39.175	29.205
14:10:00	4	0.0025	1800	40.925	26.955
14:10:00	2	0.0025	0	42.925	26.955
14:20:00	12.59	0.0025	600	42.175	38.795
14:35:00	8	0.0025	900	49.05	37.67
14:40:00	4	0.0025	300	52.675	37.295
15:00:00	7	0.0025	1200	52.66625	35.795
15:10:00	8	0.0025	600	59.91625	35.045
15:50:00	4	0.0025	2400	60.91625	32.045
18:04:00	12.58	0.0025	8040	63.44625	21.995
18:22:00	15.29	0.0025	1080	62.09625	35.935
20:15:00	12.64	0.0025	6780	53.62125	40.1
21:02:00	14.79	0.0025	2820	50.09625	51.365

Fuente: Autores, 2018

Como se observa con el régimen de bombeo actual, los tanques de almacenamiento no abastecen, por lo que se procederá a aumentar el régimen de bombeo a 2 horas y 2 horas de descanso, como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 3.7. Volúmenes más desfavorables de la generación y transporte de lixiviados y de actividades de saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP, con un cambio en el régimen de bombeo establecido para el proyecto.

Hora	Ve	Qs	Diferencia tiempo entre llegadas o cambio de bombeo(s)	Volumen tanque 1	Volumen tanque 2
6:40:00	15.07	0.0025			15.07
6:50:00	12.28	0.0025	600		25.85
7:40:00		0.0025	3000		18.35
8:51:00	15.31	0.005	4260	15.31	0
9:07:00	12.58	0.005	960	12.91	10.18
9:35:00	4	0.005	1680	12.71	5.98
9:40:00		0.005	300	11.96	5.23
10:58:00	15.34	0.0025	4980	5.735	14.345
11:10:00	4	0.0025	720	8.835	13.445
11:28:00	12.54	0.0025	1080	20.025	12.095
11:35:00	4	0.0025	420	23.5	11.57
11:40:00	6	0.0025	300	29.125	11.195
12:40:00	4	0.005	3600	24.125	2.195
13:10:00	4	0.005	1800	20.925	0
13:15:00	15.26	0.005	300	20.175	14.51
13:40:00	7	0.005	1500	23.425	10.76
14:10:00	4	0.0025	1800	25.175	8.51
14:10:00	2	0.0025	0	27.175	8.51
14:20:00	12.59	0.0025	600	26.425	20.35
14:35:00	8	0.0025	900	33.3	19.225
14:40:00	4	0.0025	300	36.925	18.85
15:00:00	7	0.0025	1200	36.91625	17.35
15:10:00	8	0.0025	600	44.16625	16.6
15:40:00		0.0025	1800	41.91625	14.35
15:50:00	4	0.005	600	44.41625	12.85
17:40:00		0.005	6600	27.91625	0
18:04:00	12.58	0.0025	1440	38.69625	11.05
18:22:00	15.29	0.0025	1080	37.34625	24.99
19:40:00		0.0025	4680	31.49625	19.14
20:15:00	12.64	0.005	6780	14.54625	14.83
21:02:00	14.79	0.005	2820	7.49625	22.57
21:40:00		0.005	2280	1.79625	16.87
22:40:00		0.0025	3600	0	9.67

23:45:00

0.0025

3900

0

0

Fuente: Autores, 2018

Además se muestra una tabla donde se indica el funcionamiento de las tres bombas a lo largo del día.

Tabla 3.8. Funcionamiento de la bomba a lo largo del día.

Hora		Bomba 1	Bomba 2	Bomba 3
6:40	7:40	X	-	-
7:40	8:40	X	X	-
8:40	9:40	-	X	X
9:40	10:40	-	-	X
10:40	11:40	X	-	-
11:40	12:40	X	X	-
12:40	13:40	-	X	X
13:40	14:40	-	-	X
14:40	15:40	X	-	-
15:40	16:40	X	X	-
16:40	17:40	-	X	X
17:40	18:40	-	-	X
18:40	19:40	X	-	-
19:40	20:40	X	X	-
20:40	21:40	-	X	X
21:40	22:40	-	-	X
22:40	23:45	X	-	-
23:40	0:40	-	-	-
0:40	1:40	-	-	-
1:40	2:40	-	-	-
2:40	3:40	-	-	-
3:40	4:40	-	-	-
4:40	5:40	-	-	-
5:40	6:40	-	-	-

X=Bomba en funcionamiento.

- = Bomba en descanso.

Fuente: Autores, 2018.

### 3.3.4 Comprobación hidráulica de tuberías considerando el nuevo régimen de bombeo

Del gráfico de la sección 3.4.2 se tiene que se puede cumplir con la altura de bombeo, para un caudal de 2.5 l/s, la presión inicial de salida tomada en el presente proyecto para el cálculo es de 15 m.c.a provisto por una válvula de aire triple acción, esto se tomó de los datos de la consultoría realizada por IDYC Cía. Ltda. (2016).En el presente proyecto

se va a analizar el funcionamiento simultáneo de dos bombas con una tubería de salida de 90 mm y un caudal total de 5 l/s, tenemos que la altura manométrica total en que caso de que los dos tanques estén llenos la altura manométrica total sería de 4.916, entonces la presión de salida se toma como 15 m.c.a ya que se cómo se mencionó anteriormente se tiene una válvula de aire tiple acción, la presión de salida es superior a la altura manométrica total.

Para determinar la presión de salida en la tubería se utiliza la ecuación de Bernoulli, que se muestra a continuación.

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_i + h_f$$

De la ecuación anterior, sabemos que los puntos están al mismo nivel por lo que  $Z_1$  y  $Z_2$  son cero, las velocidades se eliminan ya que son los términos son iguales al no haber cambio de sección, las presiones se consideran en m.c.a y con esto se procede a determinar la presión de salida cuando trabajan dos bombas simultáneas, por lo que queda la siguiente expresión:

$$Z_1 + p_1 = Z_2 + p_2 + \sum h_i + h_f \quad (\text{Fórmula 3.10})$$

Para calcular la velocidad de salida de la tubería se tiene:

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

$$V = \frac{0.005}{\pi (0.045)^2}$$

$$V = 0.79 \text{ m/s}$$

Para el siguiente cálculo de pérdidas en la conducción se va a utilizar la ecuación de Darcy Weisbach.

$$hf = f \frac{L * V^2}{D * 2g}$$

$$Re = \frac{V * L}{\nu}$$

Donde:

V= Velocidad del Flujo.

L= Longitud característica considerada igual al radio hidráulico (R).

$$\text{Para tubería siendo } R = \frac{\text{Área}}{\text{Perímetro mojado}} = \frac{\pi * r^2}{2 * \pi * r} = \frac{r}{2}$$

$\nu$ = Viscosidad cinemática del agua (1.011 m<sup>2</sup>/s x10<sup>-6</sup>)

Calculando el número de Reynolds se tiene

$$R_e = \frac{0.57 * 0.0375}{2 * 1.011 * 10^{-6}}$$

$$R_e = 10571.2$$

No se puede usar f para flujo laminar ya que las pérdidas  $Re > 2300$ , se usa la ecuación de Colebrook-White

$\epsilon = 0.0015$  para tuberías de PVC.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{0.0015 / 0.075}{3.71} + \frac{2.51}{10571.2 \sqrt{f}} \right]$$

Con métodos de cálculo aproximados  $f = 0.05$ , a continuación se muestra la ecuación de pérdidas de Darcy Weisbach, en función del caudal.

$$hf = f \frac{L * Q^2}{A^2 * D * 2g} = f \frac{8 * L * Q^2}{D^5 * \pi^2 * g}$$

Una vez conocidos los parámetros para el diseño como la presión de entrada 15 m.c.a, diámetro de la conducción de 90 mm se procedió a calcular la presiones de salida con la ecuación de Bernoulli, determinado las perdidas y teniendo en consideración la que la presión máxima es de 30 m.c.a, además para calcular las pendientes izquierda o derecha se resta dos cotas consecutivas y se divide para la resta de dos abscisas consecutivas a lo largo de toda la conducción, para la longitud de la tubería se aplica trigonometría y se calcula la hipotenusa con el desnivel y las abscisas ; la tabla que se muestra a continuación es un resumen de los cálculos realizados.

Tabla 3.9. Comprobación hidráulica de presiones de salida.

Abscisa	Cota	Longitud(m)	Longitud acumulada(m)	Pendiente		Diámetro(mm)	hf(m.c.a)	Piezométrica bomba(m.c.a)	Presión de salida
				Izquierda	Derecha				
0	2453.1	0	0		-0.311	90	0	4.916	15
20	2446.89	20.942	20.942	-0.311	-0.017	90	0.366	4.916	20.84
40	2446.54	20.003	40.945	-0.017	-0.008	90	0.716	4.916	20.84
60	2446.38	20.001	60.946	-0.008	0.032	90	1.066	4.916	20.65
80	2447.02	20.01	80.956	0.032	0.042	90	1.416	4.916	19.66
100	2447.86	20.018	100.974	0.042	-0.003	90	1.766	4.916	18.47
120	2447.81	20	120.974	-0.003	-0.081	90	2.116	4.916	18.17
140	2446.19	20.066	141.04	-0.081	-0.038	90	2.467	4.916	19.44
160	2445.44	20.014	161.054	-0.038	-0.117	90	2.817	4.916	19.84
180	2443.09	20.138	181.192	-0.117	-0.066	90	3.169	4.916	21.84
200	2441.77	20.044	201.236	-0.066	-0.024	90	3.52	4.916	22.81
220	2441.29	20.006	221.242	-0.024	-0.044	90	3.87	4.916	22.94
240	2440.41	20.019	241.261	-0.044	-0.01	90	4.22	4.916	23.47
260	2440.22	20.001	261.262	-0.01	-0.005	90	4.57	4.916	23.31
280	2440.12	20	281.262	-0.005	0.012	90	4.92	4.916	23.06
300	2440.36	20.001	301.263	0.012	0.062	90	5.269	4.916	22.47
320	2441.59	20.038	321.301	0.062	0.074	90	5.62	4.916	20.89
340	2443.08	20.055	341.356	0.074	-0.005	90	5.971	4.916	19.05
360	2442.99	20	361.356	-0.005	-0.032	90	6.321	4.916	18.79
380	2442.35	20.01	381.366	-0.032	0.055	90	6.671	4.916	19.08
400	2443.45	20.03	401.396	0.055	-0.15	90	7.021	4.916	17.63
420	2440.44	20.225	421.621	-0.15	-0.064	90	7.375	4.916	20.28
440	2439.15	20.042	441.663	-0.064	0.038	90	7.725	4.916	21.22
460	2439.9	20.014	461.677	0.038	0.037	90	8.075	4.916	20.12
480	2440.64	20.014	481.691	0.037	0.052	90	8.425	4.916	19.04
500	2441.68	20.027	501.718	0.052	0.019	90	8.776	4.916	17.64
520	2442.05	20.003	521.721	0.019	-0.019	90	9.126	4.916	16.92
540	2441.67	20.004	541.725	-0.019	0.019	90	9.475	4.916	16.95
560	2442.06	20.004	561.729	0.019	-0.023	90	9.825	4.916	16.22
580	2441.59	20.006	581.735	-0.023	-0.001	90	10.175	4.916	16.33
600	2441.58	20	601.735	-0.001	0.02	90	10.525	4.916	16
620	2441.99	20.004	621.739	0.02	0.037	90	10.875	4.916	15.24
640	2442.73	20.014	641.753	0.037	0.026	90	11.225	4.916	14.14
660	2443.25	20.007	661.76	0.026	0.007	90	11.575	4.916	13.27
680	2443.39	20	681.76	0.007	3.593	90	11.925	4.916	12.79

Fuente: Autores, 2018.

De la tabla anterior tenemos que no se excede la presión máxima de salida de 30 m.c.a por lo que **la tubería de diámetro 90 mm escogida para la conducción a la planta de tratamiento de aguas residuales de Ucubamba es correcta.**

### 3.3.5 Comprobación hidráulica de válvulas considerando el nuevo régimen de bombeo

Además se va comprobar las válvulas de aire y limpieza para la conducción a gravedad, de la consultoría realizada por IDYC Cía. Ltda. (2016), se tiene las siguientes expresiones, usados como criterio de diseño:

$$Qg = 0.08666 * \sqrt{S * D^5} \quad (\text{Fórmula 3.11})$$

Donde:

Qg= Caudal máximo de llenado o vaciado de la tubería, en ft<sup>3</sup>/min.

S= Pendiente en pies por pie de longitud.

D= Diámetro interior del tubo.

$$Qb = \frac{Q}{449} \quad (\text{Fórmula 3.12})$$

Donde:

Qb= Caudal drenado a bombeo, en ft<sup>3</sup>/s.

Q=Caudal de bombeo, en GPM

$$p = \frac{2 * E}{1 - H^2} * \left(\frac{e}{D}\right)^3 \quad (\text{Fórmula 3.13})$$

Donde:

p=Presión de colapso por vacío en tuberías de PVC.

E= Módulo de elasticidad del tubo, 30000 kg/cm<sup>2</sup>.

D= Diámetro del tubo, en cm.

e= Espesor del tubo, en cm.

H= Coeficiente de Poisson, 0.38 para PVC.

A continuación se proceden a realizar los cálculos, calculando primero la presión de colapso por vacío.

$$p = \frac{2 * 30000}{1 - 0.38^2} * \left(\frac{0.004}{0.09}\right)^3$$

$$p = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{1 \text{ kg}}{\text{cm}^2} = 14.223 \text{ psi} = 10 \text{ m. c. a}$$

$$p = \frac{87.6 \text{ kg}}{\text{cm}^2} = 61.6 \text{ m. c. a}$$

Para el dimensionamiento de las válvulas de aire de admisión y expulsión se tiene que verificar los caudales de admisión y expulsión de aire, en unidades del sistema inglés, para escoger el diámetro de la válvula nos basamos en el gráfico siguiente (DeZURIK, 2013).

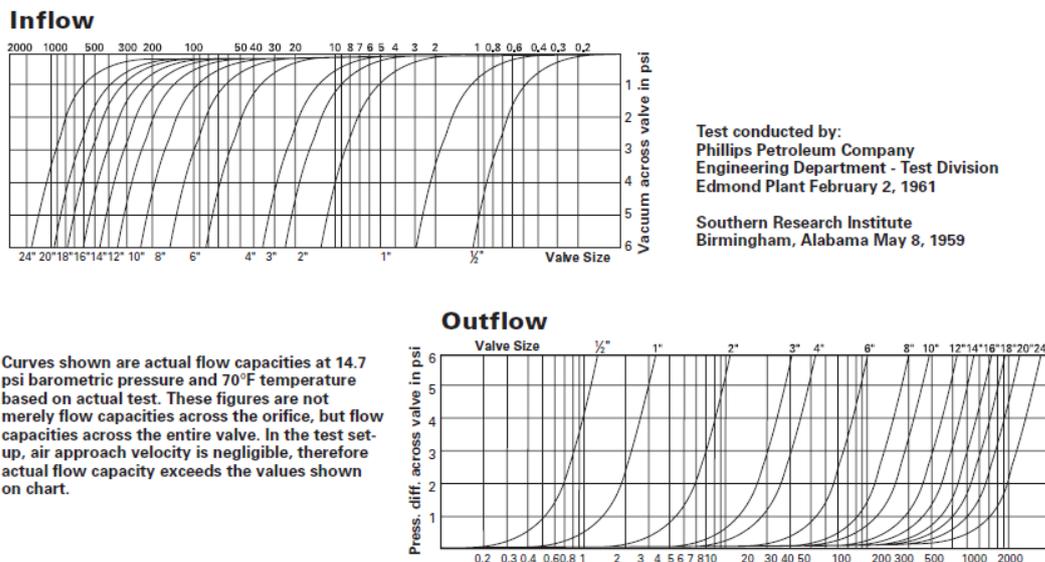


Figura 3.14 .Gráfico para escoger el diámetro de la válvula de admisión y expulsión.  
Fuente: DeZURIK, 2013.

Se tiene tres puntos para el cálculo de válvulas, que son en la abscisa 0, 100, y 400, los datos de presiones se van a tomar de lo establecido en la tabla 3.9.

Para el punto 1

$$P \text{ máxima} = 15 \text{ m.c.a} = 21.33 \text{ psi.}$$

La pendiente es la máxima absoluta entre la pendiente izquierda o derecha de la tabla 3.9, siendo  $s=0.310$ .

Luego se calcula  $Q_b$ :

$$Q_b = \frac{80.21}{449} = 0.17 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Se procede a calcular el caudal de admisión de aire mayorando  $Q_b$  por 1 para  $p > 2$  m.c.a o por 1.37 para  $p < 2$  m.c.a.

$$Q \text{ admisión aire} = 0.17 * 1 = 0.17 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Según la figura 3.14, el diámetro de la válvula de admisión es  $\frac{1}{2}$ "

Luego se calcula el caudal de expulsión de aire mayorando  $Q_b$  por 1 para  $p > 2$  m.c.a o por 1.33 para  $p < 2$  m.c.a.

$$Q \text{ expulsión aire} = 0.17 * 1 = 0.17 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Según la tabla 3.14, el diámetro de la válvula de expulsión es  $\frac{1}{2}$ ".

Se mantienen a las válvulas calculadas en la consultoría de 1" el diámetro de la válvula de admisión y de  $\frac{1}{2}$  "del diámetro de la válvula de expulsión.

Para el punto 2

$P$  máxima = 18.47m.c.a=26.23 psi.

Luego se calcula  $Q_b$ :

$$Q_b = \frac{80.21}{449} = 0.17 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Se procede a calcular el caudal de admisión de aire mayorando  $Q_b$  por 1 para  $p > 2$  m.c.a o por 1.37 para  $p < 2$  m.c.a.

$$Q \text{ admisión aire} = 0.17 * 1 = 0.17 \text{ ft}^3/\text{s}$$

Según la figura 3.14, el diámetro de la válvula de admisión es  $\frac{1}{2}$ ".

Luego se calcula el caudal de expulsión de aire mayorando  $Q_b$  por 1 para  $p > 2$  m.c.a o por 1.33 para  $p < 2$  m.c.a.

$$Q_{\text{expulsión aire}} = 0.17 * 1 = 0.17 \text{ ft}^3 / \text{s}$$

Según la figura 3.14, el diámetro de la válvula de expulsión es ½”.

Se mantienen a las válvulas calculadas en la consultoría de ½” el diámetro de la válvula de admisión y de ½” del diámetro de la válvula de expulsión.

Para el punto

P máxima = 17.63 m.c.a = 26.23 psi.

Luego se calcula  $Q_b$ :

$$Q_b = \frac{80.21}{449} = 0.17 \text{ ft}^3 / \text{s}$$

Se procede a calcular el caudal de admisión de aire mayorando  $Q_b$  por 1 para  $p > 2$  m.c.a o por 1.37 para  $p < 2$  m.c.a.

$$Q_{\text{admisión aire}} = 0.17 * 1 = 0.17 \text{ ft}^3 / \text{s}$$

Según la figura 3.14, el diámetro de la válvula de expulsión es ½”.

Luego se calcula el caudal de expulsión de aire mayorando  $Q_b$  por 1 para  $p > 2$  m.c.a o por 1.33 para  $p < 2$  m.c.a.

$$Q_{\text{expulsión aire}} = 0.17 * 1 = 0.17 \text{ ft}^3 / \text{s}$$

Según la figura 3.14, el diámetro de la válvula de expulsión es ½”.

Se mantienen a las válvulas calculadas en la consultoría de ½” el diámetro de la válvula de admisión y de ½” del diámetro de la válvula de expulsión.

Según lo establecido en la consultoría por IDYC Cía. Ltda. (2016), para las válvulas de aire se tiene que

$$Q_{\text{aire}} = 2\%Q \quad (\text{Fórmula 3.14})$$

$$Q_{aire} = 0.02 * 0.005 = 0.0001m^3/s$$

$$Q_{aire} = 0.21ft^3/s$$

Y la presión diferencial más desfavorable, tomado del estudio de consultoría es 25.06 m.c.a, que es mayor a la que se genera con el caudal de 5 l/s y en vista que la bomba operará algunas horas del día a 2.5 l/s, se tiene que según el siguiente gráfico (DeZURIK, 2011) se determina el diámetro del orificio.

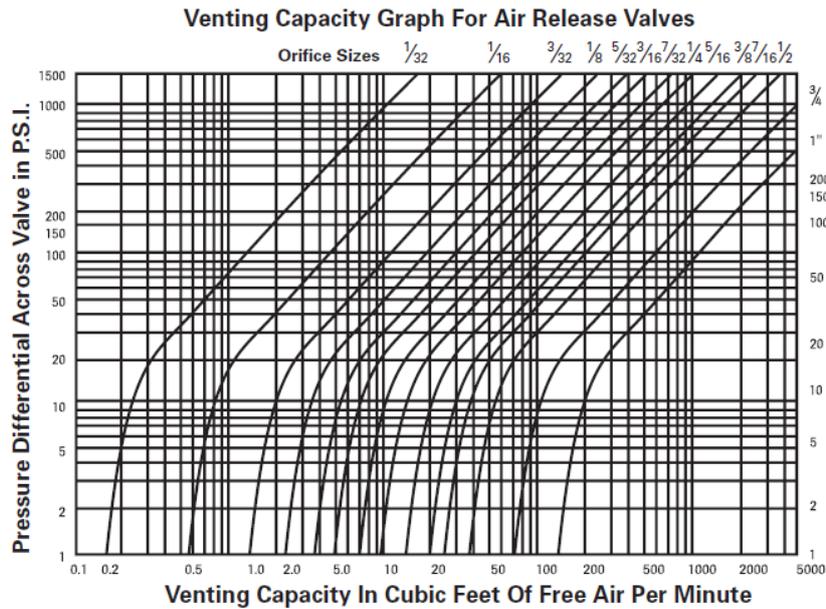


Figura 3.15. Gráfico para escoger el diámetro del orificio de válvulas de escape de aire.  
Fuente: DeZURIK, 2013.

El diámetro escogido es de 1/32” siendo el mismo que fue seleccionado por la consultoría.

### 3.4 Conclusiones del tercer capítulo

Se analizó el régimen de bombeo ya establecido para ver si abastecen los tanques a la nueva inclusión de aguas negras, para esto se tomó los días donde las frecuencias de llegada de lixiviados fueron las más altas, por lo que se llegó a la conclusión de que con el sistema de bombeo actual los tanques no cumplirían con el abastecimiento por lo que se realizó un aumento en el régimen de bombeo, pasando así a 2 horas de bombeo y 2 horas de descanso por bomba, los detalles del nuevo régimen fueron mostrados en la Tabla 3.8, dando así como resultado positivo el abastecimiento de los tanques para la incorporación del resto de fluido ya que en ningún momento estos van a colapsar debido a la cantidad de fluido que llegue.

A su vez se realizó la comprobación hidráulica de tuberías con este nuevo régimen de bombeo, por lo que se realizó una comprobación de las presiones hidráulicas de salida tal como se muestran en la tabla 3.9, lo cual en ningún momento llega a superar los 30m.c.a que es la presión máxima que se puede tener en este sistema hidráulico, se realizó un cálculo de la presión a lo largo del sistema en rangos de 20m de longitud aproximadamente, a su vez se llega a concluir que no es necesario el cambio de diámetro de la tubería por lo que este diámetro de 90mm propuesto para la conducción se puede mantener.

Como último paso se hizo una comprobación de las válvulas tomando en cuenta el nuevo régimen de bombeo, las cuales se mantienen en diámetro debido a que no existen cambios significativos de expulsión de aire, por lo que para las válvulas de admisión se mantendrá el mismo diámetro de 1" y para las válvulas de expulsión se mantendrá el mismo diámetro de ½".

Como paso final se concluye que el sistema puede funcionar de manera conjunta, tomando en cuenta los cambios en el régimen de bombeo, ya que para el resto de consideraciones hidráulicas todos los parámetros cumplen con sus términos

## **CAPITULO IV: CONCLUSIONES GENERALES Y RECOMENDACIONES.**

### **4.1 Conclusiones generales**

Se caracterizó las descargas que llegaron a la PTAR de Ucubamba, provenientes del saneamiento hidráulico en la ciudad, los cuales debido a sus bajas frecuencias se decidió dividirlos en dos grupos, siendo el primero aquellos con un mayor contenido de materia inerte, tomando como muestra representativa del grupo a la descarga proveniente de la limpieza de colectores, cuya proporción de sólidos suspendidos volátiles respecto a sólidos suspendidos totales es del 18.71%. En el segundo grupo se tomó a todos aquellos con un mayor contenido de materia orgánica, tomando como muestra representativa a las descargas provenientes de la limpieza de fosas sépticas, cuya proporción de sólidos suspendidos volátiles respecto a sólidos suspendidos totales es del 53%, se puede revisar los valores obtenidos de la caracterización en el inciso 1.3.13.

Se analizó y diseñó dos tipos de propuesta, una de éstas considerada como método tradicional y la segunda mediante el uso de nuevas tecnologías denominadas GeoTube. Se consideró el lugar de emplazamiento y el área superficial a ser utilizada en ambos casos, también se tomó en cuenta el costo de operación y mantenimiento como se muestra en el inciso 2.21, que genera el uso de estas estructuras hidráulicas, para las dos opciones propuestas se trató de optimizar los diseños para las condiciones más desfavorables de funcionamiento, llegando a la conclusión de que el pretratamiento más óptimo es el tradicional en cuanto a costos de mantenimiento y área de ocupación.

