

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD Y REDISEÑO DE LA LA-
GUNA DE ESTABILIZACIÓN DEL DISTRITO DE ILAVE, PRO-
VINCIA DE EL COLLAO”.**

TESIS

PRESENTADA POR:

YHONY MAMANI YAPURASI

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2017

**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD Y REDISEÑO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION DEL DISTRITO DE ILAVE, PROVINCIA DE EL COLLAO”
PRESENTADO POR:**

YHONY MAMANI YAPURASI

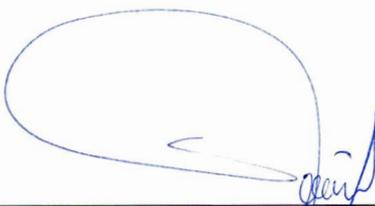
PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL



Aprobado por:

Presidente del jurado :



Ing. Walter Hugo LIPA CONDORI

Primer Miembro :



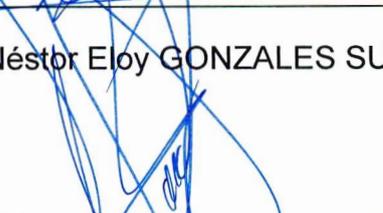
Ing. Raúl Fernando ECHEGARAY CHAMBI

Segundo Miembro :



Ing. Néstor Eloy GONZALES SUCASAIRE

Director de Tesis :



Ing. Guillermo Néstor FERNANDEZ SILA

Tema: Tratamiento de aguas residuales.

Área: Hidráulica y medio ambiente.

Línea de investigación: Hidráulica y medio ambiente.

DEDICATORIA

A DIOS,

*Por haberme permitido llegar hasta este punto y haberme
dado salud para lograr uno de mis primeros objetivos.*

A mi madre, Carmen

*Por ser el motor y motivo de mi vida.
Por Ser Padre y Madre y Comprender todos mis errores.
Además de su incondicional apoyo y Confianza que me
brindaste
¡Gracias por darme la vida!
¡Te quiero mucho mamita!*

A mi hermana CARMINIA

Por su comprensión y apoyo incondicional.

Yhony Mamani Yapurasi



AGRADECIMIENTOS

Principalmente agradezco a Dios por la confianza que tuvo en mí, al igual que mi madre Carmen YAPURASI QUILLI, mi hermana Carminia, mis amigos y compañeros que me dieron siempre esos ánimos para seguir adelante en todo instante.

Agradezco también a mis docentes de los centros de estudios primarios, secundarios y a mis docentes universitarios, en especial al Ing. Zenon MELLADO VARGAS por sus consejos y apoyo brindado, a mis jurados Ing. Walter Hugo LIPA CONDORI, Ing. Raúl Fernando ECHEGARAY CHAMBI, Ing. Néstor Eloy GONZALES SUCASAIRE, mi Director Ing. Guillermo Néstor FERNANDEZ SILA.

Mi agradecimiento también va dirigido al Ing. Tomas TICONA VARGAS, por su incondicional apoyo, por otro lado agradecer al Ing. E. Alberto VILCA NEIRA, Administrador General del UGASS-ILAVE, por brindarme facilidades en el monitoreo de mi investigación, también agradecer al Ing. Oscar Diego PANCCA PERALTA, por la asesoría brindada durante la elaboración de la presente investigación.

INDICE GENERAL

INDICE DE TABLAS	16
INDICE DE FIGURAS.....	18
INDICE DE ACRONIMOS.....	22
RESUMEN.....	24
ABSTRACT.....	25
CAPITULO I.....	26
1. INTRODUCCIÓN	26
1.1. OBJETIVOS	28
1.1.1. Objetivo general.....	28
1.1.2. Objetivos específicos	28
1.2. DELIMITACIÓN TEMÁTICA.....	28
1.2.1. Delimitación espacial.....	28
1.2.1.1. Extensión	28
1.2.1.2. Limites	29
1.2.1.3. División política.....	29
1.2.1.4. Población	29
1.3. DELIMITACIÓN TEMPORAL.....	30
1.3.1. Localización.....	30
1.4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	31
CAPITULO II	32