Se revisó el régimen de bombeo propuesto que tendrá la estructura de descarga de lixiviados provenientes del relleno sanitario, y se pudo constatar que en las condiciones actuales de bombeo no abastecerá para efluente líquido adicional proveniente del pretratamiento propuesto, por lo que se llegó a la conclusión de realizar una ampliación en el régimen de bombeo el cual se puede revisar en el inciso 3.3.3, y además las tuberías y válvulas propuestas para el proyecto de descarga de lixiviados, cumplen las condiciones de funcionamiento sin superar la presión máxima, al aumentar el régimen de bombeo debido al efluente líquido adicional.

#### **4.2 Recomendaciones.**

Para el proyecto que se presenta se recomienda en primer lugar una caracterización más a fondo de las descargas que se realizan en la PTAR de Ucubamba, debido a la falta de tiempo, la baja frecuencia de llegada de algunos tipos de desechos y disponibilidad de laboratorio, lo cual ayudara a optimizar los diseños hidráulicos.

Para tener una mejor comparación entre los pretratamientos se recomendaría una instalación o prueba piloto para conocer más a fondo el uso y beneficios de los GeoTube, ya que es un factor importante y un hecho por el cual también se recomienda la implantación del método tradicional, debido a que el proceso mediante GeoTube tiene una reseña teórica o practica escasa en proyectos similares en nuestro medio.

## **BIBLIOGRAFÍA**

- AASHTO. (1993). *Guide for Design of Pavement Structures*. AASHTO. Washington D.C, Estados Unidos.
- Aldás, J. (2011). *Diseño de alcantarillado sanitario y pluvial y tratamiento de aguas servidas de 4 lotizaciones unidas (Varios Propietarios), del cantón el Carmen*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador. Quito, Ecuador.
- Alianza por el Agua/Centa. (2008). *Manual de Depuración de Aguas residuales urbanas*. Zaragoza: ARPIrelieve.
- Amaya, C. (2016). *Diseño y Simulación de una compuerta plana deslizante para la Empresa Armetco*. Universidad Politécnica Salesiana Sede Cuenca. Cuenca, Ecuador.
- ANDI/BID. (1997). *Manual de Caracterización de Aguas Residuales (2da Ed.)*. ANDI. Medellín, Colombia.
- Autoridad Nacional del Agua. (2010). *Manual: Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico*. Lima, Perú.
- Badea, G. (2017). *Diseño de una EDAR para el tratamiento de aguas residuales de la industria cerámica para su reutilización en una planta de fabricación de polvo atomizado* (tesis de grado publicado). Universitat Jaume Castellón, España.
- Basurto, I. (2012). *Problemas en sistemas de bombeo que transportan aguas residuales, debido a la inyección de aire para reducir la producción de sulfuro de hidrógeno* (tesis de grado publicado). Universidad Nacional Autónoma de México. México D.F., México.
- Borgüer. (2006). *Planning Information. Borgüer Rotary Lobe Pumps. Borgüer Chopping Technology* Borgüer. Alemania.
- Cabrera, T. (2014). *Metodología para la determinación de la capacidad de descarga del vertedero de excesos en presas de tierra*. Universidad de Cuenca. Cuenca, Ecuador.
- Cano, D. (2014). *Practica número 10: "Perdidas Secundarias"*. Facultad de Estudios Superiores de Aragón. España.

- Castellanos, H., Collazos, C., Farfán, J., & Meléndez-Pertuz, F. (2017). Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico de Pendiente Variable. *Información Tecnológica*, vol.28 (6), 103-114. Recuperado de:  
<http://dx.doi.org/10.4067/S0718-07642017000600012>
- Catalán, L., Catalán, Z., Pacheco, N., & Catalán, J. (2000). *Tratado del Agua: Control de la Contaminación y Depuración (1ª. Ed.)*. Mérida: Santa María C.A.
- CEPIS/REPAMAR. (1999). *Manejo ambientalmente adecuado de lodos provenientes de plantas de tratamiento*, Dirección de Medio Ambiente, Quito, Ecuador, agosto. Consultado el 21 de Abril del 2018. Recuperado de  
<http://www.bvsde.ops-oms.org/eswww/repamar/gtzproye/lodos/lodos.html>
- Chow, V. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos, 1ª Ed.* Santafé de Bogotá: McGraw Hill.
- Cimbala, J., Çengel, Y., (2006). *Mecánica de Fluidos, Fundamentos y aplicaciones (1ª. Ed.)* México: McGraw-Hill.
- Coche, A. (1993). *Construcción de estanques para la piscicultura en agua dulce, estructuras y trazados para explotaciones piscícolas*. Roma, Italia. Colecciones FAO.
- CONAGUA (2007). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Conducción*. CONAGUA. Distrito Federal, México.
- CONAGUA (2014). *Procedimiento de muestreo, análisis y reporte de calidad de las aguas residuales*. CONAGUA. Distrito Federal, México.
- CONAGUA (2016). *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario*. CONAGUA. Distrito Federal, México.
- Cortés, F., Treviño, A., Sáenz, A., Ávila, C. (2015). *Mass balance for industrial process wastewater*. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*. 9(1) ISSN 1990-8830 / RNPS 2125
- Delgado, A. (2013). *Ingeniería de Detalles de una Planta Elevadora de Aguas Servidas de Capacidad  $Q=11.5$  L/s y  $H=6.0$  m de Bombas Sumergibles* (tesis de grado publicado). Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.

- DeZURIK. (2011). *APCO AIR VALVE GUIDE*. Consultado el 12 de Julio del 2018.  
Recuperado de <http://www.dezurik.com/files/3313/5731/8371/apco-air-valve-guide-610.pdf>
- DeZURIK. (2013). *APCO AIR/VACUUM VALVES*. Consultado el 12 de Julio del 2018.  
Recuperado de <http://www.dezurik.com/files/3313/5731/8371/apco-air-valve-guide-610.pdf>
- Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2000). *Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000*. Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá, Colombia.
- ETAPA EP. (2018). *Registro de Ingreso de Descargas de la PTAR Ucubamba*. Cuenca, Ecuador: ETAPA EP
- Etapa. (n.d). Consultado 28 de Abril del 2018. Recuperado de <http://www.etapa.net.ec/Productos-y-servicios/Saneamiento/Personal-y-Equipo>
- Farías, H. (1995). *Fórmulas prácticas para el diseño de canales sin revestir en terrenos aluviales*. Ingeniería del Agua, 2(3), 93-105. Doi: 10.4995/ia.1995.2682
- Farinango, D. (2014). *Análisis Comparativo de Costos entre el Pavimento Rígido y Pavimento Flexible* (tesis de grado publicado). Universidad Central del Ecuador. Quito, Ecuador.
- Fernández, A. (2015). *Informe del Ensayo CBR para pavimentos*. Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo. Lambayeque, Perú.
- Frutos, C. (2014). *Estudio Teórico de Estructuras Hidráulicas*. Universidad Politécnica de Cartagena. Cartagena, Colombia.
- Gardea, H. (1992). *Aprovechamientos hidroeléctricos y de bombeo*. UNAM, Facultad de Ingeniería. Distrito Federal: Trillas.
- Garzón, L. (2011). *Diseño de una guía para la elaboración de filtros lentos de potabilización del agua*. Universidad de Chile. Santiago de Chile, Chile.
- Geo & Geo. (2016). *Levantamiento Geológico, Geotécnico para la descarga de lixiviados del Relleno Sanitario de Pichacay*. Cuenca, Ecuador.
- Google. (2018). Consultado 6 de Julio del 2018. Recuperado de <https://www.google.com/maps/dir/Relleno+Sanitario+Pichacay,+Azogues+>

[+Cuenca,+Cuenca/Via+Nulti,+Capulispamba/@-2.9172457,-78.9759863,12.75z/data=!4m14!4m13!1m5!1m1!1s0x91cd19dddbeed48b:0xd363fbb0c28c1ce0!2m2!1d-78.9304687!2d-2.9655233!1m5!1m1!1s0x91cd10b30b8f2a6b:0xf553fbc42d3828f2!2m2!1d-78.9243341!2d-2.8683394!3e0](http://Cuenca,+Cuenca/Via+Nulti,+Capulispamba/@-2.9172457,-78.9759863,12.75z/data=!4m14!4m13!1m5!1m1!1s0x91cd19dddbeed48b:0xd363fbb0c28c1ce0!2m2!1d-78.9304687!2d-2.9655233!1m5!1m1!1s0x91cd10b30b8f2a6b:0xf553fbc42d3828f2!2m2!1d-78.9243341!2d-2.8683394!3e0)

Gutiérrez, M. (2007). *Master en Ingeniería y Gestión Medio Ambiental 2007/2008. Módulo: Aguas. Cálculos Hidráulicos*. EOI. Madrid, España.

Hernández Muñoz, A., Hernández Lehmann, A., & Galán, P. (2004). *Manual de depuración uralita*. España: Thomson.

IDYC Cía. Ltda. (2016). *Mejoramiento del manejo de los lixiviados generados en el relleno Sanitario de Pichacay*. Cuenca, Ecuador.

INEC (1 de Noviembre del 2017). *Conozcamos a Cuenca a través de sus cifras*. INEC. Quito, Ecuador. Consultado el 30 de Abril del 2018. Recuperado de <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/conozcamos-cuenca-a-traves-de-sus-cifras/>

INEN (2013). *Agua. Calidad del Agua. Muestreo. Manejo y Conservación de Muestras* (1era Ed.) Quito: INEN.

Instituto de Toxicología de la Defensa. (2016), *Protocolo de toma de muestras de agua residual*. España. Consultado 22 de Abril del 2018. Recuperado de <http://www.defensa.gob.es/itoxdef/Galerias/documentacion/protocolos/ficheros/PROTOCOLO DE TOMA DE MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL ver 2.pdf>

Instituto Español del Cemento y sus Aplicaciones IECA. (2012). *Diseño y ejecución de juntas en pavimentos y soleras de hormigón*. Madrid, España.

Instituto Nacional de Salud (2011). *Manual de Instrucciones para la Toma, Preservación y Transporte de Muestras de Agua de Consumo Humano para Análisis de Laboratorio*. Instituto Nacional de Salud. Bogotá, Colombia.

Jácome, A., Suárez, J., & Ures, P. (2014). *Procesos de Regulación-Homogeneización* Universidad da Coruña, La Coruña, España. Consultado el 30 de Junio del 2018. Recuperado de <https://www.wateractionplan.com/documents/177327/558161/Procesos+de+regu>

[iaci%20B3n-homogenizaci%20B3n.pdf/47d7e07a-42fb-769b-b131-912050e0412c](http://iaci%20B3n-homogenizaci%20B3n.pdf/47d7e07a-42fb-769b-b131-912050e0412c)

Jarrín, M. (2014). *Bases para el Diseño Hidráulico de Transiciones de Flujo Subcrítico y Supercrítico*. Universidad Central del Ecuador. Quito, Ecuador.

Lesikar, B., & Enciso. (2000). *Fosas séptica y campo de absorción. Servicio de extensión Agrícola de Texas, el sistema Universitario Texas A & M (en línea)*. Consultado el 21 de Abril del 2018. Recuperado de [http://repository.tamu.edu/bitstream/handle/1969.1/86911/pdf\\_1228.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repository.tamu.edu/bitstream/handle/1969.1/86911/pdf_1228.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Lind, D., Marchal, S., & William, W. (2008). *Estadística aplicada a los negocios y la economía (13ª. Ed.)*. Distrito Federal: McGraw-Hill Interamericana

Lozano-Rivas, W. (2012). *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*. Bogotá, Colombia: Departamento de Publicaciones y Comunicación Gráfica de la Universidad Piloto de Colombia.

Lozano-Rivas, W. (2013). *Calidad fisicoquímica del agua: Métodos simplificados para su muestreo y análisis*. Bogotá, Colombia: Departamento de Publicaciones y Comunicación Gráfica de la Universidad Piloto de Colombia.

Maldonado, V. (2014). *Sedimentación*

Martínez, H. (2011). *Evaluación experimental de los coeficientes de gastos utilizados en fórmulas de vertederos en diferentes condiciones de operación*. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

Mataix, C. (1986). *Mecánica de Fluidos y Maquinas Hidráulicas (2da Edición)*. Madrid: Ediciones del Castillo, S.A.

Méndez, M. (2007). *Tuberías a presión en los Sistemas de Abastecimiento de Agua*. Universidad Católica Andrés Bello. Caracas, Venezuela.

Metcalf., & Eddy. (2003). *Wastewater Engineering: Treatment, disposal and Reuse (4th Edition)*. New York: McGraw-Hill.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma Técnica OS.090 Plantas de tratamiento de aguas Residuales*. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Lima, Perú.

- Mira, L. (2006). *Análisis estadístico multivariado de los parámetros de calidad del agua en vertimientos urbanos en la ciudad de Bogotá*. Universidad de los Andes, Bogotá, Colombia.
- MOP. (2002). *ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES. Capítulo I.MOP-001-F-2002*. Ministerio de Obras Públicas. Quito, Ecuador.
- MOP. (2003). *NORMAS DEL DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS*. Ministerio de Obras Públicas. Quito, Ecuador.
- Morresi, M., & Zucarelli, G. (2008). *Flujo en Canales Abiertos: Caracterización en Cursos de la Provincia de Santa Fe, República -7 Agosto de 1998*. Santa Fe, Argentina Recuperado de:  
<https://www.fceia.unr.edu.ar/curiham/Secciones/Cuadernos/Pdf-991/zucarelli-morresi.pdf>
- MTOP. (2013). *NORMA ECUATORIANA VIAL. NEVI-12-MTOP.VOLUMEN N°2-LIBRO A. NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑOS VIALES*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Quito, Ecuador.
- Norma Técnica Ecuatoriana. (2013). *Agua, Calidad del agua, Muestro, Manejo y conservación de muestras*. Instituto Ecuatoriano de Normalización. Quito, Ecuador. Primera Edición.
- OMS. (1995). *Operación y mantenimiento de lecho de secado (en línea)*. Consultado 21 de Abril del 2018. Recuperado de <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsacd/scan/029505/029505-10.pdf>
- OPS/CEPIS. (2005). *Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores*. Lima, Perú.
- Orozco, A. (2005). *Bioingeniería de aguas residuales: teoría y diseño*. Colombia: Asociación Colombiana de ingeniería Sanitaria y Ambiental. Acodal.
- Ortiz, M., Gutiérrez, M., & Sánchez, E. (1995). *Propuesta de manejo de los lodos residuales de la planta de tratamiento de la Ciudad Industrial del Valle de Cuernavaca, Estado de Morelos, México; vol. 11 , núm. 2, pp. 105-115*. Recuperado de: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=37011206>

- Pedocchi, F., Mosquera, R., Teixeira, L., Groposo, V. (2011). *Informe final por tareas de asesoramiento realizadas por el IMFIA para la Administración Nacional de Puertos*. Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental. Montevideo, Uruguay.
- Pérez, L. (2005). *Nociones sobre orificios y vertederos, Tipos de escurrimiento uniforme en canales, Remansos y resaltos, y su relación con la sedimentación y la corrosión en cloacas*. Instituto de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. Buenos Aires, Argentina.
- Pérez, R. (2010). *Diseño del Pavimento Rígido del camino que conduce a la aldea El Guayabal, Municipio de Estanduela del Departamento de Zacapa* (tesis de grado publicado). Universidad San Carlos de Guatemala. Ciudad de Guatemala, Guatemala.
- Pontón, C. (2010). *Apuntes de la materia de PAVIMENTOS*. Universidad Central del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Ramallo, R. (1996). *Tratamiento de aguas residuales*. Barcelona, España. Editorial Reverté, S.A.
- Ramos, R.; Sepúlveda, R.; & Villalobos, F. (2003). *El Agua en el Medio Ambiente, Muestreo y Análisis*. Baja California, México: Plaza y Valdés, S.A. de C.V.
- Rico, M. (2008). *Cálculo y Selección del equipo de bombeo para el desalojo de aguas pluviales y residuales del Fraccionamiento Bosques del Valle* (tesis de grado publicado). Instituto Politécnico Nacional. Distrito Federal, México.
- Rodie, E. & Hardenberg. (1987). *Ingeniería Sanitaria*. Distrito Federal, México. Editorial Continental, S.A. de C.V.
- Rodríguez-Monroy, J., & Durán de Bazúa, C. (2006). *Remoción de nitrógeno en un sistema de tratamiento de aguas residuales usando humedales artificiales de flujo vertical a escala de banco*. *Tecnol. Ciencia Ed.* 21, 25-33
- Rodríguez, P. (2008). *Hidráulica II, Hidráulica de canales*. Oaxaca, México.
- Rojas, A. (2012). *Fundamentos de procesos químicos Primera Edición*. Universidad Nacional de Colombia. Manizales, Colombia.
- Romero, J. (2000) *Tratamiento de aguas residuales, teoría y principios de diseño*. Colombia: Escuela Colombiana de Ingenierías.

- Romero, J. (1999). *Potabilización del agua*. México D.F., México: ALFAOMEGA Grupo Editorial.
- Rosales, E. (2003). *Tanque sépticos: conceptos teóricos base y aplicaciones*. Centro de Investigaciones en Vivienda y Construcciones, Escuela de Ingeniería en Construcción. Cartago: Tecnológico de Costa Rica.
- Sánchez, G., Barillas, N., & Córcega, M. (2006). *Muestreo de aguas Residuales e Industriales*. Universidad Gran Mariscal de Ayacucho. Ayacucho, Perú.
- Secretaría del Agua (2014). *Norma de Diseño para sistemas de Abastecimiento de Agua Potable, Disposición de Excretas y Residuos Líquidos en el Área Rural*, Secretaría del Agua, Quito, Ecuador. Consultado el 30 de Abril del 2018. Recuperado de [http://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma\\_rural\\_para\\_estudios\\_y\\_disenos.pdf](http://www.agua.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/04/norma_rural_para_estudios_y_disenos.pdf)
- SENASBA/PERIAGUA. (2015), *Guía para la toma de muestras de agua residual*. La Paz, Bolivia. Consultado 21 de Abril del 2018. Recuperado de [https://periagua.webmo.info/img\\_auth.php/7/7f/Guia\\_para\\_la\\_toma\\_de\\_muestra\\_de\\_agua\\_residual.pdf](https://periagua.webmo.info/img_auth.php/7/7f/Guia_para_la_toma_de_muestra_de_agua_residual.pdf)
- Seoánez, M., & Angulo, I. (1995). *Aguas residuales urbanas: Tratamientos naturales de bajo costo y aprovechamiento*. Madrid: Mundi prensa libros S.A.
- Sotelo-Ávila, G. (1997). *Hidráulica General Volumen I*. UNAM, México D.F., México: Editorial Limusa, S:A: de C.V.
- Sotelo-Ávila, G. (2002). *Hidráulica de canales, 1ª Ed.*, UNAM Facultad de Ingeniería, México D.F., México.
- Spellman, F. (2003). *Handbook of water & wastewater treatment plant operations*. Florida: CRC Press LLC
- Tchobanoglus, G. (1996). *Ingeniería de Aguas Residuales, Redes de Alcantarillado y Bombeo (Tomo III)*. Ciudad de México: Editorial McGraw- Hill.
- Tecnología de filtración Geotube. (2012). *TenCate Geosynthetics Americas Geosintéticos Sistemas de Filtración*.

- Tilley, E., Ulrich, L., Lüthi, C., Reymond, P., Schertenleib, R., & Zurbrügg, C. (2008). *Compendio de sistemas y tecnologías de saneamiento*. EAWAG, Dübendorf, Suiza.
- Valdez, E., Vázquez, A. (2003). *Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales*. México DF, México: Fundación ICA.
- Valencia, A. (2013). *Diseño de un sistema de Tratamiento para las aguas residuales de la cabecera parroquial de San Luis- Provincia de Chimborazo*. (Tesis de Grado). Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Riobamba, Ecuador.
- Vásquez, A. (2013). *Medición de flujo en compuertas y orificios*. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.
- Vásquez, S. (2014). *Caracterización de los lodos provenientes de las fosas sépticas de Zamorano para la selección de alternativas de tratamiento*. Escuela Agrícola Panamericana, Zamorano, Honduras.
- Villamarin, S. (2013). *Manual básico de Diseño de Estructuras de disipación de Energía Hidráulica*. Escuela Politécnica del Ejército. Sangolquí, Ecuador.
- Wackerneuson. (n.d). Consultado 24 de Junio del 2018. Recuperado de [http://www.wackerneuson.at/fileadmin/user\\_upload/images/Products/Brochures/Title Pictures/Flyer Pumps Calc Example WR 2 3/ES WN Bombas calculo.pdf](http://www.wackerneuson.at/fileadmin/user_upload/images/Products/Brochures/Title Pictures/Flyer Pumps Calc Example WR 2 3/ES WN Bombas calculo.pdf)
- Wills, A.; Vélez, S.; Arboleda, A.; & Garcés, J. (2010). *PROPUESTA METODOLÓGICA PARA LA EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS EN EL SITIO DE ORIGEN*. Revista EIA, ISSN 1794-1237 Número 13, p. 93-105.
- Zubicaray, M. (2000). *BOMBAS. Teoría, Diseño y Aplicaciones*. México D.F., México: Editorial LIMUSA S.S. de C.V. Grupo noriega Editores.

## ANEXOS

ANEXO 1: NTE INEN 2169:2013. Agua. Calidad del Agua. Muestreo. Manejo y Conservación de Muestras.



Quito - Ecuador

---

**NORMA TÉCNICA ECUATORIANA**

**NTE INEN 2169:2013**  
**Primera revisión**

---

## **AGUA. CALIDAD DEL AGUA. MUESTREO. MANEJO Y CONSERVACIÓN DE MUESTRAS**

**Primera Edición**

**WATER. WATER QUALITY. SAMPLING. HANDLING AND CONSERVATION OF SAMPLES.**

**First Edition**

---

**DESCRIPTORES:** Agua, calidad, muestreo, muestras para el análisis, preservación, manejo, condiciones generales.  
**AL:** 01.08-202  
**COU:** 814.777.620.113  
**CIU:** 4100  
**ICS:** 13.060.01

CDU: 614.777.620.113  
ICS: 13.000.01



CIU: 4100  
AL 01.06.202

<p>Norma Técnica Ecuatoriana Voluntaria</p>	<p>AGUA. CALIDAD DEL AGUA. MUESTREO MANEJO Y CONSERVACIÓN DE MUESTRAS</p>	<p>NTE INEN 2189:2013 Primera revisión 2013-08</p>
<p style="text-align: center;"><b>1. OBJETO</b></p> <p>1.1 Esta norma establece las técnicas y precauciones generales que se deben tomar para conservar y transportar todo tipo de muestras de agua incluyendo aquellas para análisis biológicos pero no análisis microbiológicos.</p> <p style="text-align: center;"><b>2. ALCANCE</b></p> <p>2.1 Esta norma se aplica particularmente cuando una muestra (simple o compuesta) no puede ser analizada en el sitio de muestreo y tiene que ser trasladada al laboratorio para su análisis.</p> <p style="text-align: center;"><b>3. DISPOSICIONES GENERALES</b></p> <p>3.1 Las aguas, particularmente las aguas superficiales y sobre todo las aguas residuales, son susceptibles a cambios en diferente grado como resultado de las reacciones físicas, químicas o biológicas, las cuales tienen lugar desde el momento del muestreo al comienzo del análisis. La naturaleza y la velocidad de estas reacciones son tales que, si no se toman precauciones antes y durante el transporte, así como durante el tiempo en el cual las muestras son conservadas en el laboratorio antes del análisis, las concentraciones determinadas en el laboratorio serán diferentes a las existentes en el momento del muestreo.</p> <p>3.2 Principalmente en casos de duda, se debe consultar al analista y/o al especialista que interpretará los resultados, antes de decidir sobre el método preciso de conservación y manipulación.</p> <p>3.3 Las causas de variación son numerosas, algunas de ellas son las siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>a) Las bacterias, algas y otros microorganismos pueden consumir ciertos elementos presentes en la muestra; pueden modificar la naturaleza de los constituyentes para producir nuevos. Esta actividad biológica afecta, por ejemplo: al contenido de oxígeno disuelto, al dióxido de carbono, a los compuestos de nitrógeno, fósforo y algunas veces al silicio.</li> <li>b) Ciertos compuestos pueden ser oxidados por el oxígeno disuelto contenido en las muestras o por el oxígeno atmosférico, por ejemplo: compuestos orgánicos, hierro (II), sulfuros, etc.</li> <li>c) Ciertas sustancias pueden precipitar, por ejemplo: calcio, carbonatos, metales y compuestos metálicos como: hidróxido de aluminio, Al (OH)<sub>3</sub>, fosfato de magnesio Mg<sub>3</sub> (PO<sub>4</sub>)<sub>2</sub>; o perderse en la fase gaseosa (por ejemplo: oxígeno, cianuro, mercurio).</li> <li>d) El pH, la conductividad, el contenido de dióxido de carbono, etc., pueden modificarse por la absorción del dióxido de carbono del aire.</li> <li>e) Los metales disueltos o en estado coloidal así como ciertos compuestos orgánicos pueden ser absorbidos o adsorbidos irreversiblemente sobre la superficie de los recipientes o por los materiales sólidos contenidos en la muestra.</li> <li>f) Los productos polimerizados pueden despolimerizarse; lo contrario, los compuestos simples pueden polimerizarse.</li> </ul> <p style="text-align: right;">(Continúa)</p> <hr/> <p>DESCRIPTORES: Agua, calidad, muestreo, muestras para el análisis, preservación, manejo, condiciones generales.</p>		

3.4 La extensión de estas reacciones está dada en función de la naturaleza química y biológica de la muestra, de su temperatura, su exposición a la luz, la naturaleza del recipiente en el cual se coloca, el tiempo entre el muestreo y el análisis, las condiciones a la que ha sido sometida, por ejemplo: reposo o agitación durante el transporte.