2.	REVISIÓN DE LITERATURA.....	32
2.1.	MARCO REFERENCIAL.....	32
2.2.	MARCO LEGAL.....	33
2.3.	MARCO TEÓRICO.....	34
2.3.1.	Características de las aguas residuales.....	34
2.3.1.1.	Características cualitativas.....	37
2.3.1.1.1.	Características físicas.....	38
2.3.1.1.2.	Características químicas.....	43
2.3.1.1.3.	Características biológicas.....	46
2.3.1.2.	Características cuantitativas.....	53
2.3.1.2.1.	Contribución per cápita.....	53
2.3.1.2.2.	Caudal de diseño.....	54
2.3.2.	Demanda química de oxígeno (DQO).....	56
2.3.3.	Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).....	57
2.3.4.	Límites Máximos Permisibles (LMP) para efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) domesticas.....	58
2.3.5.	Estándar de Calidad Ambiental (ECA).....	58
2.3.6.	Evaluación de la planta de tratamiento de aguas residuales.....	60
2.3.7.	Plantas de tratamiento de aguas residuales.....	61
2.3.7.1.	Tratamiento preliminar.....	63
2.3.7.2.	Tratamiento primario.....	64

2.3.7.3.	Tratamiento secundario.....	65
2.3.7.4.	Tratamiento terciario.....	68
2.3.7.5.	Desinfección	69
2.3.8.	Tren de tratamiento de aguas residuales	70
2.3.8.1.	Obras de llegada.....	70
2.3.8.2.	Tratamiento preliminar	71
2.3.8.3.	Cámara de rejillas.....	73
2.3.8.3.1.	Recomendaciones de diseño	81
2.3.8.4.	Desarenador	86
2.3.8.5.	Canaleta parshall.....	98
2.3.8.5.1.	Ejemplos y recomendaciones de diseño.....	103
2.3.8.6.	Distribuidor de flujo.....	105
2.3.8.6.1.	Distribución en dos caudales iguales	106
2.3.8.6.2.	Distribuidor en dos caudales desiguales o más de dos, iguales o desiguales.	107
2.3.8.7.	Tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización	112
2.3.8.7.1.	Aspectos generales	112
2.3.8.7.1.1.	Remoción de patógenos y parámetros convencionales	114
2.3.8.7.1.2.	Simplicidad	115
2.3.8.7.1.3.	Costo de las lagunas	116
2.3.8.7.1.4.	Manejo de lodos	116

2.3.8.7.1.5.	Requisitos de operación y mantenimiento	117
2.3.8.7.1.6.	Requisitos de terreno.....	118
2.3.8.7.2.	Clasificación de lagunas de estabilización y estrategias de diseño.....	119
2.3.8.7.2.1.	Lagunas anaerobias	123
2.3.8.7.2.2.	Lagunas facultativas.....	124
2.3.8.7.2.2.1.	Diseño de lagunas facultativas, la carga orgánica superficial por el método de Radiación Solar	125
2.3.8.7.2.2.2.	Efectos de viento y temperatura en el diseño de Lagunas Facultativas	127
2.3.8.7.2.2.3.	Dimensionamiento de lagunas facultativas	128
2.3.8.7.2.2.4.	Acumulación de lodos en lagunas facultativas.....	129
2.3.8.7.2.2.5.	Remoción de coliformes fecales y Escherichia coli en Lagunas Facultativas	130
2.3.8.7.2.3.	Lagunas de maduración.....	130
2.3.8.7.2.3.1.	El uso de mamparas para Modelar Flujo de Tipo Pistón y Mejorar el TRH Promedio.	131
2.3.8.7.2.3.2.	TRH Nominal Mínima en Lagunas Facultativas y de Maduración.....	132
2.3.8.7.3.	Ventajas y desventajas de las lagunas de estabilización	133
2.3.8.7.4.	Disposición de efluentes	135
2.3.8.8.	Criterios de diseño y construcción de lagunas de estabilización	143
2.3.8.9.	Eficiencia de remoción	144
2.3.8.10.	Influencia de los efectos de la temperatura en lagunas de estabilización.....	145