3.5 Los cambios relativos a un constituyente en particular varían en grado y velocidad no solamente en función del tipo de agua, sino también en función de las condiciones ambientales.

3.6 Debe enfatizarse que estas variaciones son, muchas veces, lo suficientemente rápidas como para modificar considerablemente la muestra en varias horas. En todo caso, se deben tomar las precauciones necesarias para minimizar estas reacciones, y en el caso de la determinación de muchos parámetros realizar el análisis sin demora.

3.7 Como las variaciones en la muestra de agua se deben en gran medida a procesos biológicos, se debe escoger de entre varios métodos de conservación el que no introduzca contaminación inaceptable.

3.8 Como una guía puede decirse que los métodos de conservación son menos efectivos en las aguas residuales crudas que en las aguas residuales purificadas (efluentes de las plantas de tratamiento biológico). También se ha observado que el comportamiento de varias muestras de aguas residuales durante el almacenamiento es diferente, dependiendo de si las muestras han sido tomadas de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales o industriales.

3.9 Por otro lado, las aguas superficiales y las aguas subterráneas, pueden almacenarse con mayor efectividad. En el caso de aguas potables, el problema del almacenamiento se resuelve más fácilmente debido a que son menos susceptibles a reacciones biológicas o químicas.

3.10 Dependiendo de estas variaciones que afectan las muestras de agua, puede ser necesario, para ciertas determinaciones, tomar muestras individuales en vez de colectivas y analizarlas inmediatamente en el lugar del muestreo. Debe recordarse que el almacenamiento de muestras por periodos largos sólo es posible para la determinación de un número limitado de parámetros.

3.11 Pese a las numerosas investigaciones que han sido realizadas con el objeto de recomendar métodos los cuales hagan posible guardar las muestras de agua sin modificaciones en su composición, es imposible dar reglas absolutas, que cubran todos los casos y situaciones y que no presenten excepciones.

3.12 En todos los casos, el método de almacenaje, debe ser compatible con las técnicas analíticas que serán usadas.

3.13 Como se ha establecido en los párrafos anteriores es imposible dar reglas absolutas para la conservación, por lo que se deben considerar las siguientes recomendaciones:

3.13.1 La duración de la conservación, la naturaleza del recipiente y la eficacia de los procesos de conservación, no dependen, solamente de los elementos y de los niveles a ser analizados, sino también de la naturaleza de la muestra. Las tablas 1, 2, 3 y 4 de esta norma, por lo tanto se deben considerar como una guía.

3.13.2 No debe existir una diferencia significativa entre los resultados de una determinación realizada inmediatamente y los resultados obtenidos luego de la conservación; cada analista debe por lo tanto verificar el método particular de análisis que intenta usar, y si las sugerencias de las tablas 1, 2, 3 y 4 de esta norma, son adecuadas para la muestra que él está procesando.

3.13.2.1 La tabla 1 es una guía general para la conservación de muestras. Debido a la heterogeneidad de las aguas naturales y de las aguas residuales, estas necesitan, antes del análisis, un tratamiento de acuerdo a lo establecido en esta tabla.

3.13.2.2 La tabla 2 da una guía de los parámetros que se pueden analizar utilizando un mismo método de conservación. Los parámetros no enlistados en ésta tabla, normalmente no se conservan utilizando estos métodos.

(Continúa)

3.13.2.3 La tabla 3 proporciona métodos adecuados para la preservación de los grupos de vegetales y animales más estudiados. Los parámetros biológicos a ser determinados son numerosos y varias veces varían de una especie biológica a otra. Por esta razón es imposible detallar una lista completa de todas las precauciones que se deben tomar para preservar la muestra.

3.13.2.4 La tabla 4 indica los métodos adecuados para la conservación de las muestras destinadas al análisis de muestras radiactivas.

3.13.3 Esta norma indica los métodos de análisis a ser ejecutados, y cuando es posible los métodos de conservación recomendados para ese análisis.

3.13.4 Además, dado que puede existir incompatibilidad entre el análisis a ser realizado y los varios tipos de conservantes y recipientes posibles, es necesario tomar varias muestras de la misma agua y tratar, a cada una de ellas, en relación al análisis para el cual fueron tomadas. La elección del procedimiento de conservación debe estar sujeta a la consulta con el analista.

### 3.14 Manejo y conservación

#### 3.14.1 Tipos de recipientes

3.14.1.1 Es muy importante escoger y preparar los recipientes.

3.14.1.2 El recipiente que va a contener la muestra, y la tapa, no deben:

- a) ser causa de contaminación por lixiviación de componentes inorgánicos de recipientes de vidrio (por ejemplo: los de borosilicato o los de sodio-cal, pueden incrementar el contenido de silicio y sodio), metales y compuestos orgánicos de los plásticos. Algunas tapas coloreadas pueden contener niveles significativos de metales pesados;
- b) absorber o adsorber los constituyentes a ser determinados (por ejemplo: los hidrocarburos pueden ser absorbidos en un recipiente de polietileno; trazas de los metales pueden ser adsorbidas sobre la superficie de los recipientes de vidrio, lo cual se previene acidificando las muestras);
- c) reaccionar con ciertos constituyentes de la muestra (por ejemplo: los fluoruros reaccionan con el vidrio).
- d) tener una superficie a la cual no se puedan aplicar métodos de limpieza y tratamiento con la finalidad de reducir la contaminación de la muestra por trazas de constituyentes como metales pesados o radionucleidos.

3.14.1.3 El uso de recipientes opacos o de vidrio ámbar puede reducir las actividades fotosensitivas considerablemente.

3.14.1.4 Es preferible reservar un juego de recipientes para las determinaciones especiales de forma que se reduzcan al mínimo los riesgos de contaminación cruzada.

3.14.1.5 Las precauciones son necesarias en cualquier caso, para prevenir que los recipientes que anteriormente hayan estado en contacto con muestras de alta concentración de algún elemento, contaminen posteriormente muestras de baja concentración. Los recipientes desechables son adecuados, si son económicos para prevenir este tipo de contaminación pero no se recomiendan para determinaciones de parámetros especiales como los de pesticidas organoclorados.

3.14.1.6 Las muestras en blanco de agua destilada deben tomarse, conservarse y analizarse como un control de la elección del recipiente y del proceso de lavado.

3.14.1.7 Cuando las muestras son sólidas o semisólidas, se deben usar jarras o botellas de boca ancha.

3.14.1.8 Otros factores a ser considerados son la resistencia a temperaturas extremas, resistencia a la rotura, facilidad de sellado y apertura, tamaño, forma, peso, disponibilidad, costo, potencia para reúso y limpieza.

(Continúa)

### 3.14.2 Manejo y conservación de muestras para análisis biológico

3.14.2.1 El manejo de muestras para examinación biológica es diferente al usado con muestras para análisis químico.

3.14.2.2 La adición de sustancias químicas a la muestra puede ser realizada para protección y conservación de la misma: protección de estructuras morfológicas y conservación de la materia orgánica susceptible a degradación química o bioquímica.

3.14.2.3 Los conservantes, por definición, son tóxicos y su adición puede conducir a la muerte de los organismos vivos presentes en la muestra. Previo a la muerte, la imitación puede causar que los microorganismos más sensibles (con paredes celulares débiles) colapsen antes de la protección de sus estructuras morfológicas.

3.14.2.4 Se deben considerar los siguientes criterios para la conservación de las muestras para análisis biológicos:

- a) El efecto de los conservantes en cuanto a la pérdida de microorganismos debe ser conocido de antemano;
- b) Los conservantes deben prevenir la degradación biológica de materia orgánica, al menos durante el período de almacenamiento;
- c) Los conservantes debe permitir que los grupos taxonómicos puedan ser estudiados durante el período de almacenamiento de las muestras.

### 3.14.3 Preparación de recipientes

#### 3.14.3.1 Recipientes de muestras para análisis químicos

- a) Para el análisis de trazas de constituyentes químicos, de agua superficial o residual, es necesario lavar los recipientes nuevos con el fin de minimizar la contaminación de la muestra; el tipo de limpiador usado y el material del recipiente varían de acuerdo a los constituyentes a ser analizados, por ejemplo detergentes que contengan fosfatos causan contaminación residual cuando se va a analizar nutrientes.
- b) El recipiente nuevo de vidrio, se debe lavar con agua y detergente para retirar el polvo y los residuos del material de empaque, seguido de un enjuague con agua destilada o desionizada.
- c) Para el análisis de trazas, los recipientes se deben llenar con una solución 1 M de ácido clorhídrico o de ácido nítrico y dejarlos en contacto por un día, luego enjuagar completamente con agua destilada o desionizada.
- d) Para la determinación de fosfatos, sílice, boro y agentes surfactantes no se deben usar detergentes en la limpieza de los recipientes.
- e) Para el análisis de trazas de materia orgánica puede ser necesario un pretratamiento especial de las botellas (ver 3.14.3.2).

#### 3.14.3.2 Recipientes de muestras para determinación de pesticidas, herbicidas y sus residuos

- a) Se deben usar recipientes de vidrio (preferiblemente ámbar), debido a que los plásticos, excepto el politetrafluoroetileno (PTFE), pueden introducir interferencias que son significativas en el análisis de trazas.
- b) Todos los recipientes, se deben lavar con agua y detergente, seguido de un enjuague con agua destilada o desionizada, secado en estufa a 105 °C por 2 h y enfriado antes de enjuagarlos con el disolvente de extracción que se usará en el análisis. Finalmente se deben secar con una corriente de aire purificado o de nitrógeno.
- c) A los recipientes que han sido usados anteriormente, se debe realizar una extracción con acetona por 12 h seguido de un enjuague con hexano y de un secado como el descrito en el párrafo anterior.

### 3.15 Recomendaciones generales

3.15.1 Se debe evitar la contaminación de la muestra, especialmente si la actividad de la muestra es baja. Algunas muestras presentan lecturas de actividad si permanecen en el sol o el aire. Los laboratorios ordinarios y los radioquímicos, así como algunos artefactos domésticos, pueden contener material radiactivo.

3.15.2 Algunas botellas de plástico concentran las muestras paulatinamente debido a que se vuelven permeables al agua. Ver las recomendaciones para radón.

3.15.3 Cuando se muestrea agua lluvia, (ver ISO 5667-8). Como la recolección de una cantidad suficiente de muestra requiere un período de varios días, anotar la fecha de inicio y finalización de la recolección. Se puede adicionar un acarreador o estabilizador para determinadas mediciones.

3.15.4 La anotación de la fecha y la hora de muestreo es importante cuando se requiera hacer correcciones por deterioro.

## 4. INSPECCIÓN

### 4.1 Muestreo

#### 4.1.1 Llenado del recipiente

4.1.1.1 En muestras que se van a utilizar para la determinación de parámetros físicos y químicos, llenar los frascos completamente y taparlos de tal forma que no exista aire sobre la muestra. Esto limita la interacción de la fase gaseosa y la agitación durante el transporte (así se evita la modificación del contenido de dióxido de carbono y la variación en el valor del pH, los bicarbonatos no se convierten a la forma de carbonatos precipitables; el hierro tiende a oxidarse menos, limitando las variaciones de color, etc.).

4.1.1.2 Los recipientes cuyas muestras se van a congelar como método de conservación, no se deben llenar completamente.

#### 4.1.2 Refrigeración y congelación de las muestras

4.1.2.1 Las muestras se deben guardar a temperaturas más bajas que la temperatura a la cual se recolectó. Los recipientes se deben llenar casi pero no completamente.

4.1.2.2 La refrigeración o congelación de las muestras es efectiva si se la realiza inmediatamente luego de la recolección de la muestra. Se debe usar, cajas térmicas o refrigeradores de campo desde el lugar del muestreo.

4.1.2.3 El simple enfriamiento (en baño de hielo o en refrigerador a temperaturas entre 2°C y 5°C) y el almacenamiento en un lugar oscuro, en muchos casos, es suficiente para conservar la muestra durante su traslado al laboratorio y por un corto período de tiempo antes del análisis. El enfriamiento no se debe considerar como un método de almacenamiento para largo tiempo, especialmente en el caso de las aguas residuales domésticas y de las aguas residuales industriales (ver tabla 1).

4.1.2.4 El congelamiento a temperaturas de -20 °C permite un incremento en el período de almacenamiento, sin embargo, es necesario un control del proceso de congelación y descongelación a fin de retomar a la muestra a su estado de equilibrio inicial luego del descongelamiento. En este caso, se recomienda el uso de recipientes de plástico (policloruro de vinilo o polietileno). Los recipientes de vidrio no son adecuados para el congelamiento.

#### 4.1.3 Filtración y centrifugación de muestras

4.1.3.1 La materia en suspensión, los sedimentos, las algas y otros microorganismos deben ser removidos en el momento de tomar la muestra o inmediatamente después por filtración a través de papel filtro, membrana filtrante o por centrifugación. La filtración no es aplicable si el filtro es capaz de retener unos o más de los componentes a ser analizados. También es necesario que el filtro no sea causa de contaminación y que sea cuidadosamente lavado antes del uso, pero de manera compatible con el método final de análisis.

(Continúa)

4.1.3.2 Otro motivo para filtrar la muestra puede ser la determinación de la relación entre formas solubles e insolubles de una sustancia a analizar (por ejemplo: un metal).

4.1.3.3 Las membranas se deben usar con cuidado ya que varios metales pesados y materia orgánica pueden ser adsorbidos en la superficie de la membrana, y los compuestos solubles de la membrana pueden ser extraídos por la muestra.

4.1.3.4 La decantación de la muestra no es recomendada como una alternativa de la filtración.

#### 4.1.4 Adición de conservantes

4.1.4.1 Ciertos constituyentes físicos o químicos se estabilizan por la adición de compuestos químicos, directamente a la muestra luego de recolectada o adicionando al recipiente cuando aún está vacío. Los compuestos químicos así como sus concentraciones son muy variados. Los compuestos químicos de más uso son:

a) ácidos,

b) soluciones básicas,

c) biácidos y

d) reactivos especiales, necesarios para la conservación específica de ciertos elementos (por ejemplo: para la determinación de oxígeno, cloruros totales y sulfitos se requiere de la fijación para los mismos en la muestra inmediatamente en el sitio de la recolección, ver tabla 1).

e) Precaución - Se debe evitar el uso de cloruro de mercurio ( $HgCl_2$ ) y de acetato-fenil mercurio ( $CH_3CO_2HgC_6H_5$ ).

4.1.4.2 Se debe recordar que ciertos conservantes (por ejemplo: los ácidos, el cloroformo) se deben usar con precaución, por el peligro que involucra su manejo. Los operadores deben ser advertidos de esos peligros y de las formas de protección.

4.1.4.3 Los conservantes usados no deben interferir en la determinación; en casos de duda se aconseja realizar una prueba para comprobar su compatibilidad. Cualquier dilución de la muestra por la adición de conservantes se debe tomar en cuenta durante el análisis y el cálculo de resultados.

4.1.4.4 Es preferible realizar la adición de conservantes usando soluciones concentradas de tal forma que sean necesarios volúmenes pequeños; esto permite que la dilución de las muestras por estas adiciones no sean tomadas en cuenta en la mayoría de los casos.

4.1.4.5 La adición de estos agentes, puede modificar también la naturaleza física o química de los elementos, por lo tanto es importante que esas modificaciones no sean incompatibles con los objetivos de la determinación, (por ejemplo: la acidificación puede solubilizar a los compuestos coloidales o a los sólidos, por esto, se debe usar con cuidado si la finalidad de las mediciones es la determinación de los elementos disueltos. Si el objeto del análisis es la determinación de la toxicidad para los animales acuáticos, se debe evitar la solubilización de ciertos elementos, particularmente de metales pesados que son tóxicos en su forma iónica. Las muestras deben ser analizadas lo más pronto posible).

4.1.4.6 Realizar un ensayo del blanco, cuando se determinan trazas de elementos, para evaluar la posible introducción de estos elementos en la adición de los conservantes; (por ejemplo: los ácidos pueden introducir cantidades significativas de mercurio, arsénico y plomo). En este caso se deben usar los mismos conservantes empleados en la muestra para preparar el ensayo del blanco.

#### 4.1.5 Transporte de las muestras

4.1.5.1 Los recipientes que contienen las muestras deben ser protegidos y sellados de manera que no se deterioren o se pierda cualquier parte de ellos durante el transporte.

4.1.5.2 El empaque debe proteger los recipientes de la posible contaminación externa y de la rotura, especialmente de la cercana al cuello y no deben ser causa de contaminación.

(Continúa)

4.1.6.3 Durante la transportación, las muestras deben guardarse en ambiente fresco y protegidas de la luz; de ser posible cada muestra debe colocarse en un recipiente individual impermeable.

4.1.6.4 Si el tiempo de viaje excede al tiempo máximo de conservación recomendado antes del análisis, estas muestras deben reportar el tiempo transcurrido entre el muestreo y el análisis; y su resultado analítico debe ser interpretado por un especialista.

#### 4.1.8 Recepción de las muestras en el laboratorio

4.1.8.1 Al arribar al laboratorio, las muestras deben, si su análisis no es posible inmediatamente, ser conservadas bajo condiciones que eviten cualquier contaminación externa y que prevengan cambios en su contenido.

4.1.8.2 Es recomendable para este propósito el uso de refrigeradoras o de lugares fríos y oscuros.

4.1.8.3 En todos los casos y especialmente cuando se requiera establecer la cadena de custodia es necesario verificar el número recibido, contra el registro del número de recipientes enviados por cada muestra.

## 6. ROTULADO

6.1 Los recipientes que contienen las muestras deben estar marcados de una manera clara y permanente, que en el laboratorio permita la identificación sin error.

6.2 Anotar, en el momento del muestreo todos los detalles que ayuden a una correcta interpretación de los resultados (fecha y hora del muestreo, nombre de la persona que muestreó, naturaleza y cantidad de los conservantes adicionados, tipo de análisis a realizarse, etc.).

6.3 Las muestras especiales con material anómalo, deben ser marcadas claramente y acompañadas de la descripción de la anomalía observada. Las muestras que contienen material peligroso o potencialmente peligroso, por ejemplo ácidos, deben identificarse claramente como tales.

TABLA 1. Técnicas generales para la conservación de muestras - análisis físico-químico.

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Aceites y grasa	V lavado con solvente	1 000	Acidificar a pH 1 a 2 con HCl o H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	1 mes		
Ácidos y alcalinidad	P o V	500 Llenar contenedor completamente para evitar el aire.	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C.	24 h	14 días Las muestras preferiblemente deben ser analizadas en el lugar (en particular para las muestras con alto contenido de gases disueltos). Reducción y oxidación durante el almacenamiento puede cambiar la muestra.	
Aluminio	P lavado con ácido V o VB lavados con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes		
Amoníaco, libre e ionizado	P o V	500	Acidificar a entre pH 1 a 2 con H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> , enfriar a 1 °C y 5 °C.	21 días	Filtrar en el lugar antes de conservación	
	P	500	Congelar a -20 °C	1 mes		
Ániones (Br, F, Cl, NO <sub>3</sub> , NO <sub>2</sub> , PO <sub>4</sub> y SO <sub>4</sub> )	P o V	500	Se enfría entre 1 °C y 5 °C.	24 h	Filtrar en el lugar antes de conservación.	
	P	500	Congelar a -20 °C	1 mes		
Antimonio	P lavado con ácido V lavado con ácido	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HCl o HNO <sub>3</sub>	1 mes	HCl debe ser utilizado si la técnica de hidruro se utiliza para el análisis.	
Arsénico	P lavado con ácido V lavado con ácido	500	Se acidifica entre pH 1 a 2 con HCl o HNO <sub>3</sub>	1 mes	HCl debe ser utilizado si la técnica de hidruro se utiliza para el análisis.	600
Bario	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes	No utilice H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	
Berilio	P lavado con ácido o V lavado con ácido	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes		
Bicarbonatos	Ver "Ácidos y alcalinidad"					
Bifenilos policlorados (PCB)	V, lavado con disolvente, tapa con revestimiento de PTFE	1 000 No enjuagar previamente recipiente con la muestra; análisis se adhieren a la pared de la botella. No llena completamente contenedor de muestras.	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	7 días	Extraer in situ cuando sea viable. Si la muestra se encuentra clorada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 50 mg de Na <sub>2</sub> S <sub>2</sub> O <sub>5</sub> 5H <sub>2</sub> O al contenedor antes de la recolección.	

## (Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Boro	P	100 Llenar contenedor completamente para excluir el aire.	No se requiere ninguna	1 mes	6 meses	
Bromato	P o V	100	Se enfría a 1 °C y 5 °C	1 mes		
Bromo y compuestos de bromo	P o V	100	Se enfría a 1 °C y 5 °C	1 mes		
Bromo residual	P o V	500	Se enfría a 1 °C y 5 °C	24 h	Mantener muestras almacenadas en la oscuridad.  El análisis debe llevarse a cabo en el lugar, dentro de 5 min de recogida de muestras.	
Cadmio	P lavado con ácido o VB lavado con ácido.	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes	6 meses	902
Calcio	P o V	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes		1107
Carbamatos	V lavado con solvente	1 000	Se enfría entre 1 °C y 5 °C.	14 días	Si la muestra se encuentra clorurada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 60 mg de NaOClO <sub>2</sub> ·5H <sub>2</sub> O al contenedor antes de la recogida.	
	P	1 000	Congelar a -20 °C	1 mes		
Carbono, orgánico total (TOC)	P o V	100	Acidificar a pH 1 a 2 con H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> , enfriar hasta 1 °C y 5 °C.	7 días	Acidificación a pH 1 a 2 con H <sub>2</sub> PO <sub>4</sub> es adecuado.  Si se sospecha la existencia de compuestos orgánicos volátiles, la acidificación no es adecuada. Analizar dentro de 8 h.	
	P	100	Congelar a -20 °C	1 mes		
Cloramina	P o V	500			Mantener muestras almacenadas en la oscuridad.  El análisis debe llevarse a cabo en el lugar, dentro de 5 min de recogida de muestras.	
Cloratos	P o V	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	7 días		
Cloruros	P o V	100		1 mes		905
Cloruro por difusión a pH 8	P	500	Añadir NaOH hasta pH >12.  Se enfría a 1 °C y 5 °C.	24 h		
Cloruro liberado	P	500	Añadir NaOH hasta pH >12.  Se enfría a 1 °C y 5 °C.	7 días  24 h si sulfuros están presentes.	Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.	
Cloruro total	P	500	Añadir NaOH hasta pH >12.  Se enfría a 1 °C y 5 °C.	7 días  24 h si sulfuros están presentes.	14 días  Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.	
Cloroformo	P	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	24 h		

(Continúa)

## (Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Cloro, disuelto	P o V	500		5 min	Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad. El análisis debe llevarse a cabo en el campo, dentro de 5 min de recogida de muestras.	
Cloro orgánico	Ver "alunales orgánicos absorbibles (AOX)"					
Cloro residual	P o V	500		5 min	Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad. El análisis debe llevarse a cabo en el campo, dentro de 5 min de recogida de muestras.	973
Clorito	P o V	500	Se enfía a entre 1 °C y 5 °C	5 min	Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad. El análisis debe llevarse a cabo en el campo, dentro de 5 min de recogida de muestras.	
Clorofila	P o V	1 000	Se enfía a entre 1 °C y 5 °C	24 h	Transporte en botellas de color ámbar.	
	P	1 000	Después de la filtración y la extracción con etanol caliente, congelar a -20 °C.	1 mes		
	P	1 000	Después de la filtración, de frío -80 °C	1 mes		
Cobalto	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes	6 meses	
Cobre	P lavado con ácido o V lavado con ácido	100	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes	6 meses	964
Color	P o V	500	Se enfía hasta 1 °C y 5 °C	5 días	Mantener muestras almacenadas en la oscuridad. En caso de las aguas subterráneas, ricas en hierro (Fe), el análisis debe llevarse a cabo in situ, dentro de 5 min de recogida de muestras.	970
Compuestos de metales pesados (excepto mercurio)	P o VB	500	Acidificar entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub> .	1 mes	6 meses	
Cromo	P lavado con ácido o V lavado con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes	6 meses	

(Continúa)

## (Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Cromo (VI)	P lavado con ácido o V lavado con ácido	100	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C	24 h	Reducción y oxidación durante el almacenamiento puede cambiar la concentración de la muestra.	903
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	P o V	1 000 Llenar contenedor completamente para excluir el aire.	Se enfría a 1 °C y 5 °C	24 h	Mantener muestras almacenadas en la oscuridad.	1202
	P	1 000	Congelarse a -20 °C	1 mes	En caso de congelación para -20 °C: 6 meses (1 mes si <math>-50\text{ mg/L}</math>)	
Demanda química de oxígeno (DQO)	P o V	100	Acidificar a pH 1 a 2 con $\text{H}_2\text{SO}_4$	1 mes	6 meses	1202
	P	100	Congelarse a -20 °C	1 mes	6 meses	
Detergentes	Consultar "Surfactantes"					
Dióxido de carbono	P o V	200 Llenar el contenedor completamente para excluir el aire.	Se enfría entre 1 °C y 5 °C.	24 h	Determinación lleva a cabo preferiblemente in situ.	
Disolventes clorados	V, usa tapones de PTFE.	200 Llenar contenedor completamente para excluir el aire.	Acidificar entre pH 1 a 2 con HCl.	24 h	Si la muestra se encuentra clorada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 80 mg de $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$ ( $\text{SH}_2\text{O}$ ) al contenedor antes de la recolección.	
			Se enfría hasta 1 °C y 5 °C	24 h		
Dureza total	Consulta "calcio"					
Estriño	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a pH 1 a 2 con HCl	1 mes		
Fenoles	VB, Amber, solventes lavados con resaca: PTFE tapa	1 000 No enjuagar previamente el recipiente con la muestra; análisis se adhieren a la pared de la botella.  No llena completamente contenedor de muestra.	Acidificar a pH=4 con $\text{H}_3\text{PO}_4$ o $\text{H}_2\text{SO}_4$	3 semanas	Si la muestra se encuentra clorada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 80 mg de $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$ ( $\text{SH}_2\text{O}$ ) al contenedor antes de la recolección.  Para clorofenoles el período de extracción es de 2 días	
Fenol, índice	V	1 000	Inhibir oxidación bioquímica mediante la adición de $\text{CuSO}_4$ y acidificar a pH=4 con $\text{H}_3\text{PO}_4$	21 días		
Fluoruros	P, pero no PTFE	200		1 mes		903
Fósforo, disuelto	V o VB o P	250	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes	La muestra debe ser filtrada en el lugar en el momento del muestreo.	
	P	250	Congelarse a -20 °C.	1 mes	Antes del análisis, agentes oxidantes se pueden eliminar mediante la adición de hierro (II) sulfato o amoníaco de sodio.	

(Continúa)

## (Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN	
Fósforo, total	V o VB o P	250	Acidificar a pH 1 a 2 con $H_2SO_4$ d	1 mes	Ver "Fósforo, disuelto"		
	P	250	Congelara - 20 °C.	1 mes	6 meses		
Fósforo, disuelto	V o VB o P	250	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes	La muestra debe ser filtrada en el lugar en el momento del muestreo.		
	P	250	Congelara - 20 °C.	1 mes	Antes del análisis, agentes oxidantes se pueden eliminar mediante la adición de hierro (II) sulfato o arsenito de sodio.		
Fósforo, total	V o VB o P	250	Acidificar a pH 1 a 2 con $H_2SO_4$ d	1 mes	Ver "Fósforo, disuelto"		
	P	250	Congelara - 20 °C.	1 mes	6 meses		
Hidrocarburos aromáticos absorbibles (AOC)	P o V	1 000	Llenar contenedor completamente para excluir el aire.	5 días	Acidificar antes pH 1 a 2 con $HNO_3$ , se enfría hasta 1°C y 5 °C, mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.		
	P	1 000	Congelar hasta -20 °C.	1 mes			
Hidrocloruro ácido	V con tapa revestida con PTFE	1 000	No enjuagar previamente el recipiente vacío con la muestra; análisis se adhieren a la pared de la botella.  No llenar completamente contenedor de muestras.	Acidificar a entre pH 1 a 2 con HCl y se enfría a entre 1 °C y 5 °C.	2 semanas	Si la muestra se encuentra dañada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 80 mg de $H_2SiO_4 \cdot 5H_2O$ al contenedor antes de la recolección.	
Hidracina	V	500		Acidificar con HCl a 1 mol/L	24 h	Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.	
Hidrocarburos	V disolvente (por ejemplo pentano) utilizado para la extracción	1 000	No enjuagar previamente recipiente con la muestra; análisis se adhieren a la pared de la botella.  No llenar completamente contenedor de muestras.	Acidificar a pH 1 a 2 con $H_2SO_4$ con HCl	1 mes	Extraer in situ cuando sea viable.	
Hidrocarburos aromáticos monocíclicos	V, tapas con septum de PTFE	500	Llenar contenedor completamente para excluir el aire.	Acidificar a pH 1 a 2 con $H_2SO_4$	7 días	Si la muestra se encuentra dañada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 80 mg de $Na_2O_2 \cdot 5H_2O$ al contenedor antes de la recolección.	

(Continúa)

## [Continuación tabla 1]

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP)	V, Lavado con disolvente con revestimiento de PTFE tapa	500	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C.	7 días	Si la muestra se encuentra clorada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 50 mg de $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$ al contenedor antes de la recolección.	
Hierro (II)	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con HCl y la exclusión de oxígeno atmosférico.	7 días		
Hierro, total	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con $\text{HNO}_3$ .	1 mes		1204
Litio	P	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con $\text{HNO}_3$ .	1 mes		
Nitrógeno Kjeldahl	P o VB	250	Acidificar a entre pH 1 a 2 con $\text{H}_2\text{SO}_4$ .	1 mes	Mantener las muestras almacenadas en la seguridad.	1102
	P	250	Congelar a - 20 °C.	1 mes	6 meses	
Magnesio	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con $\text{HNO}_3$ .	1 mes		1300
Manganeso	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con $\text{HNO}_3$ .	1 mes		1304
Mercurio	VB lavado con ácido	500	Acidificar a pH 1 a 2 con $\text{HNO}_3$ Además de $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ (0.5% en masa, concentración final).	1 mes	Se necesita particular cuidado para garantizar que la muestra está libre de contaminación.	
Niquel	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a pH 1 a 2 con $\text{HNO}_3$ .	1 mes	6 meses	
Nitrato	P o V	250	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	24 h		975 995
	P o V	250	Acidificar entre pH 1 a 2 con HCl	7 días		
	P	250	Congelar a - 20 °C.	1 mes		
Nitrilo	P o V	200	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	24 h	El análisis preferiblemente debe llevarse a cabo en el sitio. 2 días	
Nitrógeno total	P o V	500	Acidificar a pH 1 a 2 con $\text{H}_2\text{SO}_4$ .	1 mes		
	P	500	Congelar a - 20 °C.	1 mes		
Olor	V	500	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C.	8 h	La prueba puede llevarse a cabo en el sitio (análisis cualitativo).	

(Continúa)

## (Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Ortofosfatos, disueltos	Ver "Fósforo, disuelto"					
Ortofosfatos, total	Consulta "Fósforo, total"					
Oxígeno	P o V	300 Recipiente deberá llenarse completamente		4 días	Fixar el oxígeno en el lugar y mantener las muestras almacenadas en la oscuridad. El método electroquímico puede ser utilizado también y se puede llevar a cabo en el sitio.	1100
Permanganato, índice	V o P	500	Acidificar a pH 1 a 2 con $H_2SO_4$ 8 mol/L.	3 días	Análisis tan pronto como sea posible.	
	V o P	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C y mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.	3 días		
	P	500	Congelar a - 20 °C.	1 mes		
Pesticidas, organoclorados, organofosforados y organoclorados que contienen nitrógeno	V disolvente se lavó con revestimiento de PTFE tipo Para P uso fosfato	1 000 a 3 000 No enjuagar previamente el recipiente con la muestra; análisis se adhieren a la pared de la botella. No llene completamente el contenedor	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C.	El tiempo de conservación del extracto es 5 días	Si la muestra se encuentra diluida, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 50 mg de $Na_2O_2 \cdot 2H_2O$ al contenedor antes de la recolección. La extracción debe llevarse a cabo dentro de 24 h después del muestreo.	
Petróleo y derivados	Ver "Hidrocarburos"					
Plata	P lavado con ácido o V lavado con ácido	100	Acidificar a pH 1 a 2 con $HNO_3$ .	1 mes		
Plomo	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a entre pH 1 a 2 con $HNO_3$ .	1 mes	6 meses	
pH	P o V Llenar contenedor completamente para excluir el aire.	100	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C.	6 h	La prueba debe llevarse a cabo tan pronto como sea posible y, preferentemente, inmediatamente en el lugar después del muestreo.	673
Potasio	P	100	Acidificar a pH 1 a 2 con $HNO_3$ .	1 mes		
Purgativa de purga y trampa	V, Con tapa revestida de PTFE	100	Acidificar a pH 1 a 2 con $H_2SO_4$ .	7 días	14 días Si la muestra se encuentra diluida, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 50 mg de $Na_2S_2O_5 \cdot 2H_2O$ al contenedor antes de la recolección.	

(Continúa)

## (Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen (típico) (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Selenio	P lavado con ácido o V lavado con ácido	500	Acidificar a pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub> .	1 mes		
Silicatos, disueltos	P	200	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes	La muestra debe ser filtrada en el lugar en el momento del muestreo.	
Silicatos, totales	P	100	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes		
Sodio	P o V	100	Acidificar a pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub> .	1 mes		
Sólidos disueltos (Residuo seco)	Ver "Sólidos Totales (residuo total)"					
Sólidos, suspendidos	P o V	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	2 días		
Sólidos totales (residuo total, extracto seco)	P o V	100	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	24 h		
Sulfato	P o V	200	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes		
Sulfuros (liberados)	P	500 Llenar el contenido completamente para excluir el aire.	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 semana	Fijar muestras inmediatamente in situ mediante la adición de 2 ml de 10% (en masa) de la solución de acetato de zinc. Si la muestra se encuentra clorada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 80 mg de ácido ascórbico al contenedor antes de la recolección.	
Sulfuro	P o V	500 Llenar contenedor completamente para excluir el aire.		2 días	Fijar in situ mediante la adición de 1 ml de una solución de EDTA 2,5% (en masa) por 100 ml de la muestra.	
Tensioactivos, aniónicos	V, lavar con metanol.	500	Acidificar a entre pH 1 a 2 con H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> . Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	2 días	El vidrio no debe ser lavado con detergente. Se puede combinar con no iónico.	
Tensioactivos, catiónicos	V, lavar con metanol.	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	2 días	El vidrio no debe ser lavado con detergente.	
Tensioactivos no iónicos	V	500 Asegurarse que el contenedor se llena completamente.	Añadir formaldehído 37% (en volumen), solución para dar 1% (en volumen), enfriar hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes	El vidrio no debe ser lavado con detergente.	
Trihalometanos	V, tapas recubiertas con PTFE	100 Llenar el contenedor completamente para excluir el aire.	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	14 días	Envasar in situ cuando sea posible. Si la muestra se encuentra clorada, para cada 1 000 ml de muestra, agregar 80 mg de NaOCl 5% al contenedor antes de la recolección.	

(Continúa)

(Continuación tabla 1)

Parámetro	Tipo de recipiente V, vidrio; P, plástico; VB, vidrio borosilicatado	Volumen típico (ml) y técnica de envasado	Técnica de preservación	Tiempo máximo recomendado de preservación antes del análisis después de la conservación	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
Turbiedad	P o V	100	Se enfría a entre 1 °C y 5 °C. Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.	24 h	Preferiblemente llevar a cabo en el campo.	
Uranio	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	200	Acidificar a entre pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes		
Vanadio	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Se acidifica a pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes		
Yoduro	V	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	1 mes		
Yodo	V	500	Se enfría hasta 1 °C y 5 °C.	24 h	Mantener las muestras almacenadas en la oscuridad.	
Zinc	P lavado con ácido o VB lavado con ácido	100	Acidificar a pH 1 a 2 con HNO <sub>3</sub>	1 mes	6 meses	

**TABLA 2. Distribución de los parámetros de análisis según el tipo de conservación usado (Anexo a la tabla 1)**

Conservación por	Recomendado para	No recomendado para
Alcalinización a pH > 11	Isotona	La mayoría de los compuestos orgánicos, metales pesados en estados de oxidación menor. Algunos metales que forman aniones solubles a estados de oxidación altos (dependiendo del anión presente consultar las tablas de solubilidad)  Amoniaco/amonio Aminas y amidas Fósforo total Hidroxina Hidroxilamina
Acidificación a pH < 2	Metales alcalinos  Aluminio  Amonio (pero no si se requiere por separado el amonio libre y el total)  Amónico  Metales alcalinotérminos  Nitrato  Dureza total  Fósforo total  Metales pesados	Cianuros  Sulfuros  Carbonatos, bicarbonatos, dióxido de carbono  Sulfos, dióxido de azufre  Tiosulfatos  Nitrato  Fosfonatos (si la técnica indica) Surfactantes y éteres  Hexametilentetramina  No usar ácido sulfúrico para Calcio, Estroncio, Bario, Radio y Plomo  No usar ácido clorhídrico para Plata, Talio, Plomo, Bismuto, Mercurio(II) y Antimonio  No usar ácido nítrico para estaño

(Continúa)

(Continuación tabla 2)

Conservación por	Recomendado para	No recomendado para
Refrigeración de 2°C a 5°C	<p>           Acidez, alcalinidad            Amonio            Bromo y sus compuestos            Clorofila            Ioduro            Nitrógeno ( Kjeldahl)            Conductividad            Nitro            Nitro            Olor            Ortofosfatos            Plomo            Sulfato            Surfactantes catiónicos            Residuo seco            Sólidos totales            Bioensayos         </p>	
Congelamiento a -20°C	<p>           Clorofila            DBO            Bioensayos análisis de toxicidad            Carbón orgánico            Índice de permanganato         </p>	<p>           No recomendable para biota si se hace una distinción entre la biota del líquido y las células contenidas en la biota.            Gases disueltos.            Para identificación de microorganismos.            Puede ocurrir cambios en varios solutos, lo que requiere de homogenización luego del descongelamiento.            Puede ocurrir precipitación (y polimerización) dificultando el análisis.            Recíprocamente algunos polímeros depolimerizan. Las recomendaciones se deben evaluar antes del uso rutinario.         </p>

(Continúa)

**TABLA 3. Técnicas generales recomendadas para la conservación de muestras para análisis Biológico**

Parámetro a ser analizado	Tipo de muestra P = pléctico V = viable VB = viable Bacterio- Cultivos	Técnica de conservación	Lugar del análisis	Tiempo máximo de conservación antes del análisis	Comentarios	Método de ensayo NTE INEN
<b>Cantidad e identificación</b>						
Sedimento báltico, macro invertebrado	P o V	Adicionar etanol al 70 % (v/v)	Laboratorio	1 año	El agua de las muestras se debe decantar para aumentar la concentración del preservante	
- sedimento abundante		Adicionar 40 cm <sup>3</sup> de formaldehído al 40 % (v/v) neutralizado con borato de sodio.	Laboratorio	1 año		
- sedimento escaso	V	Transferir a una solución preservante de etanol al 70 %, formaldehído al 40% y glicerol (en proporciones 100+2+1 respectivamente)	Laboratorio	Indefinidamente	Se requieren de métodos especiales para los grupos de invertebrados que se deforman por el tratamiento normal de preservación (p.e. pluteal-mitos)  Precaución: Cuidarse de los vapores de formaldehído. No almacenar muchas muestras en el área de trabajo)	
Perifiton	V	Adicionar una parte por volumen de Lugol para 100 partes de volumen de muestra.	Laboratorio	1 año	Guardar las muestras en la oscuridad	
Fitoplancton	V	Ver perifiton	Laboratorio	1 año	Guardar las muestras en la oscuridad	
Zooplancton	V	Adicionar formaldehído al 40 % para tener formalina al 4% o adicionar solución de Lugol como para el Perifiton	Laboratorio	1 año	La adición de una mayor cantidad de Lugol puede ser necesaria si ocurre decoloración	

(Continúa)

(Continuación Tabla 3)

Sedimento húmedo y sedimento seco	P o V	Refrigerar entre 2°C y 5°C	En el sitio o en el laboratorio	24 h	No congelarse -20°C Realizar el análisis antes de las 24 h	
Sedimento biótico o macro invertebrados						
Macrofitas	P o V	Refrigerar entre 2°C y 5°C	En el sitio o en el laboratorio	24 h	No congelarse -20°C Realizar el análisis antes de las 24 h	
Perifiton						
Fitoplancton						
Zooplankton						
Peces						
Centros del sedimento	P o V	Refrigerar entre 2°C y 5°C	Laboratorio	2 semanas		
Sedimento biótico o macro invertebrados						
Macrofitas						
Perifiton						
Fitoplancton						
Análisis de toxicidad	P o V	Refrigerar entre 2°C y 5°C	Laboratorio	24 h	El período de conservación varía de acuerdo al método de análisis usado.	
		Congelar a -20°C	Laboratorio	2 semanas		

(Continúa)

**TABLA 4. Técnicas generales recomendadas para la conservación de muestras para el análisis de parámetros radiológicos:**

Parámetro a ser analizado	Tipo de muestra	Técnica de conservación	Lugar del análisis	Tiempo máximo de conservación antes del análisis	Recomendaciones	Referencia de muestra NTE INEN
Actividad Alfa Actividad Beta (excepto radio- lodo)	P	<p>1. Si se va a determinar la actividad en la materia soluble y en suspensión separadamente, filtrar de inmediato.</p> <p>2. Adicionar 30 cm<sup>3</sup> de ácido nítrico al 50% por cada litro de muestra. El valor del pH debe ser menor que 1.</p> <p>3. Guardar en lugar obscuro a una temperatura entre 2°C y 5°C.</p>	Laboratorio	Lo más pronto posible	<p>Las precauciones de seguridad dependen de la actividad de la muestra.</p> <p>Precaución. El polvo radiactivo no debe caer en la piel o en la ropa o ser inhalado.</p>	
Actividad Gamma (para isótopos de radón y de yodo radiactivo ver las recomendaciones separadamente)	P	<p>1. Si esta presente materia en suspensión y se necesita las mediciones de la actividad por separado, o los sólidos no están totalmente disueltos, filtrar la muestra y tratar como dos muestras separadas.</p> <p>2. Adicionar cuantitativamente a la muestra una cantidad conocida de una solución que contenga el isótopo no radiactivo de interés. Para muestras que contengan metales, la solución se acidifica a pH &lt; 2; el ácido que se emplee no debe precipitar o volatilar los elementos. Se necesita especial cuidado para los isótopos del radón.</p> <p>3. Guardar en botellas herméticas y en la oscuridad entre 2°C y 5°C.</p>	Laboratorio	Depende de la vida media de los elementos radiactivos de interés. Determinar la vida media tan pronto la muestra necesita ser analizada.	<p>Las precauciones de seguridad y defensa dependen de la actividad de la muestra.</p> <p>Precaución- El polvo radiactivo no debe caer en la piel o en la ropa o ser inhalado.</p>	

(Continúa)

## (Continuación tabla 4)

Radio-iodo	P	1. Ajustar el valor de pH a 8/9/10,1 con la solución de hidróxido de sodio. 2. Adicionar 0,1 g a 0,01 g de yoduro de sodio no radiactivo por litro de muestra. 3. Adicionar de 2 a 4 cm <sup>3</sup> de hipoclorito de sodio [10% (v/v)] por litro de muestra, asegurando un exceso de cinco litros.	Laboratorio	Lo más pronto posible	Las muestras no deben ser ácidas cuando se adiciona el yodo; (es importante si en la misma muestra se determina actividad alfa y beta).  No se debe usar amoníaco para alcalinizar la muestra.	
Radio por otros métodos  (ver también actividad alfa y beta)	P	1. Como para la actividad alfa y beta. 2. Acidificar a valores de pH menores que 1 con ácido nítrico y anotar el volumen del ácido adicionado.	Laboratorio	Antes de 2 meses.	Las precauciones y cuidados dependen de la actividad de la muestra.  Precaución- El polvo radiactivo no debe caer en la piel o en la ropa o ser inhalado.	
Isótopos de Radón  Radio por incremento interno de radón.	VII	1. Llenar las botellas sin burbujas y sin espuma, taparlas sin que el tapón tope la superficie del líquido. 2. Si no hay materia sólida, acidificar con ácido nítrico hasta un valor de pH menor a 2. 3. Transportar y guardar a temperatura ligeramente inferior que la temperatura a la que fueron tomadas las muestras. No congelar.	Laboratorio o en el sitio	Tan pronto sea posible, y dentro de las 48 h tomando en cuenta la vida media.	Los recipientes plásticos pueden ser porosos al radón. Si el radón es gaseoso puede formar aerosoles de polonio, etc.  El manejo cuidadoso es esencial.	
Radio estroncio	P	Como para actividad alfa y beta, pero adicionar una pequeña cantidad de solución no radiactiva de nitrato de estroncio, como acreador.	Laboratorio	Lo más pronto posible, pero antes de 2 semanas.		
Trítio gaseoso o agua tritlada	VII	Se debe evitar el intercambio atmosférico y la inactivación del agua.	Laboratorio	Tan pronto sea posible, pero antes de 1 mes.		
Radio cesio	P	Ver radio estroncio (usar nitrato de cesio como acreador)	Laboratorio	Antes de 2 semanas.		

(Continúa)

(Continuación tabla 4)

Uranio	P	Volumen de muestra entre 1 y 5 litros. Acidificar con ácido nítrico a pH < 1	Laboratorio	Antes de 2 semanas		
Plutonio	VII	Volumen de muestra entre 5 y 50 litros. Acidificar con ácido nítrico a pH < 1	Laboratorio	Antes de 2 semanas		

(Continúa)

## APÉNDICE Z

### Z.1 DOCUMENTOS NORMATIVOS A CONSULTAR

Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 970	Agua potable. Determinación del color
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 971	Agua potable. Determinación de la turbiedad método nefelométrico
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 972	Agua potable. Determinación del residuo seco total
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 973	Agua potable. Determinación del pH
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 974	Agua potable. Determinación de la dureza total por titulación con EDTA
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 975	Agua potable. Determinación de nitrógeno de nitratos. Método de la brucina.
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 976	Agua potable. Determinación de cloruros
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 978	Agua potable. Determinación de sulfatos
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 979	Agua potable. Determinación del hierro
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 980	Agua potable. Determinación del arsénico método del dietililtiocarbamato de plata
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 981	Agua potable. Determinación del zinc
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 982	Agua potable. Determinación de cadmio método de la ditiizona
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 983	Agua potable. Determinación del cromo hexavalente
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 984	Agua potable. Determinación del cobre.
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 985	Agua potable. Determinación del fluoruro. Método de Spadns
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1102	Agua potable. Determinación del plomo. Método de la ditiizona
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1103	Agua potable. Determinación del magnesio por cálculo
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1104	Agua potable. Determinación del manganeso total
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1106	Aguas. Determinación del oxígeno disuelto
Norma Técnica Ecuatoriana NTE INEN 1107	Aguas. Determinación del calcio. Método EDTA
ISO 5667-8	Water quality - Sampling - Part 8 Guidance on the sampling of wet deposition.
ISO 7875-1	Water quality - Determination of surfactants. Part 1: Determination of anionic surfactants by the methylene blue spectrometric method.
ISO 7875-2	Water quality - Determination of surfactants - Part 2: Determination of non-ionic surfactants using Dragendorff reagent.

### Z.2 BASES DE ESTUDIO

Norma ISO 5667-3 Water quality - Sampling - Part 3: Guidance on the preservation and handling of samples. Second edition. Ginebra, 2003.

**INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA**

<b>Documento:</b> NTE INEN 2169 <b>Primera revisión</b>	<b>TÍTULO: AGUA. CALIDAD DEL AGUA. MUESTREO, MANEJO Y CONSERVACIÓN DE MUESTRAS</b>	<b>Código:</b> AL-01.06-202
<b>ORIGINAL:</b> Fecha de iniciación del estudio: 1997-06-09	<b>REVISIÓN:</b> Fecha de aprobación anterior del Consejo Directivo: 1998-10-08 Oficialización con el Carácter de Voluntaria por Acuerdo Ministerial No. 980137 de 1998-11-11 publicado en el Registro Oficial No. 70 de 1998-11-19  Fecha de iniciación del estudio (consultoría): 2012-08-06	

Fechas de consulta pública: de 2012-12-03 a 2013-01-02

Subcomité Técnico:

Fecha de iniciación:

Fecha de aprobación:

Integrantes del Subcomité Técnico:

**NOMBRES:**

**INSTITUCIÓN REPRESENTADA:**

Mediante compromiso presidencial N° 16364, el Instituto Ecuatoriano de Normalización – INEN, en vista de la necesidad urgente, resuelve actualizar el acervo normativo en base al estado del arte y con el objetivo de atender a los sectores priorizados así como a todos los sectores productivos del país.

Para la revisión de esta Norma Técnica se ha considerado el nivel jerárquico de la normalización, habiendo el INEN realizado un análisis que ha determinado su conveniente aplicación en el país.

La Norma en referencia ha sido sometida a consulta pública por un periodo de 30 días y por ser considerada EMERGENTE no ha ingresado a Subcomité Técnico.