CAPITULO III.....	148
3. MATERIALES Y MÉTODOS	148
3.1. TOMA DE DATOS Y EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD PARA LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE.....	148
3.1.1. Descripción y cobertura del área de influencia	148
3.1.1.1. Definición del área de influencia	154
3.1.2. Condiciones en las cuales se está brindando el servicio de alcantarillado.....	155
3.1.2.1. Proporción de aguas residuales.....	155
3.1.2.2. Calidad del efluente que sale de la PTAR	156
3.1.2.3. Cantidad de atoros en la red de alcantarillado	156
3.1.2.4. Interrupción del servicio de alcantarillado y sus causas	157
3.1.3. Diagnóstico del sistema de alcantarillado actual	157
3.1.3.1. Características y estado de los elementos del sistema de alcantarillado sanitario	158
3.1.3.1.1. Red de colectores principales y secundarios.....	158
3.1.3.1.2. Cámaras de bombeo de aguas residuales	160
3.1.3.1.3. Líneas de impulsión de aguas residuales	166
3.1.3.1.4. Intercepción de emisores.....	169
3.1.4. Monitoreo y evaluación de la operatividad de la laguna de estabilización existente.....	170
3.1.4.1. Descripción	170

3.1.4.2.	Muestreo	171
3.1.4.2.1.	Toma de muestras	173
3.1.4.2.2.	Aforo de aguas residuales	185
3.1.4.2.3.	Medición de la temperatura en las muestras	186
3.1.4.2.4.	Análisis de laboratorio	187
3.1.4.2.4.1.	Resultados de laboratorio	188
3.1.4.2.5.	Análisis y discusión de resultados.....	196
3.1.4.3.	Condiciones actuales de funcionamiento de la laguna de estabilización.....	198
3.1.4.4.	Evaluación del sistema.....	207
3.1.4.4.1.	Evaluación del tratamiento preliminar	208
3.1.4.4.2.	Evaluación de las estructuras de Entrada, Interconexión y Salida de la Laguna	211
3.1.4.4.2.1.	Evaluación de las Interconexión	211
3.1.4.4.2.2.	Evaluación de estructura de entrada.....	212
3.1.4.4.2.3.	Evaluación de estructura de salida	213
3.1.4.4.2.4.	Evaluación de lodos y natas	215
3.1.4.4.2.5.	Evaluación de corto circuito hidráulico	217
3.1.4.4.2.6.	Evaluación del dispositivo de descarga final	220
3.1.4.5.	Calculo y análisis de la operatividad	223
3.1.4.6.	Reporte de resultados.....	224
3.1.4.6.1.	Caudal	225

3.1.4.6.2.	Dotación	225
3.1.4.6.3.	Periodo de retención.....	227
3.1.4.6.4.	Cantidad de lodos	229
3.1.4.6.5.	Remoción de coliformes	229
3.1.4.6.6.	Remoción de huevos de helmintos.....	229
3.1.4.6.7.	Remoción de parámetros convencionales: DBO, DQO y SS	230
3.1.4.6.8.	Calidad de agua del efluente y del cuerpo receptor	230
3.2.	Rediseño hidráulico del sistema de lagunas de estabilización de la localidad de Ilave	232
3.2.1.	Elección del tren de tratamiento.....	232
3.2.2.	Rediseño del Tren de Tratamiento	234
3.2.2.1.	Determinación del periodo de diseño	234
3.2.2.2.	Calculo de la población futura	236
3.2.2.3.	Determinación de la dotación	243
3.2.2.4.	Cálculo del caudal de diseño	245
3.2.2.5.	Diseño hidráulico del Pre Tratamiento	248
3.2.2.5.1.	Diseño hidráulico de la cámara de rejas.....	248
3.2.2.5.2.	Diseño hidráulico del desarenador	252
3.2.2.5.3.	Diseño hidráulico del medidor Parshall	257
3.2.2.5.4.	Diseño del sistema de lagunas de estabilización.....	260
3.2.2.5.4.1.	Caudal de diseño	260

3.2.2.5.4.2.	Calidad prevista del efluente	260
3.2.2.5.4.3.	Calidad prevista del efluente	261
3.2.2.5.4.4.	Método de diseño	262
3.2.2.5.4.5.	Datos climatológicos	262
3.2.2.5.4.5.1.	Datos solicitados a SENAMHI – PUNO	262
3.2.2.5.4.5.2.	Datos recomendados por PhD. <i>Stewart Oakley</i>	263
3.2.2.5.4.6.	Parámetros de diseño.....	265
3.2.2.5.4.7.	Rediseño de lagunas facultativas y diseño de laguna de maduración	267
CAPITULO IV		269
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	269
4.1.	RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD	269
4.2.	RESULTADOS DEL REDISEÑO PLANTEADO	271
4.2.1.	Grado de contaminación	271
4.2.2.	Vertimiento de aguas residuales.....	273
4.3.	PROPUESTA Y ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN	276
4.4.	RECOMENDACIONES PARA EL BUEN FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA.....	278
4.4.1.	Cámara de rejas	278
4.4.2.	Desarenador.....	278
4.4.3.	Medidor parshall	279
4.4.4.	Partidor de caudales	279

4.4.5. Cámaras de ingreso, salida y reunión.....	282
4.4.6. Rampa de acceso	282
4.4.7. Muretes separadores para lagunas de maduración.	283
4.4.8. Cerco perimétrico.....	283
4.5. Operación y mantenimiento de las lagunas.....	284
4.5.1. Operación básica	284
4.5.1.1. Puesta en marcha de una laguna	284
4.5.1.2. Medición de caudales.....	285
4.5.1.3. Control de niveles de agua.....	285
4.5.1.4. Medición de la profundidad de lodos	285
4.5.2. Mantenimiento rutinario.....	286
4.5.2.1. Rejillas	286
4.5.2.2. Desarenadores	287
4.5.2.3. Remoción de natas y solidos flotantes	287
4.5.2.4. Céspedes, vegetación y malezas	288
4.5.2.5. Mosquitos, moscas, roedores y otros animales.....	288
4.5.2.6. Taludes.....	289
4.5.2.7. Cercos y caminos	289
4.5.3. Medidas higiénicas y seguridad para los operadores de la PTAR	289
4.5.4. Remoción de lodos de las lagunas	291
4.5.4.1. Remoción de lodos usando el método del secado.....	292

4.5.4.1.1.	Desvió del afluente a otra laguna	292
4.5.4.1.2.	Impacto del desvió en el funcionamiento del sistema.....	292
4.5.4.1.3.	Drenaje de la laguna primaria	292
4.5.4.1.4.	Secado de lodos.....	292
4.5.4.1.5.	Método de sacar los lodos secados.....	293
4.5.4.1.6.	Disposición final de los lodos	293
CAPITULO V		294
5.	CONCLUSIONES	294
CAPITULO VI.....		297
6.	RECOMENDACIONES	297
CAPITULO VII		300
7.	REFERENCIAS	300
8.	ANEXO.....	304
8.1.	ANEXO 1: Certificados de laboratorio.....	304
8.2.	ANEXO 2: Tramites documentarios SENAMHI.....	304
8.3.	ANEXO 3: Resultados del SENAMHI.....	304
8.4.	ANEXO 4: Tramites documentarios UGASS – ILAVE.....	304
8.5.	ANEXO 5: Certificados de monitoreo.....	304
8.6.	ANEXO 6: Esquema del sistema de bombeo de aguas residuales.....	304
8.7.	ANEXO 7: Memoria de cálculo del diseño de las lagunas facultativas y de maduración.....	304