Otros trámites: Esta NTE INEN 2169:2013 (Primera revisión), reemplaza a la NTE INEN 2169:1998

La Subsecretaría de la Calidad del Ministerio de Industrias y Productividad aprobó este proyecto de norma

Oficializada como: Voluntaria  
Registro Oficial No. 19 de 2013-06-20

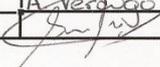
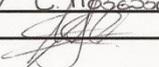
Por Resolución No. 13116 de 2013-05-16

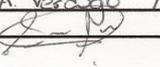
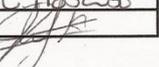
---

Instituto Ecuatoriano de Normalización, INEN - Baquerizo Moreno (E5-29 y Av. 8 de Diciembre)  
Cajita 17-01-3999 - Telf: (593 2) 2 501865 al 2 501891 - Fax: (593 2) 2 557515  
Dirección General: E-Mail: [direccion@inen.gov.ec](mailto:direccion@inen.gov.ec)  
Área Técnica de Normalización: E-Mail: [normalizacion@inen.gov.ec](mailto:normalizacion@inen.gov.ec)  
Área Técnica de Certificación: E-Mail: [certificacion@inen.gov.ec](mailto:certificacion@inen.gov.ec)  
Área Técnica de Verificación: E-Mail: [verificacion@inen.gov.ec](mailto:verificacion@inen.gov.ec)  
Área Técnica de Servicios Tecnológicos: E-Mail: [inentalaboratorios@inen.gov.ec](mailto:inentalaboratorios@inen.gov.ec)  
Regional Guayas: E-Mail: [inenguayas@inen.gov.ec](mailto:inenguayas@inen.gov.ec)  
Regional Azuay: E-Mail: [inenuenoca@inen.gov.ec](mailto:inenuenoca@inen.gov.ec)  
Regional Chimborazo: E-Mail: [inenriobamba@inen.gov.ec](mailto:inenriobamba@inen.gov.ec)  
URL: [www.inen.gov.ec](http://www.inen.gov.ec)

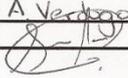
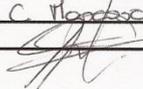
## ANEXO 2: Hojas de muestreo en campo.

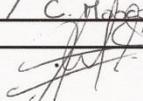
p

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PROYECTO	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba
TIPO DE MUESTRA	Simple <input checked="" type="checkbox"/> / <input type="checkbox"/> Compuesta
TIPO DE AGUA RESIDUAL	Fosa Séptica
CÓDIGO DE MUESTRA	A-001
PUNTO DE MUESTREO	Lagunas de Aireación
FECHA DEL MUESTREO	21-05-2018
HORA DEL MUESTREO	14:35
PARÁMETROS A DETERMINAR	Sólidos Totales, Suspendidos Volátiles, Sediment
VOLUMEN DE LA MUESTRA	1 Galón
VOLUMEN DEL CAMIÓN	6m <sup>3</sup>
VOLUMEN SÓLIDOS RETENIDO T#4	50cc / Mat. Orgánica
VOLUMEN SÓLIDOS GRUESOS	0
MUESTREADO POR:	NOMBRE/S A. Verdugo / C. Moscoso FIRMA/S  / 

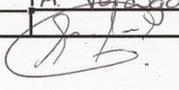
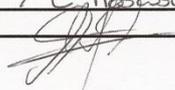
 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PROYECTO	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba
TIPO DE MUESTRA	Simple <input checked="" type="checkbox"/> / <input type="checkbox"/> Compuesta
TIPO DE AGUA RESIDUAL	Fosa Séptica
CÓDIGO DE MUESTRA	A-002
PUNTO DE MUESTREO	Lagunas de Aireación
FECHA DEL MUESTREO	21-05-2018
HORA DEL MUESTREO	16:07
PARÁMETROS A DETERMINAR	Totales, Suspendidos Volátiles, Sedimentables
VOLUMEN DE LA MUESTRA	1 Galón
VOLUMEN DEL CAMIÓN	6m <sup>3</sup>
VOLUMEN SÓLIDOS RETENIDO T#4	150cc / Mat. Orgánica
VOLUMEN SÓLIDOS GRUESOS	0
MUESTREADO POR:	NOMBRE/S A. Verdugo / C. Moscoso FIRMA/S  / 

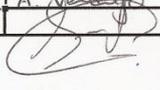
p

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PROYECTO	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba
TIPO DE MUESTRA	Simple <input checked="" type="checkbox"/> / <input type="checkbox"/> Compuesta
TIPO DE AGUA RESIDUAL	Fosa séptica
CÓDIGO DE MUESTRA	B-001
PUNTO DE MUESTREO	Lagunas de Aireación
FECHA DEL MUESTREO	22-05-2018
HORA DEL MUESTREO	12:10
PARÁMETROS A DETERMINAR	Totales, Suspendidos, Volátiles, sedimentables
VOLUMEN DE LA MUESTRA	1 Galón
VOLUMEN DEL CAMIÓN	7m <sup>3</sup>
VOLUMEN SOLIDOS RETENIDO T#4	100cc / Mat Orgánica
VOLUMEN SOLIDOS GRUESOS	0
MUESTREADO POR:	NOMBRE/S A. Verdugo / C. Moscoso FIRMA/S  / 

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PROYECTO	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba
TIPO DE MUESTRA	Simple <input checked="" type="checkbox"/> / <input type="checkbox"/> Compuesta
TIPO DE AGUA RESIDUAL	Fosa séptica
CÓDIGO DE MUESTRA	B-002
PUNTO DE MUESTREO	Lagunas de Aireación
FECHA DEL MUESTREO	22-05-2018
HORA DEL MUESTREO	12:25
PARÁMETROS A DETERMINAR	Totales, Suspendidos, Volátiles, sedimentables
VOLUMEN DE LA MUESTRA	1 Galón
VOLUMEN DEL CAMIÓN	7m <sup>3</sup>
VOLUMEN SOLIDOS RETENIDO T#4	75cc / Mat Orgánica
VOLUMEN SOLIDOS GRUESOS	
MUESTREADO POR:	NOMBRE/S A. Verdugo / C. Moscoso FIRMA/S  / 

p

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PROYECTO	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba
TIPO DE MUESTRA	Simple <input checked="" type="checkbox"/> Compuesta <input type="checkbox"/>
TIPO DE AGUA RESIDUAL	Fosa séptica
CÓDIGO DE MUESTRA	D-001
PUNTO DE MUESTREO	Lagunas de Aireación
FECHA DEL MUESTREO	05-06-2018
HORA DEL MUESTREO	12:28
PARÁMETROS A DETERMINAR	Totales, Suspendidos, Volátiles, Sedimentables
VOLUMEN DE LA MUESTRA	1/2 Galón
VOLUMEN DEL CAMIÓN	6m <sup>3</sup>
VOLUMEN SOLIDOS RETENIDO T#4	50cc / Mat Orgánica
VOLUMEN SOLIDOS GRUESOS	0
MUESTREADO POR:	NOMBRE/S A Verdugo / C. Moscoso FIRMA/S  

 UNIVERSIDAD DEL AZUAY	
PROYECTO	Análisis y Diseño de un sistema de descarga conjunto de los lodos generados por el saneamiento hidráulico realizado por ETAPA EP y otras empresas en la ciudad de Cuenca hacia la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Ucubamba
TIPO DE MUESTRA	Simple <input checked="" type="checkbox"/> Compuesta <input type="checkbox"/>
TIPO DE AGUA RESIDUAL	Colectores
CÓDIGO DE MUESTRA	E-001
PUNTO DE MUESTREO	Lagunas de Aireación
FECHA DEL MUESTREO	01-06-2018
HORA DEL MUESTREO	13:30
PARÁMETROS A DETERMINAR	Totales, Suspendidos, Volátiles, Sedimentables
VOLUMEN DE LA MUESTRA	1/2 Galón
VOLUMEN DEL CAMIÓN	5m <sup>3</sup>
VOLUMEN SOLIDOS RETENIDO T#4	1472.63 cm <sup>3</sup>
VOLUMEN SOLIDOS GRUESOS	9000 cm <sup>3</sup>
MUESTREADO POR:	NOMBRE/S A Verdugo / C. Moscoso FIRMA/S  

ANEXO 3: Tabla 2A Nacional de Pesos y Dimensiones: “Tipo de vehículos motorizados, remolques y semirremolques”

**Tabla 2A. 106 - 02 Nacional de Pesos y Dimensiones: “Tipo de vehículos motorizados remolques y semirremolques”**

CUADRO DEMONSTRATIVO DE TIPO DE VEHÍCULOS MOTORIZADOS REMOLQUES Y SEMIREMOLQUES							
TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO MÁXIMO PERMITIDO (Ton.)	LÍMITES MÁXIMOS PERMITIDOS (metros)			
				Largo	Ancho	Alto	
2 D			7	5,00	2,60	3,00	
20A			10	7,50	2,60	3,50	
20B			18	12,20	2,60	4,10	
3A			27	12,20	2,60	4,10	
4-C			31	12,20	2,60	4,10	
4-D			32	12,20	2,60	4,10	
V20B			18	11,20	2,60	4,10	
V3A			27	12,20	2,60	4,10	
V2B			27	12,20	2,60	4,10	
T2			18	8,50	2,60	4,10	
T3			27	8,50	2,60	4,10	
S3			24	13,00	3,00	4,30	
S2			20	13,00	3,00	4,30	
S1			11	13,00	3,00	4,30	
R2			22	10,00	3,00	4,30	
R3			31	10,00	3,00	4,30	
B1			11	10,00	3,00	4,30	
B2			20	10,00	3,00	4,30	
B3			24	10,00	3,00	4,30	

**Tabla 2A. 106 - 03 Nacional de Pesos y Dimensiones: "Posibles combinaciones"**

TIPO	DISTRIBUCIÓN MÁXIMA DE CARGA POR EJE	DESCRIPCIÓN	PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO PERMITIDO (toneladas)	LONGITUDES MÁXIMAS PERMITIDAS (metros)			
				Largo	Ancho	Alto	
2S1			TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMI-REMOLQUE DE 1 EJE	29	20,50	2,60	4,30
2S2			TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMI-REMOLQUE DE 2 EJES	38	20,50	2,60	4,30
2S3			TRACTO CAMIÓN DE 2 EJES Y SEMI-REMOLQUE DE 3 EJES	42	20,50	2,60	4,30
3S1			TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMI-REMOLQUE DE 1 EJE	38	20,50	2,60	4,30
3S2			TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMI-REMOLQUE DE 2 EJES	47	20,50	2,60	4,30
3S3			TRACTO CAMIÓN DE 3 EJES Y SEMI-REMOLQUE DE 3 EJES	48	20,50	2,60	4,30
2R2			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES	40	20,50	2,60	4,30
2R3			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	48	20,50	2,60	4,30
3R2			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE DE 2 EJES	48	20,50	2,60	4,30
3R3			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE DE 3 EJES	48	20,50	2,60	4,30
2B1			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE 1 EJE	29	20,50	2,60	4,30
2B2			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE 2 EJES	38	20,50	2,60	4,30
2B3			CAMIÓN REMOLCADOR DE 2 EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE 3 EJES	42	20,50	2,60	4,30
3B1			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE 1 EJE	38	20,50	2,60	4,30
3B2			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE 2 EJES	47	20,50	2,60	4,30
3B3			CAMIÓN REMOLCADOR DE 3 EJES Y REMOLQUE BALANCEADO DE 3 EJES	48	>20,50	3,00	4,30

ANEXO 4: Tablas de Factores equivalentes de carga para Pavimento Rígido.

Tabla 3.10. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples,  $p_f=2,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D									
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)	
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	
4	17.8	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	
6	26.7	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010	
8	35.6	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032	.032	
10	44.5	.087	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080	.080	
12	53.4	.186	.180	.176	.175	.174	.174	.173	.173	.173	
14	62.3	.353	.346	.341	.338	.337	.336	.336	.336	.336	
16	71.2	.614	.609	.604	.601	.599	.599	.598	.598	.598	
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
20	89.0	1.55	1.56	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59	1.59	
22	97.9	2.32	2.32	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41	2.42	
24	106.8	3.37	3.34	3.40	3.47	3.51	3.53	3.54	3.55	3.55	
26	115.7	4.76	4.69	4.77	4.88	4.97	5.02	5.04	5.06	5.06	
28	124.6	6.58	6.44	6.52	6.70	6.85	6.94	7.00	7.02	7.04	
30	133.5	8.92	8.68	8.74	8.98	9.23	9.39	9.48	9.54	9.56	
32	142.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.2	12.4	12.6	12.7	12.7	
34	151.3	15.5	15.0	14.9	15.3	15.8	16.2	16.4	16.6	16.7	
36	160.0	20.1	19.3	19.2	19.5	20.1	20.7	21.1	21.4	21.5	
38	169.1	25.6	24.5	24.3	24.6	25.4	26.1	26.7	27.1	27.4	
40	178.0	32.2	30.8	30.4	30.7	31.6	32.6	33.4	34.0	34.4	
42	186.9	40.1	38.4	37.7	38.0	38.9	40.1	41.3	42.1	42.7	
44	195.8	49.4	47.3	46.4	46.6	47.6	49.0	50.4	51.6	52.4	
46	204.7	60.4	57.7	56.6	56.7	57.7	59.3	61.1	62.6	63.7	
48	213.6	73.2	69.9	68.4	68.4	69.4	71.2	73.3	75.3	76.8	
50	222.5	88.0	84.1	82.2	82.0	83.0	84.9	87.4	89.8	91.7	

Tabla 3.11. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem,  $p_i=2,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D pulg (mm)									
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)	
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	
4	17.8	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	
8	35.6	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	
10	44.5	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012	.012	
12	53.4	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025	.025	
14	62.3	.051	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047	.047	
16	71.2	.087	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080	.080	
18	80.0	.141	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131	.131	
20	89.0	.216	.210	.206	.204	.203	.203	.203	.203	.203	
22	97.9	.319	.313	.307	.305	.304	.303	.303	.303	.303	
24	106.8	.454	.449	.444	.441	.440	.439	.439	.439	.439	
26	115.7	.629	.626	.622	.620	.618	.618	.618	.618	.618	
28	124.6	.852	.851	.850	.850	.850	.849	.849	.849	.849	
30	133.5	1.13	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	
32	142.4	1.48	1.48	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	1.51	
34	151.3	1.90	1.90	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	1.97	
36	160.0	2.42	2.41	2.45	2.49	2.51	2.52	2.53	2.53	2.53	
38	169.1	3.04	3.02	3.07	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20	3.21	
40	178.0	3.79	3.74	3.80	3.89	3.95	3.98	4.00	4.01	4.01	
42	186.9	4.67	4.67	4.66	4.78	4.87	4.93	4.95	4.97	4.97	
44	195.8	5.72	5.59	5.67	5.82	5.95	6.03	6.07	6.09	6.10	
46	204.7	6.94	6.76	6.83	7.02	7.20	7.31	7.37	7.41	7.43	
48	213.6	8.36	8.12	8.17	8.40	8.63	8.79	8.88	8.93	8.96	
50	222.5	10.00	9.69	9.72	9.98	10.27	10.49	10.62	10.69	10.73	
52	231.4	11.9	11.5	11.5	11.8	12.1	12.4	12.6	12.7	12.8	
54	240.3	14.0	13.5	13.5	13.8	14.2	14.6	14.9	15.0	15.1	
56	249.2	16.5	15.9	15.8	16.1	16.6	17.1	17.4	17.6	17.7	
58	258.1	19.3	18.5	18.4	18.7	19.3	19.8	20.3	20.5	20.7	
60	267.0	22.4	21.5	21.3	21.6	22.3	22.9	23.5	23.8	24.0	
62	275.9	25.9	24.9	24.6	24.9	25.6	26.4	27.0	27.5	27.7	
64	284.7	29.9	28.6	28.2	28.5	29.3	30.2	31.0	31.6	31.9	
66	293.6	34.3	32.8	32.3	32.6	33.4	34.4	35.4	36.1	36.5	
68	302.5	39.2	37.5	36.8	37.1	37.9	39.1	40.2	41.1	41.6	
70	311.4	44.6	42.7	41.9	42.1	42.9	44.2	45.5	46.6	47.3	
72	320.3	50.6	48.4	47.5	47.6	48.5	49.9	51.4	52.6	53.5	
74	329.2	57.3	54.7	53.6	53.6	54.6	56.1	57.7	59.2	60.3	
76	338.1	64.6	61.7	60.4	60.3	61.2	62.8	64.7	66.4	67.7	
78	347.0	72.5	69.3	67.8	67.7	68.6	70.2	72.3	74.3	75.8	
80	355.9	81.3	77.6	75.9	75.7	76.6	78.3	80.6	82.8	84.7	
82	364.8	90.9	86.7	84.7	84.4	85.3	87.1	89.6	92.1	94.2	
84	373.7	101.	97.	94.	94.	95.	97.	99.	102.	105.	
86	382.6	113.	107.	105.	104.	105.	107.	110.	113.	116.	
88	391.5	125.	119.	116.	116.	116.	118.	121.	125.	128.	
90	400.4	138.	132.	129.	128.	129.	131.	134.	137.	141.	

Tabla 3.12. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tridem,  $p_i=2,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D									
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)	
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	
6	26.7	.0010	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	.0009	
8	35.6	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	
10	44.5	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	
12	53.4	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009	.009	
14	62.3	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016	.016	
16	71.2	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027	.027	
18	80.0	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043	.043	
20	89.0	.072	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066	.066	
22	97.9	.105	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097	.097	
24	106.8	.149	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138	.138	
26	115.7	.205	.199	.195	.194	.193	.192	.192	.192	.192	
28	124.6	.276	.270	.265	.263	.262	.262	.262	.262	.261	
30	133.5	.364	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349	.349	
32	142.4	.472	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458	.458	
34	151.3	.603	.600	.596	.594	.593	.592	.592	.592	.592	
36	160.0	.759	.758	.757	.756	.755	.755	.755	.755	.755	
38	169.1	.946	.947	.949	.950	.951	.951	.951	.951	.951	
40	178.0	1.17	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18	1.19	
42	186.9	1.42	1.43	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	
44	195.8	1.73	1.73	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79	1.79	
46	204.7	2.08	2.07	2.10	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16	2.17	
48	213.6	2.48	2.47	2.51	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60	2.61	
50	222.5	2.95	2.92	2.97	3.03	3.07	3.09	3.10	3.11	3.11	
52	231.4	3.48	3.44	3.50	3.58	3.63	3.66	3.68	3.69	3.69	
54	240.3	4.09	4.03	4.09	4.20	4.27	4.31	4.33	4.35	4.35	
56	249.2	4.78	4.69	4.76	4.89	4.99	5.05	5.08	5.09	5.10	
58	258.1	5.57	5.44	5.51	5.66	5.79	5.87	5.91	5.94	5.95	
60	267.0	6.45	6.29	6.35	6.53	6.69	6.79	6.85	6.88	6.90	
62	275.9	7.43	7.23	7.28	7.49	7.69	7.82	7.90	7.94	7.97	
64	284.7	8.54	8.28	8.32	8.55	8.80	8.97	9.07	9.13	9.16	
66	293.6	9.76	9.46	9.48	9.73	10.02	10.24	10.37	10.44	10.48	
68	302.5	11.1	10.8	10.8	11.0	11.4	11.6	11.8	11.9	12.0	
70	311.4	12.6	12.2	12.2	12.5	12.8	13.2	13.4	13.5	13.6	
72	320.3	14.3	13.8	13.7	14.0	14.5	14.9	15.1	15.3	15.5	
74	329.2	16.1	15.5	15.4	15.7	16.2	16.7	17.0	17.2	17.3	
76	338.1	18.2	17.5	17.3	17.6	18.2	18.7	19.1	19.3	19.5	
78	347.0	20.4	19.6	19.4	19.7	20.3	20.9	21.4	21.7	21.8	
80	355.9	22.8	21.9	21.6	21.9	22.6	23.3	23.8	24.2	24.4	
82	364.8	25.4	24.4	24.1	24.4	25.0	25.8	26.5	26.9	27.2	
84	373.7	28.3	27.1	26.7	27.0	27.7	28.6	29.4	29.9	30.2	
86	382.6	31.4	30.1	29.6	29.9	30.7	31.6	32.5	33.1	33.5	
88	391.5	34.8	33.3	32.8	33.0	33.8	34.8	35.8	36.6	37.1	
90	400.4	38.5	36.8	36.2	36.4	37.2	38.3	39.4	40.3	40.9	

Tabla 3.13. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples,  $p_i=2,5$

Carga p/eje (kips)	p/eje (kN)	D pulg (mm)								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.039	.035	.033	.032	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.097	.089	.084	.082	.081	.080	.080	.080	.080
12	53.4	.203	.189	.181	.176	.175	.174	.174	.173	.173
14	62.3	.376	.360	.347	.341	.338	.337	.336	.336	.336
16	71.2	.634	.623	.610	.604	.601	.599	.599	.599	.598
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.51	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59	1.59
22	97.9	2.21	2.20	2.28	2.34	2.38	2.40	2.41	2.41	2.41
24	106.8	3.16	3.10	3.22	3.36	3.45	3.50	3.53	3.54	3.55
26	115.7	4.41	4.26	4.42	4.67	4.85	4.95	5.01	5.04	5.05
28	124.6	6.05	5.76	5.92	6.29	6.61	6.81	6.92	6.98	7.01
30	133.5	8.16	7.67	7.79	8.28	8.79	9.14	9.35	9.46	9.52
32	142.4	10.8	10.1	10.1	10.7	11.4	12.0	12.3	12.6	12.7
34	151.3	14.1	13.0	12.9	13.6	14.6	15.4	16.0	16.4	16.5
36	160.0	18.2	16.7	16.4	17.1	18.3	19.5	20.4	21.0	21.3
38	169.1	23.1	21.1	20.6	21.3	22.7	24.3	25.6	26.4	27.0
40	178.0	29.1	26.5	25.7	26.3	27.9	29.9	31.6	32.9	33.7
42	186.9	36.2	32.9	31.7	32.2	34.0	36.3	38.7	40.4	41.6
44	195.8	44.6	40.4	38.8	39.2	41.0	43.8	46.7	49.1	50.8
46	204.7	54.5	49.3	47.1	47.3	49.2	52.3	55.9	59.0	61.4
48	213.6	66.1	59.7	56.9	56.8	58.7	62.1	66.3	70.3	73.4
50	222.5	79.4	71.7	68.2	67.8	69.6	73.3	78.1	83.0	87.1

Tabla 3.14. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem,  $p_i=2,5$

Carga p/eje (kips)	Carga p/eje (kN)	D pulg (mm)									
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)	
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	
4	17.8	.0006	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	
6	26.7	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	
8	35.6	.007	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	
10	44.5	.015	.014	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012	
12	53.4	.031	.028	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025	
14	62.3	.057	.052	.049	.048	.047	.047	.047	.047	.047	
16	71.2	.097	.089	.084	.082	.081	.081	.080	.080	.080	
18	80.0	.155	.143	.136	.133	.132	.131	.131	.131	.131	
20	89.0	.234	.220	.211	.206	.204	.203	.203	.203	.203	
22	97.9	.340	.325	.313	.308	.305	.304	.303	.303	.303	
24	106.8	.475	.462	.450	.444	.441	.440	.439	.439	.439	
26	115.7	.644	.637	.627	.622	.620	.619	.618	.618	.618	
28	124.6	.855	.854	.852	.850	.850	.850	.849	.849	.849	
30	133.5	1.11	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	
32	142.4	1.43	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51	
34	151.3	1.82	1.82	1.87	1.92	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97	
36	160.1	2.29	2.27	2.35	2.43	2.48	2.51	2.52	2.52	2.53	
38	169.0	2.85	2.80	2.91	3.03	3.12	3.16	3.18	3.20	3.20	
40	178.0	3.52	3.42	3.55	3.74	3.87	3.94	3.98	4.00	4.01	
42	186.9	4.32	4.16	4.30	4.55	4.74	4.86	4.91	4.95	4.96	
44	195.8	5.26	5.01	5.16	5.48	5.75	5.92	6.01	6.06	6.09	
46	204.7	6.36	6.01	6.14	6.53	6.90	7.14	7.28	7.36	7.40	
48	213.6	7.64	7.16	7.27	7.73	8.21	8.55	8.75	8.86	8.92	
50	222.5	9.11	8.50	8.55	9.07	9.68	10.14	10.42	10.58	10.66	
52	231.4	10.8	10.0	10.0	10.6	11.3	11.9	12.3	12.5	12.7	
54	240.3	12.8	11.8	11.7	12.3	13.2	13.9	14.5	14.8	14.9	
56	249.2	15.0	13.8	13.6	14.2	15.2	16.2	16.8	17.3	17.5	
58	258.1	17.5	16.0	15.7	16.3	17.5	18.6	19.5	20.1	20.4	
60	267.0	20.3	18.5	18.1	18.7	20.0	21.4	22.5	23.2	23.6	
62	275.9	23.5	21.4	20.8	21.4	22.8	24.4	25.7	26.7	27.3	
64	284.7	27.0	24.6	23.8	24.4	25.8	27.7	29.3	30.5	31.3	
66	293.6	31.0	28.1	27.1	27.6	29.2	31.3	33.2	34.7	35.7	
68	302.5	35.4	32.1	30.9	31.3	32.9	35.2	37.5	39.3	40.5	
70	311.4	40.3	36.5	35.0	35.3	37.0	39.5	42.1	44.3	45.9	
72	320.3	45.7	41.4	39.6	39.8	41.5	44.2	47.2	49.8	51.7	
74	329.2	51.7	46.7	44.6	44.7	46.4	49.3	52.7	55.7	58.0	
76	338.1	58.3	52.6	50.2	50.1	51.8	54.9	58.6	62.1	64.8	
78	347.0	65.5	59.1	56.3	56.1	57.7	60.9	65.0	69.0	72.3	
80	355.9	73.4	66.2	62.9	62.5	64.2	67.5	71.9	76.4	80.2	
82	364.8	82.0	73.9	70.2	69.6	71.2	74.7	79.4	84.4	88.8	
84	373.7	91.4	82.4	78.1	77.3	78.9	82.4	87.4	93.0	98.1	
86	382.6	102.	92.	87.	86.	87.	91.	96.	102.	108.	
88	391.5	113.	102.	96.	95.	96.	100.	105.	112.	119.	
90	400.4	125.	112.	106.	105.	106.	110.	115.	123.	130.	