8.8.	ANEXO 8: Manual de operación y mantenimiento.....	304
8.9.	ANEXO 9: Estudio de impacto ambiental	304
8.10.	ANEXO 10: Límites Máximos Permisibles DS N° 003-2010-MINAM	304
8.11.	ANEXO 11: Estándares de Calidad Ambiental DS N° 004-2017-MINAM.....	304
8.12.	ANEXO 12: Resolución N° 166-2014-ANA/TNRCH, sanción por vertimiento de aguas residuales sin autorización.	304
8.13.	ANEXO 13: ACUERDO DE CONSEJO N° 044-2015-CMPCI, libre disponibilidad del terreno del sector CHOJOJAHUIRA.	304
8.14.	ANEXO 14: PLANOS, del diseño hidráulico.....	304
8.15.	ANEXO 15: Panel Fotográfico de Visita a Plantas de tratamientos de la región Puno	304

INDICE DE TABLAS

TABLA 1: CONTAMINANTES IMPORTANTES DE INTERÉS EN EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.	42
TABLA 2 CLASIFICACIÓN DE LOS MICROORGANISMOS.....	47
TABLA 3 CUADRO COMPARATIVO DE PROCESOS.....	50
TABLA 4	59
TABLA 5 UNIDADES DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.	62
TABLA 6: CUADRO VELOCIDADES DE FLUJO (V)	74
TABLA 7: CUADRO ESPESORES Y ESPACIAMIENTOS DE REJILLAS.....	75
TABLA 8: CLASIFICACIÓN Y TAMAÑO DE BARRAS.	76
TABLA 9.-VALORES DEL COEFICIENTE “A”	95
TABLA 10.- DIMENSIONES DE CANALETA PARASHALL.....	100
TABLA 11.-TAMAÑO DEL MEDIDOR	101
TABLA 12.-DIMENSIONES DE MEDIDORES PARSHALL.....	102
TABLA 13.-CAPACIDAD SEGÚN CAUDAL.....	103
TABLA 14.- REMOCIÓN DE PATÓGENOS Y PARÁMETROS CONVENCIONALES	115
TABLA 15.-CANTIDAD DE LODOS PRODUCIDOS EN DIFERENTES PROCESOS.....	116
TABLA 16.- COMPLEJIDAD Y REQUISITOS DE CAPACITACIÓN Y MANTENIMIENTO	118
TABLA 17.-REQUERIMIENTO DE TERRENO PARA PROCESOS DE TRATAMIENTO	118
TABLA 18.- TEMPERATURA QUE GENERA LA ESPECIE DE ALGA CHLORELLA.	128
TABLA 19.- COEFICIENTE DE TEMPERATURA EN LAGUNAS FACULTATIVAS.....	146
TABLA 20.- BARRIOS, URBANIZACIONES Y ASOCIACIONES DE LA CIUDAD DE ILAVE.....	154
TABLA 21.-INGRESO DE AGUAS RESIDUALES DURANTE EL PERIODO 2015	155
TABLA 22.-ANÁLISIS DEL VERTIMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	156
TABLA 23.-CATEGORIA DE USUARIOS DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO AL 18 DE SETIEMBRE DEL AÑO 2016.....	157
TABLA 24.-CARACTERÍSTICAS DE LAS REDES COLECTORAS	159
TABLA 25.- OBRAS EXISTENTES ANTES DEL INGRESO A LA LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.....	170
TABLA 26.- MEDICIÓN DE CAUDAL PTAR ILAVE SECTOR CHOJOJAHUIRA HORARIO	185
TABLA 27.-MEDICIÓN DE CAUDAL PTAR ILAVE SECTOR CHOJOJAHUIRA DÍAS MÁS CRÍTICOS.	186
TABLA 28.- TEMPERATURA DE AGUA Y AIRE.....	186
TABLA 29.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, INGRESO DE LAGUNA DE ESTABILIZACION.....	188
TABLA 30.- RESULTADOS DE ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO AL INGRESO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.....	188
TABLA 31.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, DENTRO DE LAGUNA DE ESTABILIZACION.....	189
TABLA 32.- RESULTADOS DE ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO DENTRO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.....	189

TABLA 33.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, SALIDA DE LAGUNA DE ESTABILIZACION.	190
TABLA 34.- RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLOGICO EN LA SALIDA DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.	190
TABLA 35.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, CUERPO RECEPTOR..	190
TABLA 36.- RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLOGICO EN CUERPO RECEPTOR.	191
TABLA 37.- REPORTE DE LA DBO DE UGASS-ILAVE 2017-2016.	193
TABLA 38.-REPORTE DE COLIFORMES DE UGASS-ILAVE 2016-2017.	194
TABLA 39.- COMPARACIÓN DE LA NORMA Y RESULTADOS OBTENIDOS.....	195
TABLA 40.-PROCESO DE TRATAMIENTO Y REMOCIÓN.	208
TABLA 41.- BIODEGRADABILIDAD.....	224
TABLA 42.-MEDICIÓN DE CAUDAL PTAR ILAVE SECTOR CHOJOJAHUIRA DÍAS MÁS CRÍTICOS.	225
TABLA 43.-POBLACIÓN TOTAL. POR SEXO Y ÁMBITO GEOGRÁFICO DEL DISTRITO DE.....	226
TABLA 44.- RESULTADO DE COLIFORMES INGRESO, SEGÚN UGASS-ILAVE	229
TABLA 45.- RESULTADO DE COLIFORMES INGRESO, SEGÚN EL MONITOREO DE LA INVESTIGACIÓN	229
TABLA 46.-NECESIDADES DE LAS LAGUNAS	232
TABLA 47.-CUADRO DE NECESIDADES.	233
TABLA 48.- RNE OS 090, SELECCIÓN DE PROCESOS DE TRATAMIENTO.	233
TABLA 49.-DURACIÓN DE ESTRUCTURAS	235
TABLA 50.-POBLACIÓN DE 3 Y MÁS AÑOS DE EDAD, POR GRUPOS DE EDAD, SEGÚN DEPARTAMENTO, PROVINCIA, DISTRITO, ÁREA URBANA Y RURAL, SEXO Y NIVEL EDUCATIVO ALCANZADO.....	236
TABLA 51.- INCREMENTO ANUAL EN %, MÉTODO DE LA OMS	239
TABLA 52.- VELOCIDAD DE CANAL ANTES DE LAS BARRAS.....	248
TABLA 53.-COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING.	249
TABLA 54.- DIMENSIONES ESTANDARIZADAS DE CANALES PARSHALL.....	258
TABLA 55.- RESUMEN DE DATOS DEL SENAMHI	262
TABLA 56.- RESUMEN DE DATOS CLIMWAT/CROPWAT	264
TABLA 57.- RESUMEN DE RESULTADOS DEL REDISEÑO.....	267
TABLA 58.- LMP PARA EFLUENTES DE PTAR DOMESTICAS O MUNICIPALES.....	272
TABLA 59.- COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON LOS LMP'S.	277
TABLA 60.- COMPARACIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS CON LOS ECA'S.	277

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.- VISTA AÉREA DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN. FUENTE CNES/AIRBUS (3/24/2016)...... 30

FIGURA 2.- (CAMPOS, 1994), VARIACIÓN HORARIA TÍPICA DEL CAUDAL DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS. 55

FIGURA 3.- LIMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA EFLUENTES DE PTAR, DECRETO SUPREMO N° 003-2010-MINAM 58

FIGURA 4.- (AYALA FANOLA & GONZALES MARQUEZ, 2008)ESQUEMA DE UN TREN DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. 62

FIGURA 5.- FOTO LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN DE LA LOCALIDAD DE ÍLAVE (19/05/2017); SÓLIDOS FLOTANTES. 73