(ftm)  
16  
18

Tabla 3.15. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídrem,  $p_t=2,5$

Carga	p/eje	D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.011	.010	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.033	.030	.029	.028	.027	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.053	.048	.045	.044	.044	.043	.043	.043	.043
20	89.0	.080	.073	.069	.067	.066	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.116	.107	.101	.099	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.163	.151	.144	.141	.139	.139	.138	.138	.138
26	115.7	.222	.209	.200	.195	.194	.193	.192	.192	.192
28	124.6	.295	.281	.271	.265	.263	.262	.262	.262	.262
30	133.5	.384	.371	.359	.354	.351	.350	.349	.349	.349
32	142.4	.490	.480	.468	.463	.460	.459	.458	.458	.458
34	151.3	.616	.609	.601	.596	.594	.593	.592	.592	.592
36	160.0	.765	.762	.759	.757	.756	.755	.755	.755	.755
38	169.1	.939	.941	.946	.948	.950	.951	.951	.951	.951
40	178.0	1.14	1.15	1.16	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.38	1.38	1.41	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.65	1.65	1.70	1.74	1.77	1.78	1.78	1.78	1.79
46	204.7	1.97	1.96	2.03	2.09	2.13	2.15	2.16	2.16	2.16
48	213.6	2.34	2.31	2.40	2.49	2.55	2.58	2.59	2.60	2.60
50	222.5	2.76	2.71	2.81	2.94	3.02	3.07	3.09	3.10	3.11
52	231.4	3.24	3.15	3.27	3.44	3.56	3.62	3.66	3.68	3.68
54	240.3	3.79	3.66	3.79	4.00	4.16	4.26	4.30	4.33	4.34
56	249.2	4.41	4.23	4.37	4.63	4.84	4.97	5.03	5.07	5.09
58	258.1	5.12	4.87	5.00	5.32	5.59	5.76	5.85	5.90	5.93
60	267.0	5.91	5.59	5.71	6.08	6.42	6.64	6.77	6.84	6.87
62	275.9	6.80	6.39	6.50	6.91	7.33	7.62	7.79	7.88	7.93
64	284.7	7.79	7.29	7.37	7.82	8.33	8.70	8.92	9.04	9.11
66	293.6	8.90	8.28	8.33	8.83	9.42	9.88	10.17	10.33	10.42
68	302.5	10.1	9.4	9.4	9.9	10.6	11.2	11.5	11.7	11.9
70	311.4	11.5	10.6	10.6	11.1	11.9	12.6	13.0	13.3	13.5
72	320.3	13.0	12.0	11.8	12.4	13.3	14.1	14.7	15.0	15.2
74	329.2	14.6	13.5	13.2	13.8	14.8	15.8	16.5	16.9	17.1
76	338.1	16.5	15.1	14.8	15.4	16.5	17.6	18.4	18.9	19.2
78	347.0	18.5	16.9	16.5	17.1	18.2	19.5	20.5	21.1	21.5
80	355.9	20.6	18.8	18.3	18.9	20.2	21.6	22.7	23.5	24.0
82	364.8	23.0	21.0	20.3	20.9	22.2	23.8	25.2	26.1	26.7
84	373.7	25.6	23.3	22.5	23.1	24.5	26.2	27.8	28.9	29.6
86	382.6	28.4	25.8	24.9	25.4	26.9	28.8	30.5	31.9	32.8
88	391.5	31.5	28.6	27.5	27.9	29.4	31.5	33.5	35.1	36.1
90	400.4	34.8	31.5	30.3	30.7	32.2	34.4	36.7	38.5	39.8

Tabla 3.16. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes simples,  $p_i=3,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0003	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002	.0002
4	17.8	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
6	26.7	.014	.012	.011	.010	.010	.010	.010	.010	.010
8	35.6	.045	.038	.034	.033	.032	.032	.032	.032	.032
10	44.5	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.080	.080	.080
12	53.4	.228	.202	.186	.179	.176	.174	.174	.174	.173
14	62.3	.408	.378	.355	.344	.340	.337	.337	.336	.336
16	71.2	.660	.640	.619	.608	.603	.600	.599	.599	.599
18	80.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
20	89.0	1.46	1.47	1.52	1.55	1.57	1.58	1.58	1.59	1.59
22	97.9	2.07	2.06	2.18	2.29	2.35	2.38	2.40	2.41	2.41
24	106.8	2.90	2.81	3.00	3.23	3.38	3.47	3.51	3.53	3.54
26	115.7	4.00	3.77	4.01	4.40	4.70	4.87	4.96	5.01	5.04
28	124.6	5.43	4.99	5.23	5.80	6.31	6.65	6.83	6.93	6.98
30	133.5	7.27	6.53	6.72	7.46	8.25	8.83	9.17	9.36	9.46
32	142.4	9.59	8.47	8.53	9.42	10.54	11.44	12.03	12.37	12.56
34	151.3	12.5	10.9	10.7	11.7	13.2	14.5	15.5	16.0	16.4
36	160.0	16.0	13.8	13.4	14.4	16.2	18.1	19.5	20.4	21.0
38	169.1	20.4	17.4	16.7	17.7	19.8	22.2	24.2	25.6	26.4
40	178.0	25.6	21.8	20.6	21.5	23.8	26.8	29.5	31.5	32.9
42	186.9	31.8	26.9	25.3	26.0	28.5	32.0	35.5	38.4	40.3
44	195.8	39.2	33.1	30.8	31.3	33.9	37.9	42.3	46.1	48.8
46	204.7	47.8	40.3	37.2	37.5	40.1	44.5	49.8	54.7	58.5
48	213.6	57.9	48.6	44.8	44.7	47.3	52.1	58.2	64.3	69.4
50	222.5	69.6	58.4	53.6	53.1	55.6	60.6	67.6	75.0	81.4

Tabla 3.17. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes tándem,  $p_i=3,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D pulg (mm)									
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)	
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0007	.0006	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005	.0005
6	26.7	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
8	35.6	.008	.006	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
10	44.5	.018	.015	.013	.013	.013	.012	.012	.012	.012	.012
12	53.4	.036	.030	.027	.026	.026	.025	.025	.025	.025	.025
14	62.3	.066	.056	.050	.048	.047	.047	.047	.047	.047	.047
16	71.2	.111	.095	.087	.083	.081	.081	.081	.080	.080	.080
18	80.0	.174	.153	.140	.135	.132	.131	.131	.131	.131	.131
20	89.0	.260	.234	.217	.209	.205	.204	.203	.203	.203	.203
22	97.9	.368	.341	.321	.311	.307	.305	.304	.303	.303	.303
24	106.8	.502	.479	.458	.447	.443	.440	.440	.439	.439	.439
26	115.7	.664	.651	.634	.625	.621	.619	.618	.618	.618	.618
28	124.6	.859	.857	.853	.851	.850	.850	.850	.849	.849	.849
30	133.5	1.09	1.10	1.12	1.13	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14	1.14
32	142.4	1.38	1.38	1.44	1.47	1.49	1.50	1.51	1.51	1.51	1.51
34	151.3	1.72	1.71	1.80	1.88	1.93	1.95	1.96	1.97	1.97	1.97
36	160.0	2.13	2.10	2.23	2.36	2.45	2.49	2.51	2.52	2.52	2.52
38	169.1	2.62	2.54	2.71	2.92	3.06	3.13	3.17	3.19	3.20	3.20
40	178.0	3.21	3.05	3.26	3.55	3.76	3.89	3.95	3.98	4.00	4.00
42	186.9	3.90	3.65	3.87	4.26	4.58	4.77	4.87	4.92	4.95	4.95
44	195.8	4.72	4.35	4.57	5.06	5.50	5.78	5.94	6.02	6.06	6.06
46	204.7	5.68	5.16	5.36	5.95	6.54	6.94	7.17	7.29	7.36	7.36
48	213.6	6.80	6.10	6.25	6.93	7.69	8.24	8.57	8.76	8.86	8.86
50	222.5	8.09	7.17	7.26	8.03	8.96	9.70	10.17	10.43	10.58	10.58
52	231.4	9.57	8.41	8.40	9.24	10.36	11.32	11.96	12.33	12.54	12.54
54	240.3	11.3	9.8	9.7	10.6	11.9	13.1	14.0	14.5	14.8	14.8
56	249.2	13.2	11.4	11.2	12.1	13.6	15.1	16.2	16.9	17.3	17.3
58	258.1	15.4	13.2	12.8	13.7	15.4	17.2	18.6	19.5	20.1	20.1
60	267.0	17.9	15.3	14.7	15.6	17.4	19.5	21.3	22.5	23.2	23.2
62	275.9	20.6	17.6	16.8	17.6	19.6	22.0	24.1	25.7	26.6	26.6
64	284.7	23.7	20.2	19.1	19.9	22.0	24.7	27.3	29.2	30.4	30.4
66	293.6	27.2	23.1	21.7	22.4	24.6	27.6	30.6	33.0	34.6	34.6
68	302.5	31.1	26.3	24.6	25.2	27.4	30.8	34.3	37.1	39.2	39.2
70	311.4	35.4	29.8	27.8	28.2	30.6	34.2	38.2	41.6	44.1	44.1
72	320.3	40.1	33.8	31.3	31.6	34.0	37.9	42.3	46.4	49.4	49.4
74	329.2	45.3	38.1	35.2	35.4	37.7	41.8	46.8	51.5	55.2	55.2
76	338.1	51.1	42.9	39.5	39.5	41.8	46.1	51.5	56.9	61.3	61.3
78	347.0	57.4	48.2	44.3	44.0	46.3	50.7	56.6	62.7	67.9	67.9
80	355.9	64.3	53.9	49.4	48.9	51.1	55.8	62.1	68.9	74.9	74.9
82	364.8	71.8	60.2	55.1	54.3	56.5	61.2	67.9	75.5	82.4	82.4
84	373.7	80.0	67.0	61.2	60.2	62.2	67.0	74.2	82.4	90.3	90.3
86	382.6	89.0	74.5	67.9	66.5	68.5	73.4	80.8	89.8	98.7	98.7
88	391.5	98.7	82.5	75.2	73.5	75.3	80.2	88.0	97.7	107.5	107.5
90	400.4	109.	91.	83.	81.	83.	88.	96.	106.	117.	117.

Tabla 3.18. Factores equivalentes de carga para pavimentos rígidos, ejes trídems,  $p_i=3,0$

Carga (kips)	p/eje (kN)	D								
		6.0 (152.4)	7.0 (177.8)	8.0 (203.2)	9.0 (228.6)	10.0 (254.0)	11.0 (279.4)	12.0 (304.8)	13.0 (330.2)	14.0 (355.6)
2	8.9	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001	.0001
4	17.8	.0004	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003	.0003
6	26.7	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001	.001
8	35.6	.003	.003	.002	.002	.002	.002	.002	.002	.002
10	44.5	.007	.006	.005	.005	.005	.005	.005	.005	.005
12	53.4	.013	.011	.010	.009	.009	.009	.009	.009	.009
14	62.3	.023	.020	.018	.017	.017	.016	.016	.016	.016
16	71.2	.039	.033	.030	.028	.028	.027	.027	.027	.027
18	80.0	.061	.052	.047	.045	.044	.044	.043	.043	.043
20	89.0	.091	.078	.071	.068	.067	.066	.066	.066	.066
22	97.9	.132	.114	.104	.100	.098	.097	.097	.097	.097
24	106.8	.183	.161	.148	.143	.140	.139	.138	.138	.138
26	115.7	.246	.221	.205	.198	.195	.193	.193	.192	.192
28	124.6	.322	.296	.277	.268	.265	.263	.262	.262	.262
30	133.5	.411	.387	.367	.357	.353	.351	.350	.349	.349
32	142.4	.515	.495	.476	.466	.462	.460	.459	.458	.458
34	151.3	.634	.622	.607	.599	.595	.594	.593	.592	.592
36	160.0	.772	.768	.762	.758	.756	.756	.755	.755	.755
38	169.1	.930	.934	.942	.947	.949	.950	.951	.951	.951
40	178.0	1.11	1.12	1.15	1.17	1.18	1.18	1.18	1.18	1.18
42	186.9	1.3	1.33	1.38	1.42	1.44	1.45	1.46	1.46	1.46
44	195.8	1.56	1.56	1.64	1.71	1.75	1.77	1.78	1.78	1.78
46	204.7	1.84	1.83	1.94	2.04	2.10	2.14	2.15	2.16	2.16
48	213.6	2.16	2.12	2.26	2.41	2.51	2.56	2.58	2.59	2.60
50	222.5	2.53	2.45	2.61	2.82	2.96	3.03	3.07	3.09	3.10
52	231.4	2.95	2.82	3.01	3.27	3.47	3.58	3.63	3.66	3.68
54	240.3	3.43	3.23	3.43	3.77	4.03	4.18	4.27	4.31	4.33
56	249.2	3.98	3.70	3.90	4.31	4.65	4.86	4.98	5.04	5.07
58	258.1	4.59	4.22	4.42	4.90	5.34	5.62	5.78	5.86	5.90
60	267.0	5.28	4.80	4.99	5.54	6.08	6.45	6.66	6.78	6.84
62	275.9	6.06	5.45	5.61	6.23	6.89	7.36	7.64	7.80	7.88
64	284.7	6.92	6.18	6.29	6.98	7.76	8.36	8.72	8.93	9.04
66	293.6	7.89	6.98	7.05	7.78	8.70	9.44	9.91	10.18	10.33
68	302.5	8.96	7.88	7.87	8.66	9.71	10.61	11.20	11.55	11.75
70	311.4	10.2	8.9	8.8	9.6	10.8	11.9	12.6	13.1	13.3
72	320.3	11.5	10.0	9.8	10.6	12.0	13.2	14.1	14.7	15.0
74	329.2	12.9	11.2	10.9	11.7	13.2	14.7	15.8	16.5	16.9
76	338.1	14.5	12.5	12.1	12.9	14.5	16.2	17.5	18.4	18.9
78	347.0	16.2	13.9	13.4	14.2	15.9	17.8	19.4	20.5	21.1
80	355.9	18.2	15.5	14.8	15.6	17.4	19.6	21.4	22.7	23.5
82	364.8	20.2	17.2	16.4	17.2	19.1	21.4	23.5	25.1	26.1
84	373.7	22.5	19.1	18.1	18.8	20.8	23.4	25.8	27.6	28.8
86	382.6	25.0	21.2	19.9	20.6	22.6	25.5	28.2	30.4	31.8
88	391.5	27.6	23.4	21.9	22.5	24.6	27.7	30.7	33.2	35.0
90	400.4	30.5	25.8	24.1	24.6	26.8	30.0	33.4	36.3	38.3

ANEXO 5: Planos del Proyecto.







Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Implantacion  
Pre-Tratamiento Tradicional

Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:200

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

1/14





Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

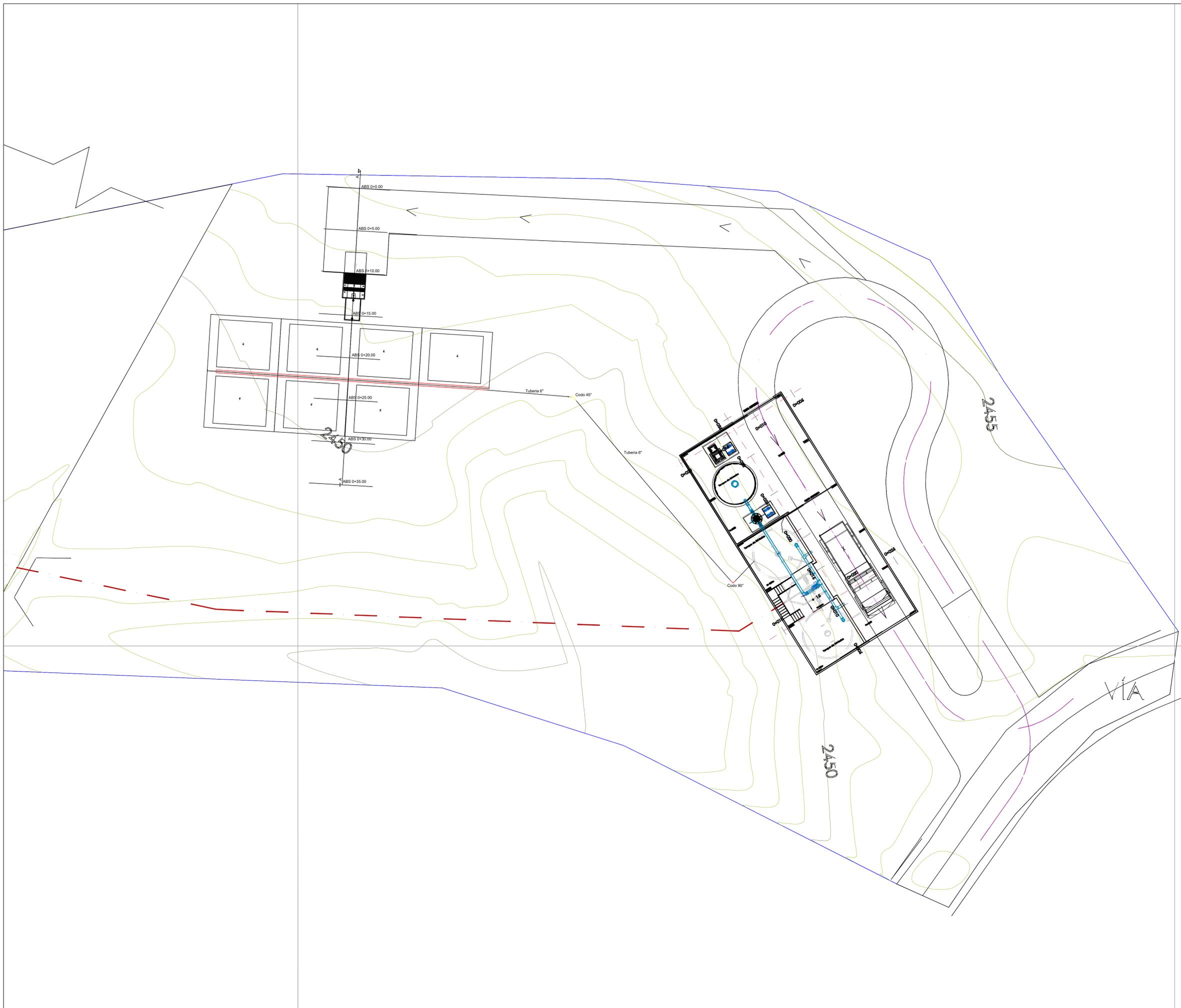
Contenido:  
Detalle Implantacion  
General del Sistema  
con GeoTube.

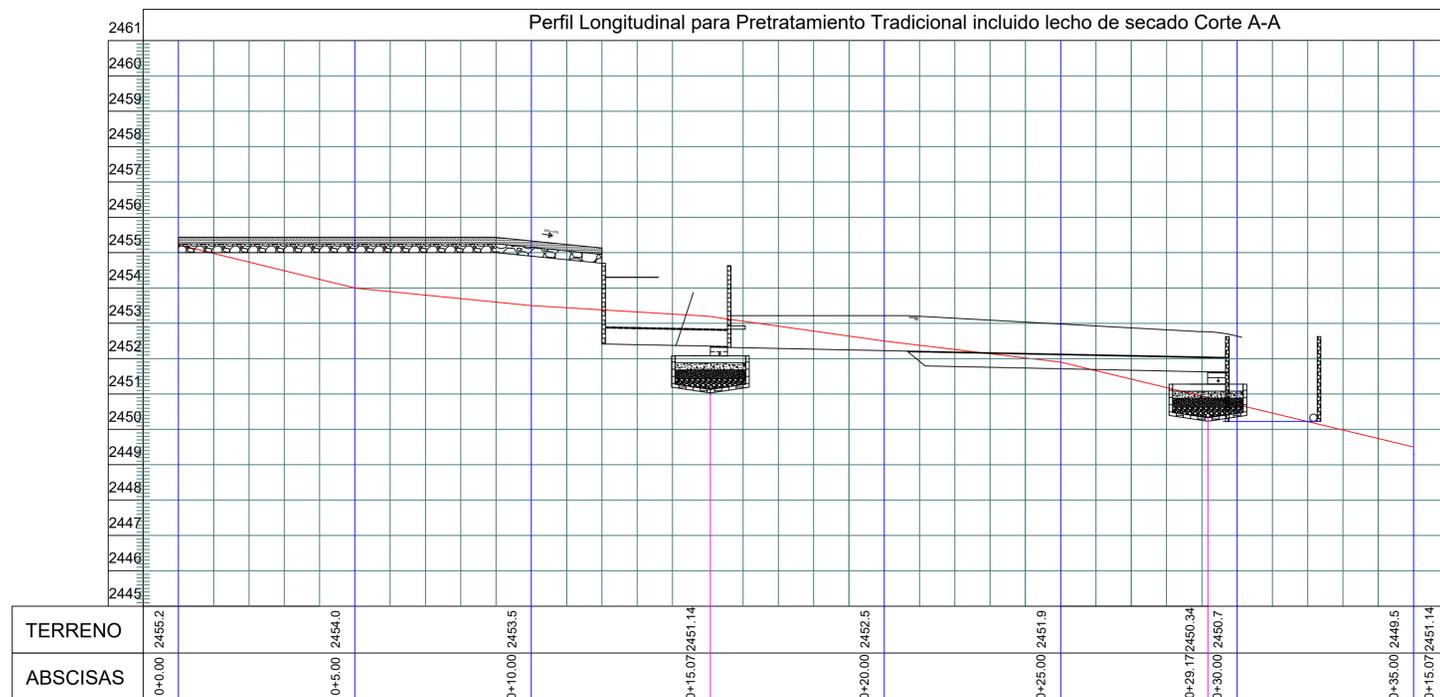
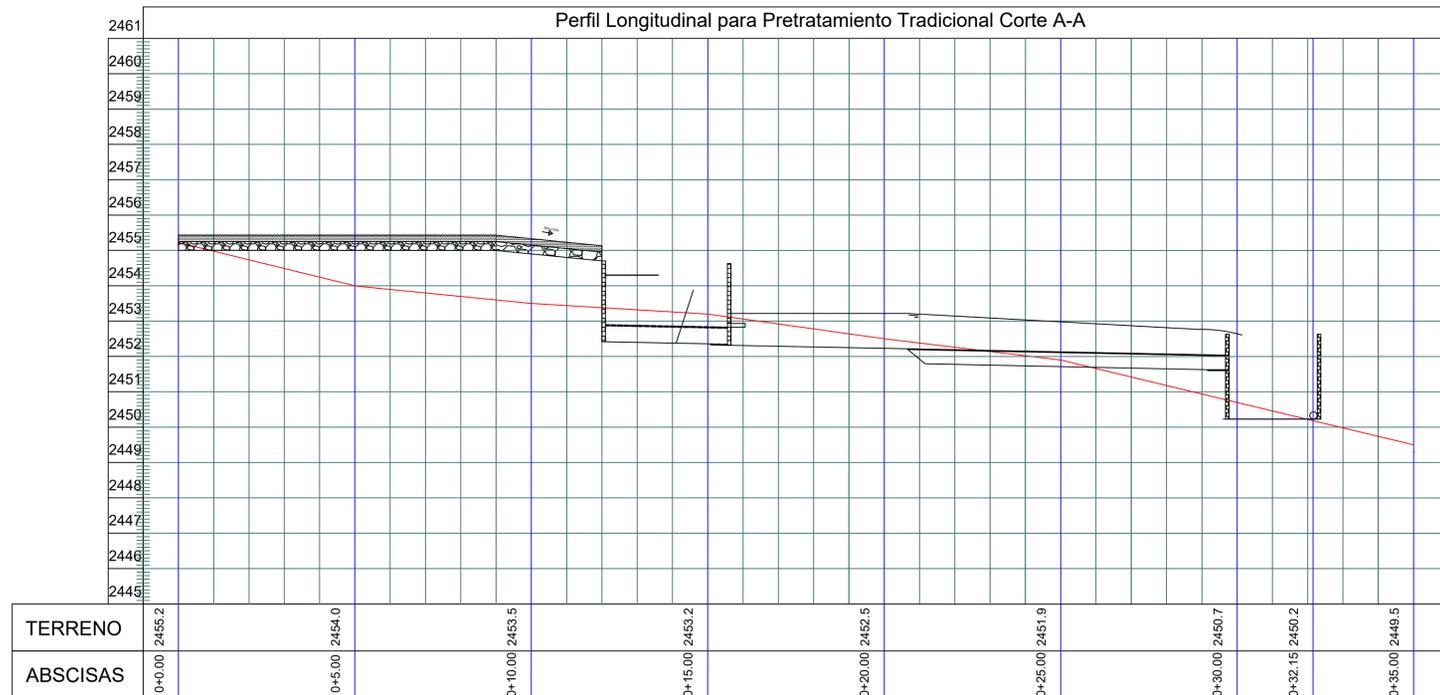
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:250

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

2/14





Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalles Perfil Longitudinal para  
Pre-Tratamiento tradicional Corte  
A-A

Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:75

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

3/14



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Perfil longitudinal para  
Pre-Tratamiento Tradicional

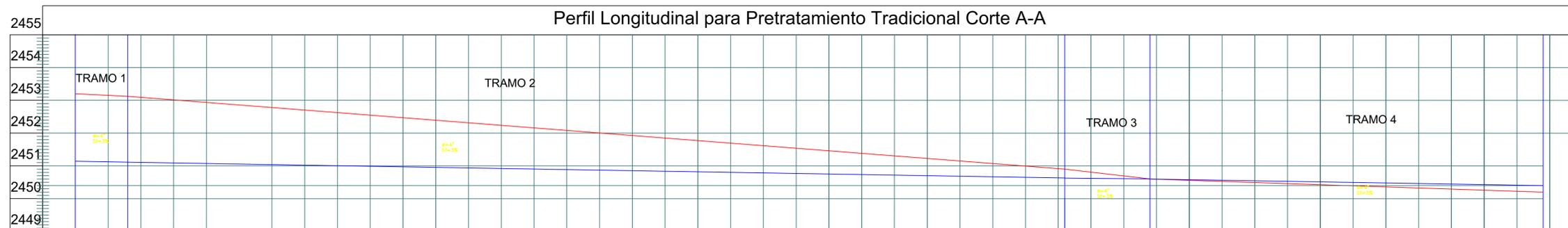
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:75

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

4/14

Perfil Longitudinal para Pretratamiento Tradicional Corte A-A



TERRENO	2451.14	2453.2	2455.1	2450.63	2450.90	2450.62	2450.44
ABSCISAS	0+0.00	0+0.80	2455.1	2450.63	0+14.8	2450.90	2450.62
COTA TUBERIA	2451.14	2451.11	0+0.80	2450.63	0+14.8	2450.62	0+22.1



Universidad Del Azuay  
 Facultad de Ciencia  
 y Tecnología

Tema:  
 Análisis y Diseño de  
 un sistema de  
 descarga conjuntode  
 los lodos generados  
 por el saneamiento  
 hidráulico realizado  
 por ETAPA EP y  
 otras empresas en la  
 ciudad de Cuenca  
 hacia la Planta de  
 Tratamiento de  
 Aguas Residuales de  
 Ucubamba.