FIGURA 6.- FOTO SOLIDOS ARENOSOS EN EL INGRESO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN. 73

FIGURA 7.- SECCIÓN TRANSVERSAL DEL CANAL DE REJAS..... 78

FIGURA 8.- ESQUEMA DE REJAS DE LIMPIEZA MANUAL..... 79

FIGURA 9.- INCLINACIÓN DE REJILLA..... 82

FIGURA 10.- LA INSTALACIÓN RECOMENDADA DE REJILLA. 83

FIGURA 11.- EJEMPLO DE REJILLAS. 84

FIGURA 12.- REJILLA EN CANAL DE APROXIMACION..... 85

FIGURA 13.- VELOCIDAD EN REJILLAS. 85

FIGURA 14.- DESARENADOR (PLANTA Y CORTE LONGITUDINAL)..... 87

FIGURA 15.- DESARENADOR DE DOS UNIDADES EN PARALELO (VISTA EN PLANTA). 89

FIGURA 16.-SEDIMENTACIÓN DE UNA PARTÍCULA. 92

FIGURA 17.-ESQUEMA DE UN DESARENADOR 96

FIGURA 18.- MANTENIMIENTO DE UN DESARENADOR 97

FIGURA 19.- DESARENADOR DE LA PTAR DEL DISTRITO DE TILALI. 98

FIGURA 20.- ESQUEMA DE MEDIDOR PARSHALL. 99

FIGURA 21.- CANALETA PARSHALL, PTAR DISTRITO DE TILALI- PROVINCIA DE MOHO 104

FIGURA 22.- CANALETA PARSHALL, PREFABRICADA. 104

FIGURA 23.- EJEMPLO DE CANALETA PARSHALL PREFABRICADA. 105

FIGURA 24.- DISTRIBUCIÓN EN DOS CAUDALES IGUALES. 106

FIGURA 25.- DISTRIBUIDOR AJUSTABLE. 107

FIGURA 26.- DISTRIBUIDOR MAL DISEÑADO 108

FIGURA 27.- DISTRIBUIDOR CIRCULAR UNIVERSAL. 109

FIGURA 28.- DISTRIBUCIÓN POR VERTEDEROS RECTANGULARES. 110

FIGURA 29.- DISTRIBUIDOR DE RÉGIMEN CRÍTICO. 110

FIGURA 30.- DIFERENTES TIPOS DE DISTRIBUIDORES..... 111

FIGURA 31.- ESQUEMA DE UNA LAGUNA FACULTATIVA. 119

FIGURA 32.- EJEMPLO DE TREN DE TRATAMIENTO 1..... 122

FIGURA 33.- EJEMPLO DE TREN DE TRATAMIENTO 2..... 123

FIGURA 34.- LAGUNA ANAEROBIA..... 124

FIGURA 35.- LAGUNA FACULTATIVA	125
FIGURA 36.- CURVA DE DÉFICIT DE OXÍGENO.	137
FIGURA 37.-CURVA DE DEFICIT Y DESOXIGENACION.....	140
FIGURA 38.- ÁREA DE INFLUENCIA. FUENTE CNES/AIRBUS (3/24/2016).	153
FIGURA 39.-ÁREA DE ESTUDIO SISTEMA DE ALCANTARILLADO.	154
FIGURA 40.-EVOLUCIÓN DEL NÚMERO DE CONEXIONES DE ALCANTARILLADO	159
FIGURA 41.-VERTIMIENTO DE AGUAS RESIDUALES AL RIO ILAVE.	160
FIGURA 42.-CAMARAS DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE ILAVE.....	160
FIGURA 43.-CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 01 “SAN FRANCISCO DE BORJA”	161
FIGURA 44.-EQUIPAMIENTO DE LA CÁMARA DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES SAN FRANCISCO DE BORJA	161
FIGURA 45.-CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 02 “PERU BIRF”	162
FIGURA 46.-EQUIPAMIENTO DEL CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 02 “PERU BIRF”	162
FIGURA 47.-CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 03 “28 DE JULIO”	163