Directora:  
 ING. María Belén  
 Arévalo Durazno.

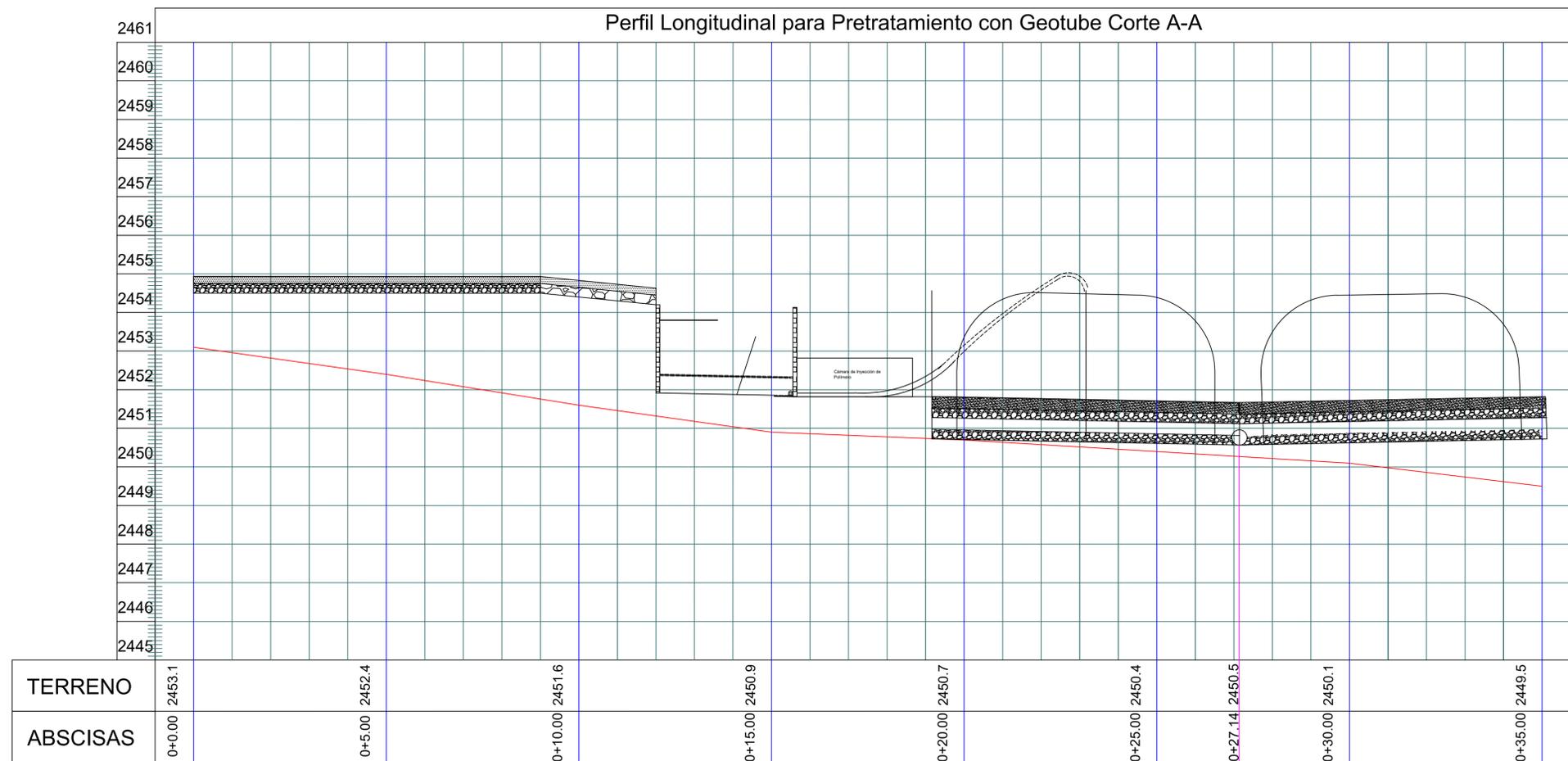
Contenido:  
 Detalle Perfil Longitudinal  
 para Pretratamiento con  
 Geotubos

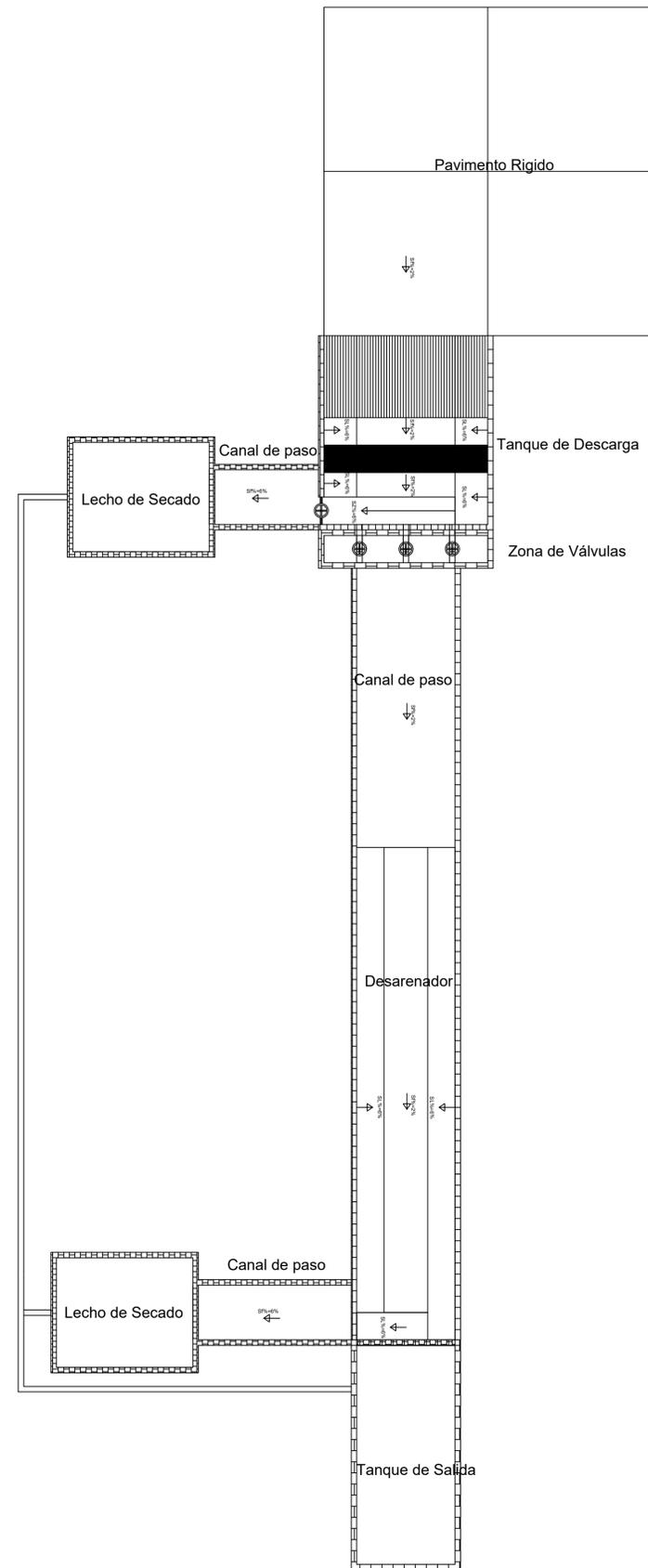
Trabajo de graduación previo a  
 la obtención del título de  
 Ingeniero Civil con mención en  
 Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:75

Autores: Verdugo, A.  
 Moscoso, C.

5/14





Universidad Del Azuay  
 Facultad de Ciencia  
 y Tecnología

Tema:  
 Análisis y Diseño de  
 un sistema de  
 descarga conjuntode  
 los lodos generados  
 por el saneamiento  
 hidráulico realizado  
 por ETAPA EP y  
 otras empresas en la  
 ciudad de Cuenca  
 hacia la Planta de  
 Tratamiento de  
 Aguas Residuales de  
 Ucubamba.

Directora:  
 ING. María Belén  
 Arévalo Durazno.

Contenido:  
 Detalle Sistema Hidraulico  
 Pre-Tratamiento Tradicional

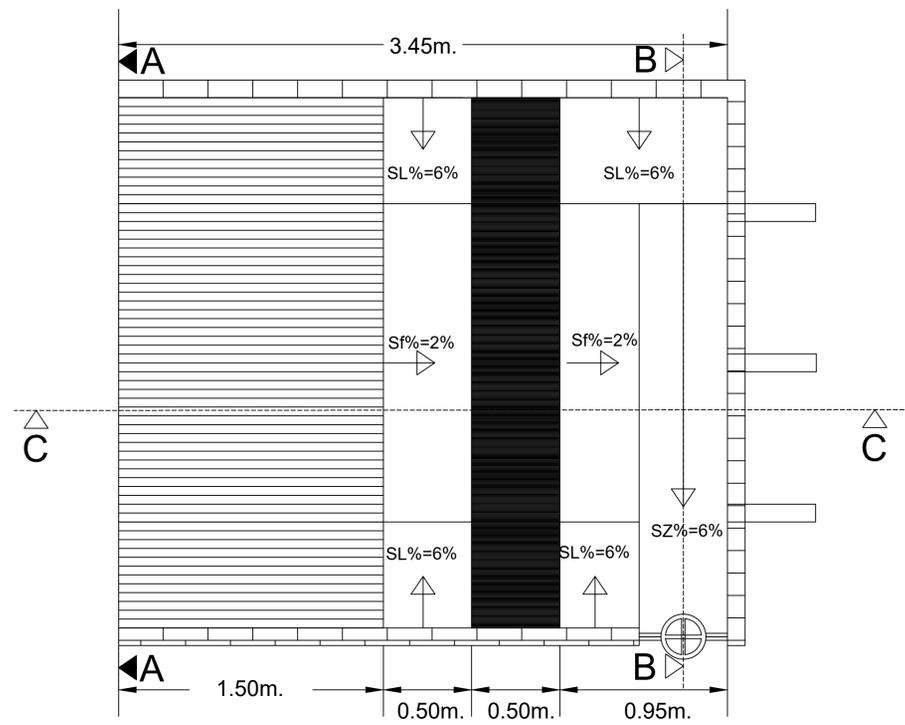
Trabajo de graduación previo a  
 la obtención del título de  
 Ingeniero Civil con mención en  
 Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:60

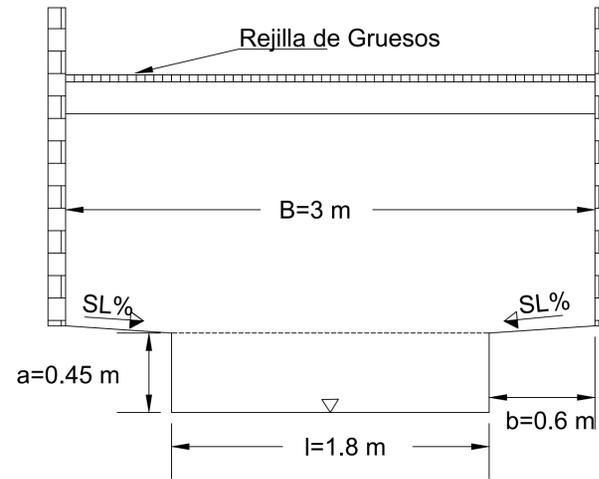
Autores: Verdugo, A.  
 Moscoso, C.

6/14

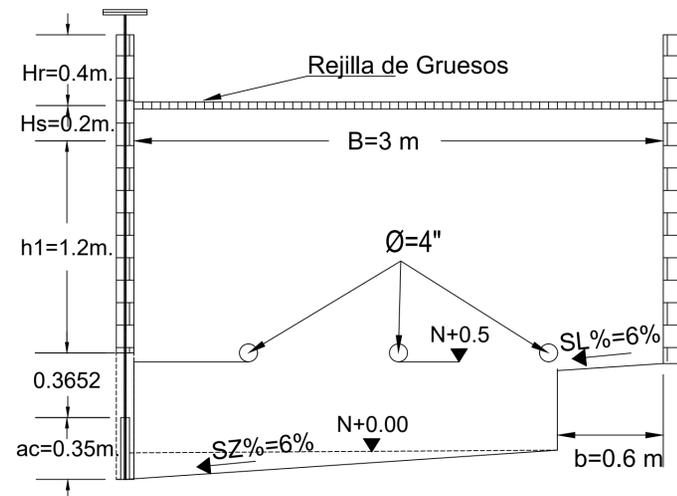
# Tanque de Descarga



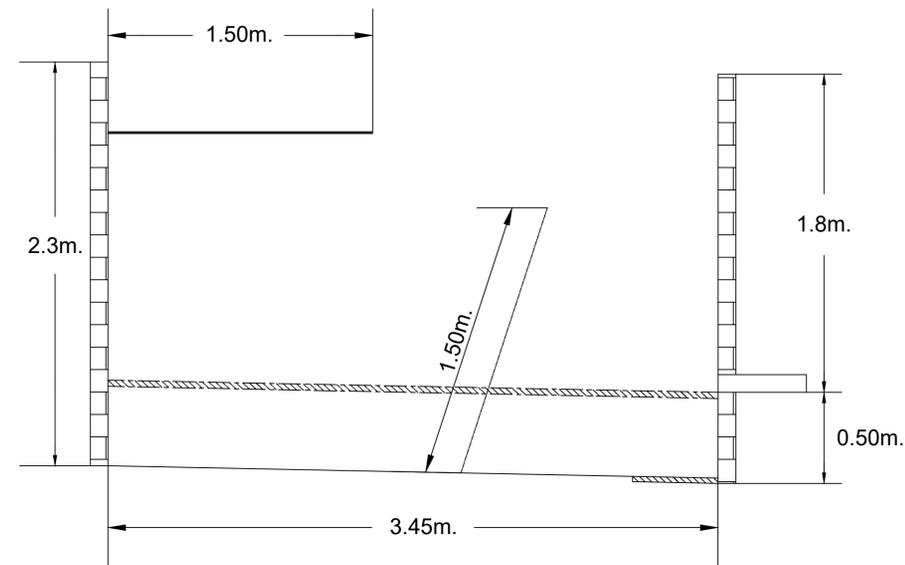
# Corte A-A



# Corte B-B



# Corte C-C



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Tanque de descarga y  
Cortes

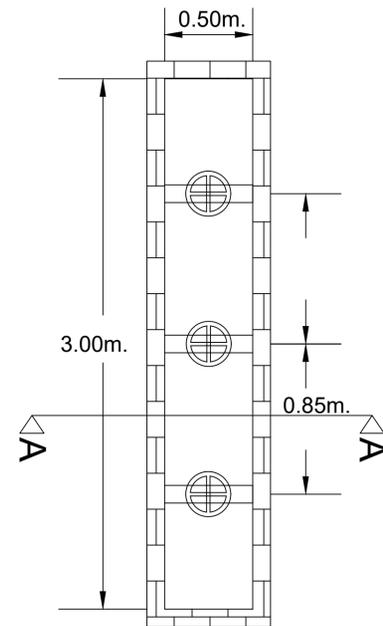
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:20

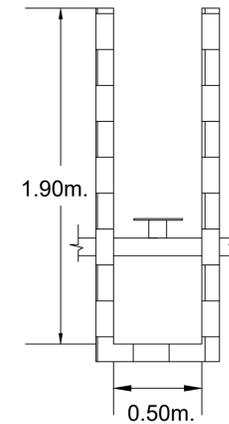
Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

7/14

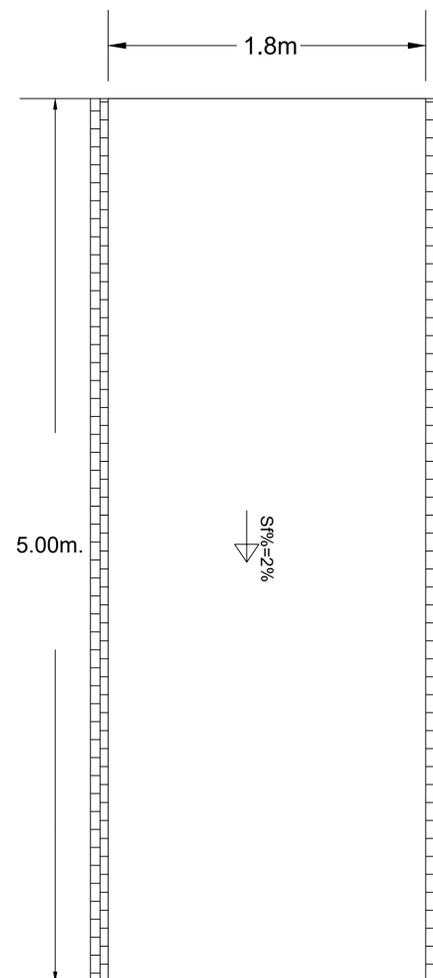
## Zona de Válvulas



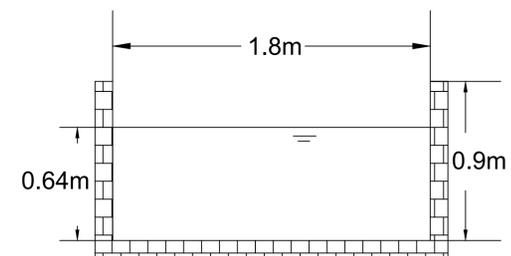
## Corte A-A



## Canal de paso



## Corte A-A



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Zona de valvulas y Corte  
A-A.  
Detalle Canal de paso y Corte A-A

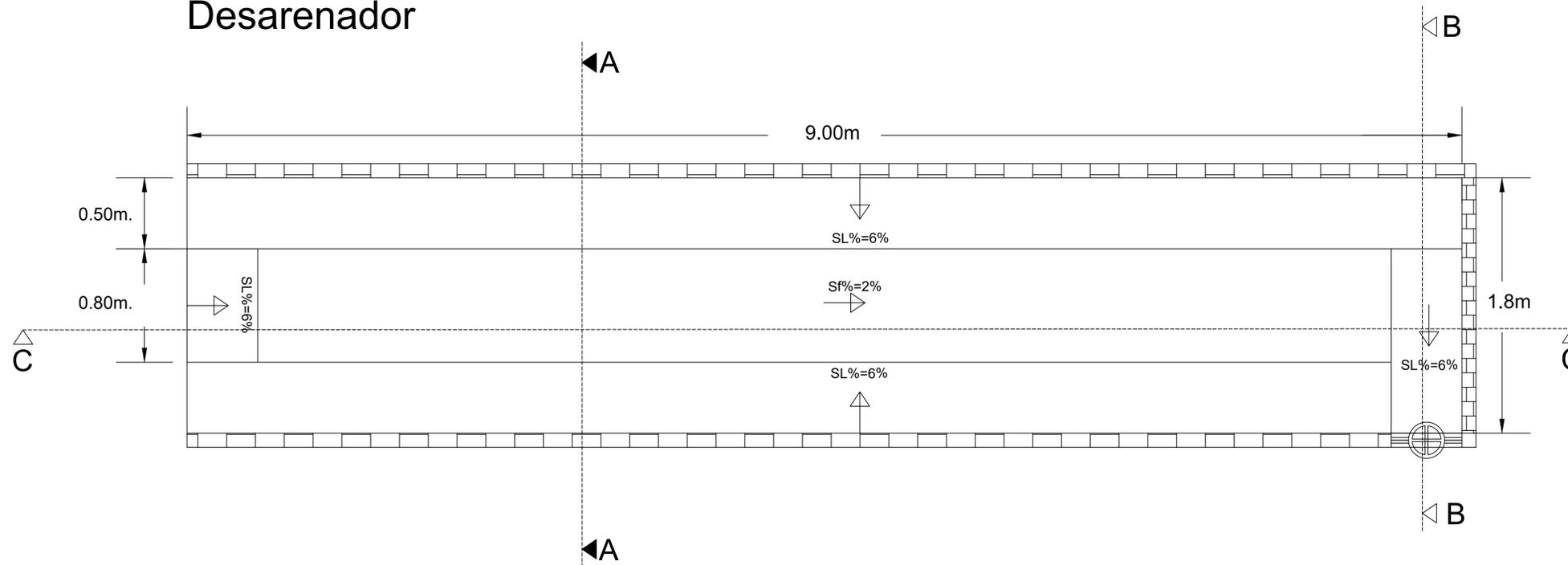
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:20

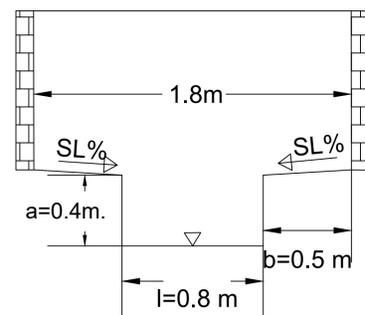
Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

8/14

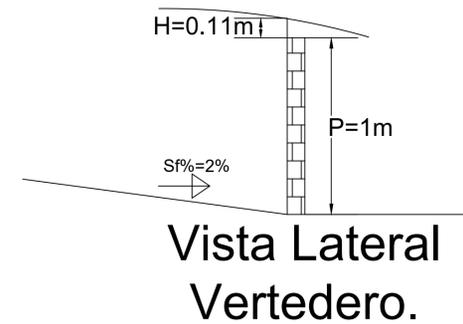
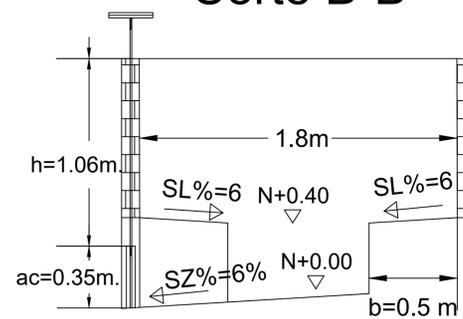
# Desarenador



Corte A-A

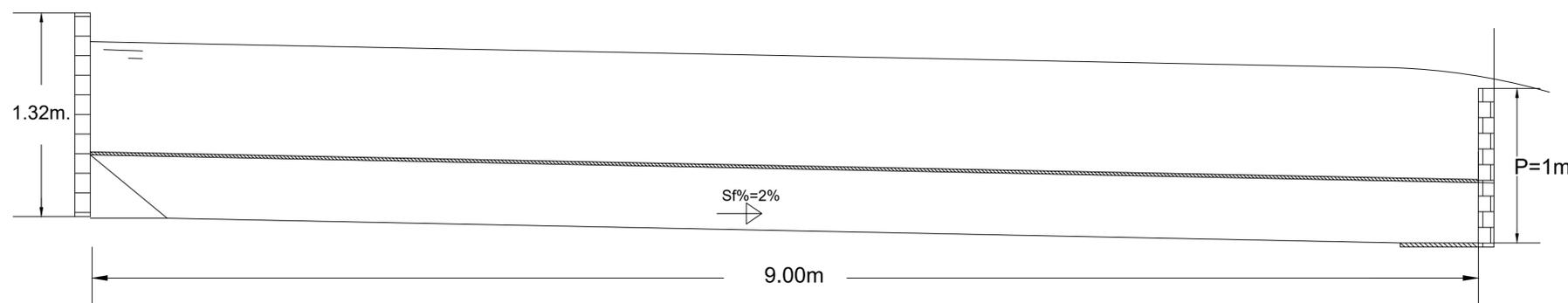


Corte B-B



Vista Lateral Vertedero.

Corte C-C



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Desarenador y Cortes  
Detalle Vertedero de excesos

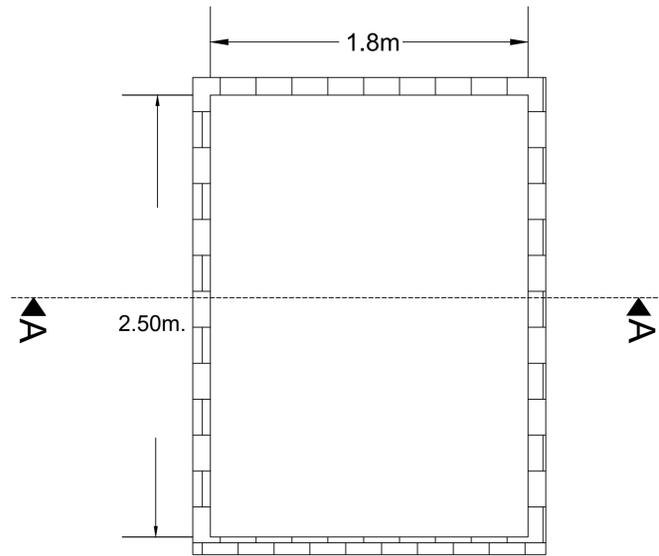
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:20

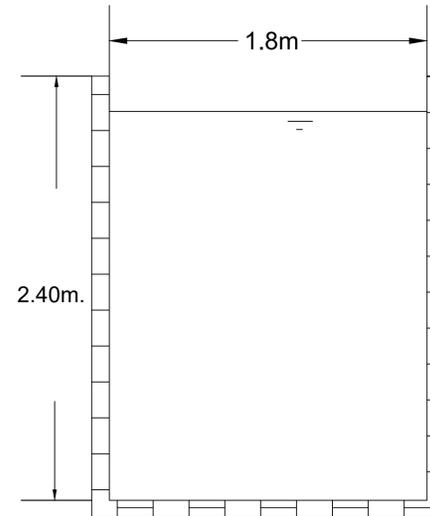
Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

9/14

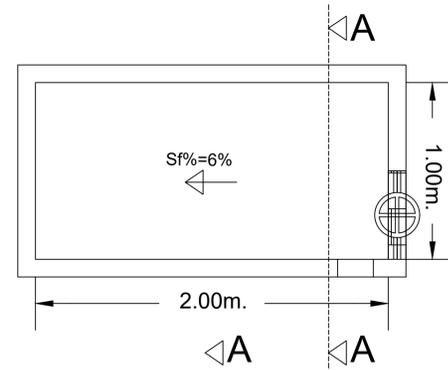
### Tanque de Salida



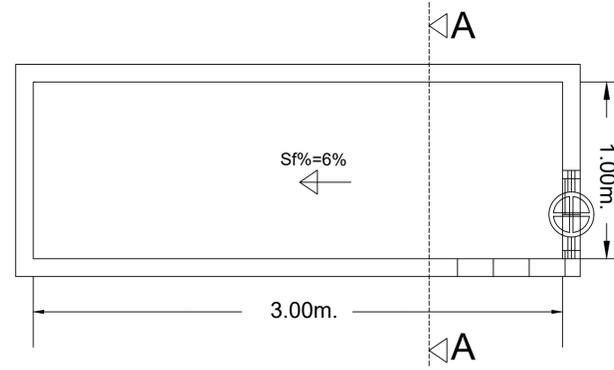
### Corte A-A



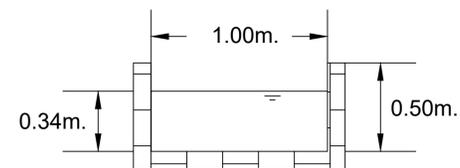
### Canal de paso



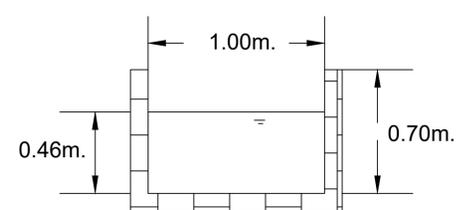
### Canal de paso



### Corte A-A



### Corte A-A



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Tanque de salida y corte A-A  
Detalle Canales de paso a Lechos y  
Cortes A-A

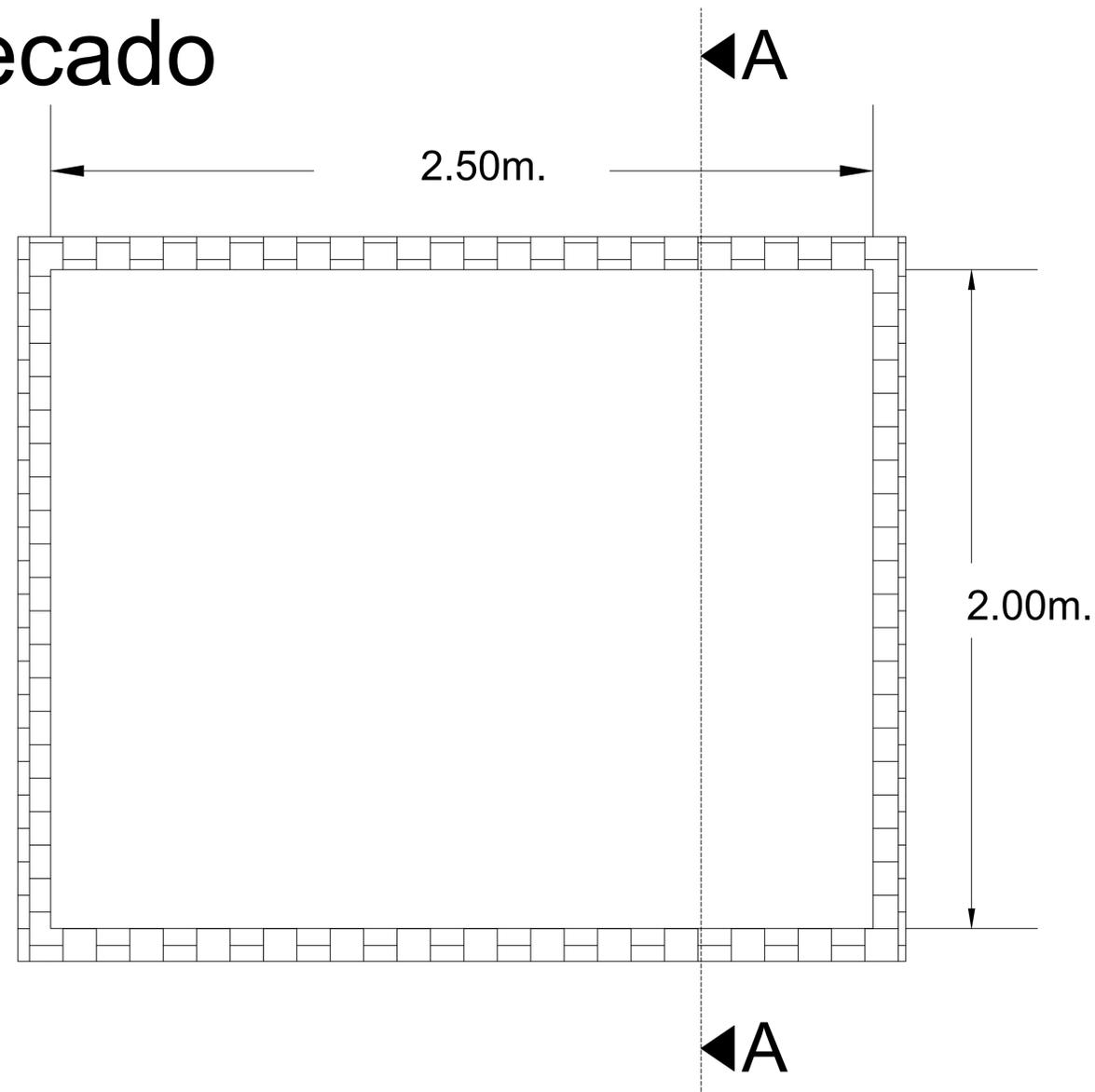
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:20

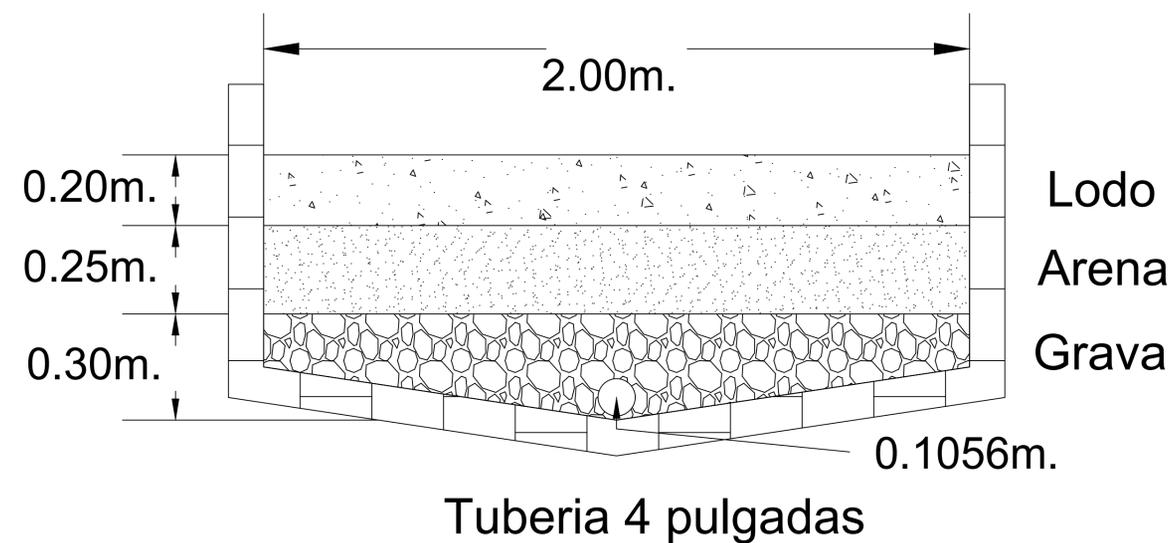
Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

10/14

# Lecho de Secado



## Corte A-A



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjunta de  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Lecho de Secado y Corte  
A-A

Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:10

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

11/14



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

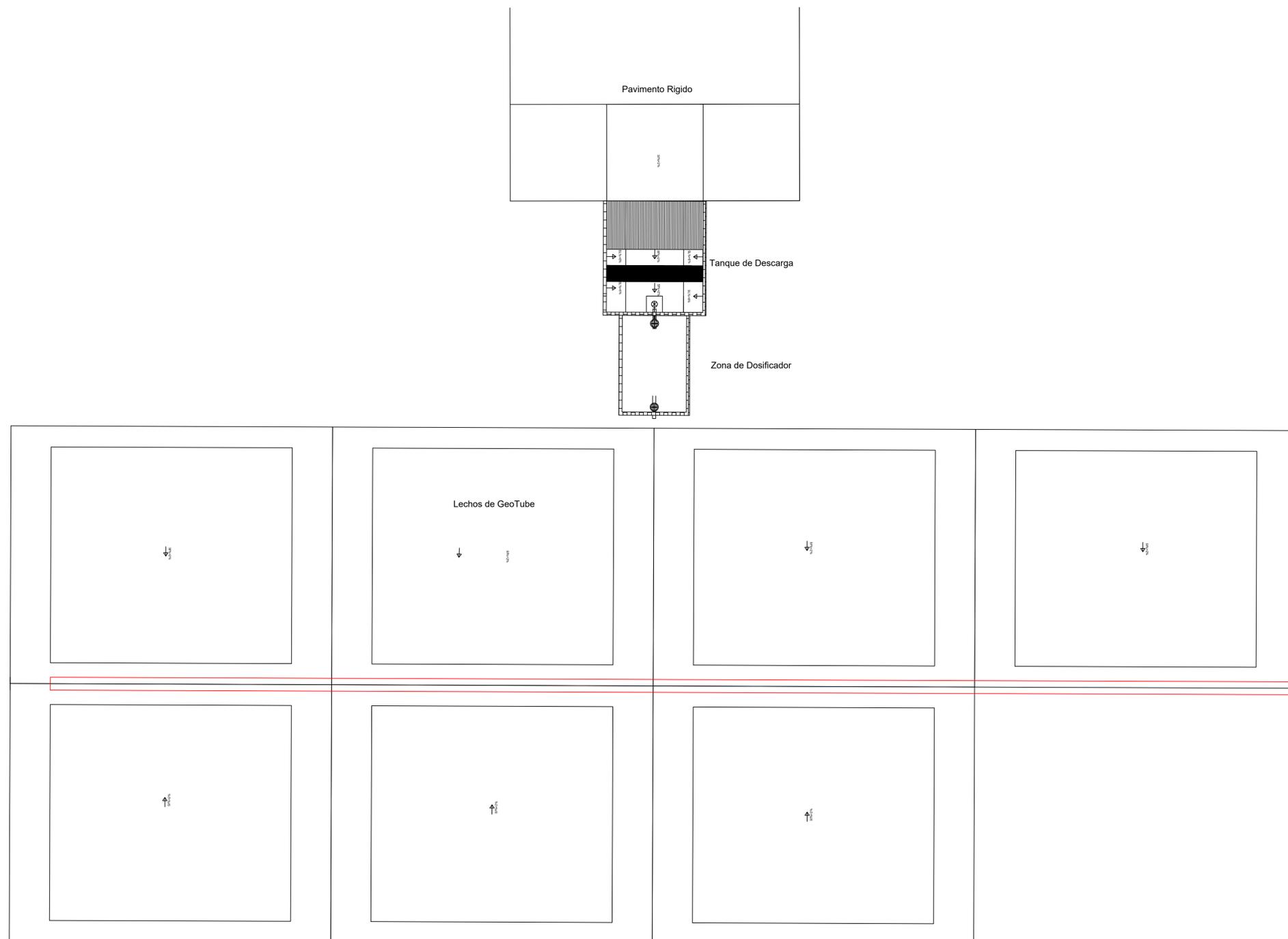
Contenido:  
Detalle Sistema Hidraulico  
PreTratamiento con GeoTube

Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

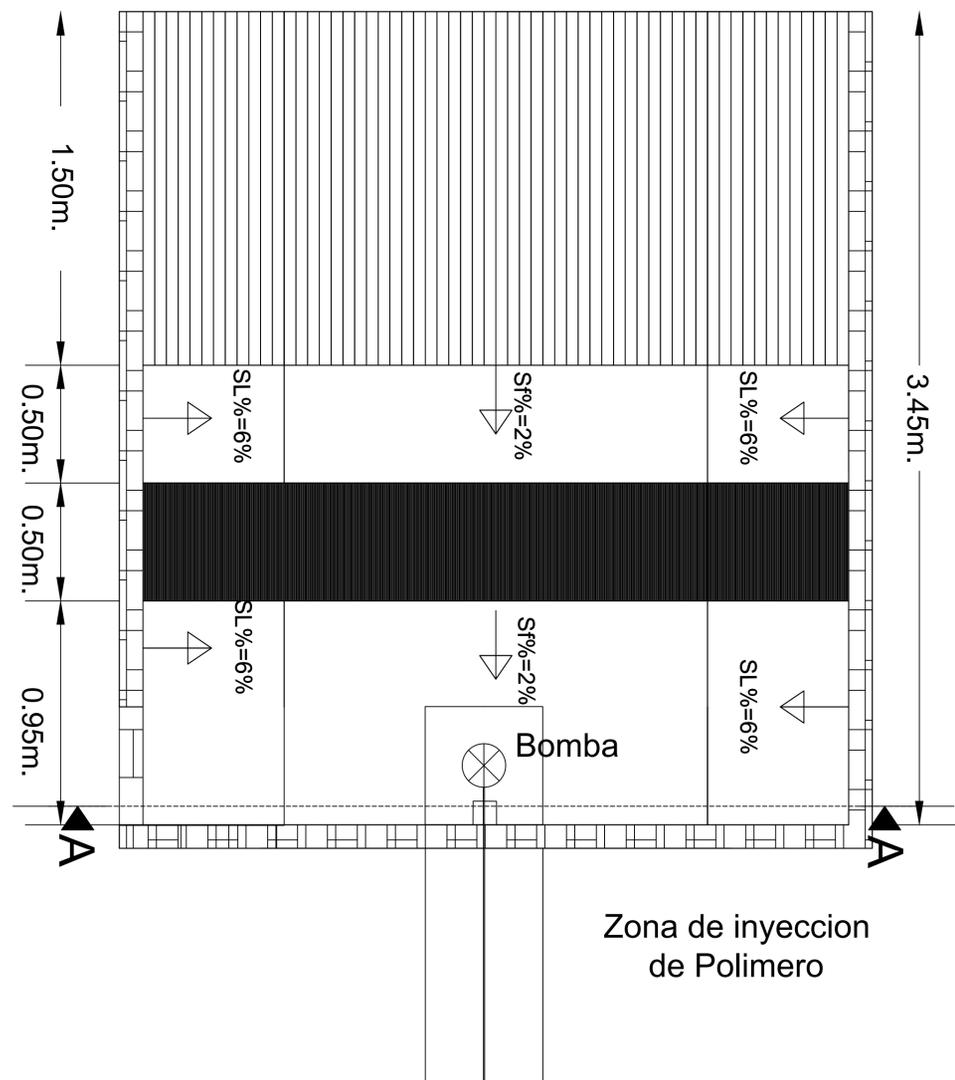
Escala: 1:75

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

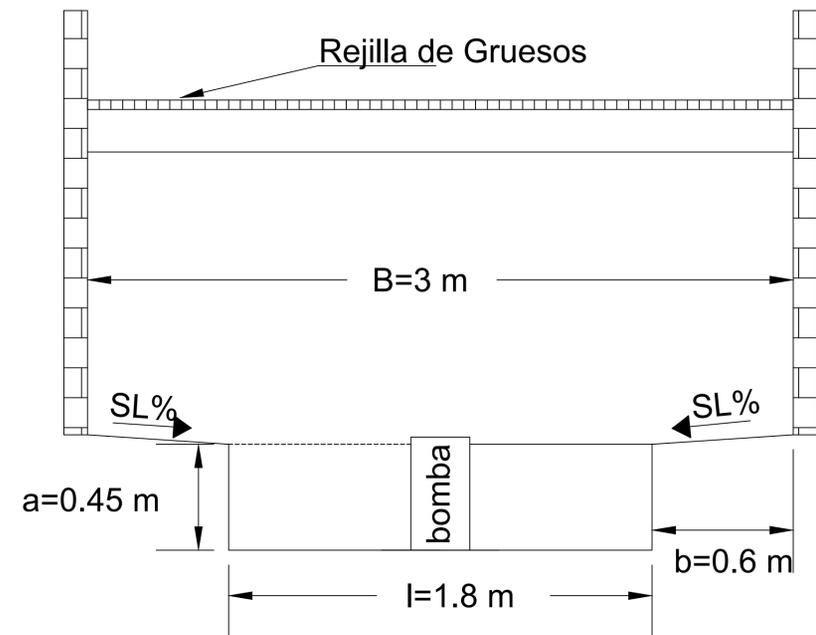
12/14



## Tanque de Descarga



## Corte A-A



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnologia

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Tanque de Descarga y  
corte A-A

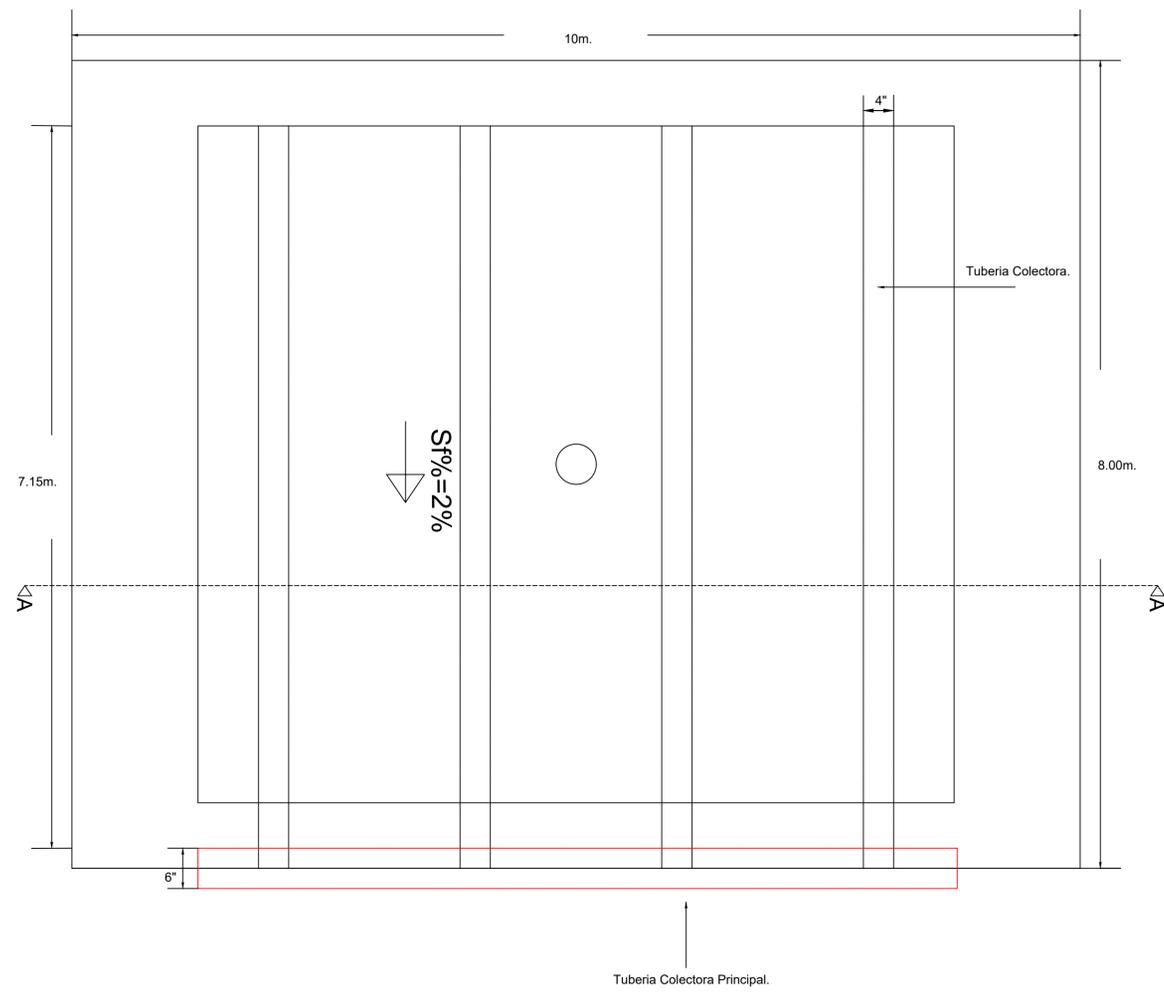
Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:15

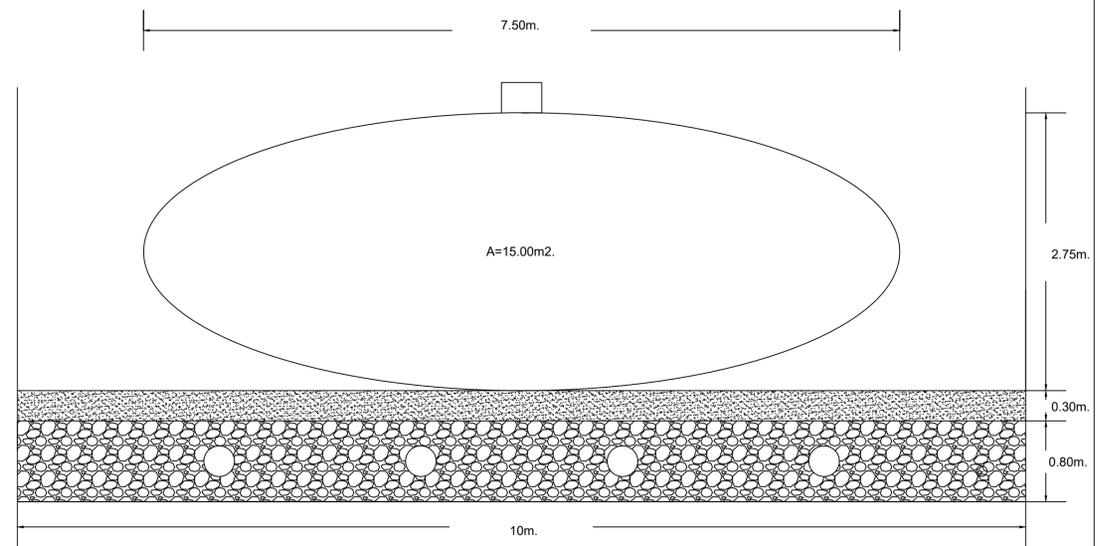
Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

13/14

Lecho de GeoTube



Corte A-A



Universidad Del Azuay  
Facultad de Ciencia  
y Tecnología

Tema:  
Análisis y Diseño de  
un sistema de  
descarga conjuntode  
los lodos generados  
por el saneamiento  
hidráulico realizado  
por ETAPA EP y  
otras empresas en la  
ciudad de Cuenca  
hacia la Planta de  
Tratamiento de  
Aguas Residuales de  
Ucubamba.

Directora:  
ING. María Belén  
Arévalo Durazno.

Contenido:  
Detalle Lecho filtrante de GeoTube  
y Corte A-A

Trabajo de graduación previo a  
la obtención del título de  
Ingeniero Civil con mención en  
Gerencia de Construcciones.

Escala: 1:35

Autores: Verdugo, A.  
Moscoso, C.

14/14