FIGURA 48.-EQUIPAMIENTO DEL CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 03 “28 DE JULIO”	163
FIGURA 49.-CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 04 “CAYMAHUI”	164
FIGURA 50.-EQUIPAMIENTO DEL CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 04 “CAYMAHUI”	164
FIGURA 51.-CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 05 “RIO BLANCO”	165
FIGURA 52.-EQUIPAMIENTO DEL CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 05 “RIO BLANCO”.....	165
FIGURA 53.-LINEA DE IMPULSION N° 01 “CAISSON SAN FRANCISCO DE BORJA”	166
FIGURA 54.-LINEA DE IMPULSION N° 02 “CAISSON PERU BIRF”	167
FIGURA 55.-LINEA DE IMPULSION N° 03 “CAISSON 28 DE JULIO”	167
FIGURA 56.-LINEA DE IMPULSION N° 04 “CAISSON 28 DE JULIO”	168
FIGURA 57.-LINEA DE IMPULSION N° 05 “CAISSON 28 DE JULIO”	169
FIGURA 58.-INTERCEPTOR EMISOR DE AGUAS RESIDUALES	169
FIGURA 59.- TOMA DE MUESTRAS IN SITU	174
FIGURA 60.- FOTO INGRESO DE PTAR	175
FIGURA 61.- FOTO PARTE INTERMEDIA DE PTAR.....	175
FIGURA 62.- FOTO PUNTO DE SALIDA.	176
FIGURA 63.- FOTO MUESTRA CUERPO RECEPTOR.....	176
FIGURA 64.-ESQUEMA DE UBICACION DE PUNTOS DE MUESTREO	177
FIGURA 65.- TOMA DE MUESTRA PARA DBO.	179
FIGURA 66.- MUESTRA EN RECIPIENTE.	180
FIGURA 67.- MUESTRAS EN CAJA.....	180
FIGURA 68.- PUNTO DE MUESTRA 01.....	181
FIGURA 69.- PUNTO DE MUESTRA 02.....	182
FIGURA 70.- PUNTO DE MUESTRA 03.....	183
FIGURA 71.- PUNTO DE MUESTRA 04.....	184
FIGURA 72.- TOMA DE MUESTRAS PARA ANALISIS FISICO QUIMICO.	192

FIGURA 73.- MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL EN EL LABORATORIO PARA ANALISIS	193
FIGURA 74.-VALORES DE DBO AFLUENTE, MENSUAL.....	198
FIGURA 75.- EMISOR CAUSANDO CONTAMINACIÓN.	199
FIGURA 76.- EMISOR DAÑADO (PRESENTA ROTURA).....	200
FIGURA 77.- CÁMARA DE REJAS (VISTA EN PLANTA).....	201
FIGURA 78.- CÁMARA DE REJAS MEDIDAS.	202
FIGURA 79.- REJAS.	202
FIGURA 80.- FORMA DEL REPARTIDOR DE CAUDAL.....	203
FIGURA 81.- DIMENSIONES DEL REPARTIDOR DE CAUDAL	204
FIGURA 82.- VISTA AÉREA DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN.....	205
FIGURA 83.- VISTA DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN.	206
FIGURA 84.- TRATAMIENTO PRELIMINAR ACTUAL.....	211
FIGURA 85.- UBICACIÓN DE BUZONES.	211
FIGURA 86.- VISTA DEL BUZÓN DE INTERCONEXIÓN.	212
FIGURA 87.- ESTRUCTURA DE ENTRADA A LA LAGUNA 01.....	212
FIGURA 88.- ESTRUCTURA DE ENTRADA A LA LAGUNA 02.....	213
FIGURA 89.- ESTRUCTURA DE SALIDA DE LAGUNA 02,01	213
FIGURA 90.- CONDICIÓN ACTUAL DE LA ESTRUCTURA DE SALIDA.	214
FIGURA 91.- CONDICIÓN ACTUAL DEL VERTEDERO DE LA ESTRUCTURA DE SALIDA.	215
FIGURA 92.- ACUMULACIÓN DE LODO AL INGRESO DE LA LAGUNA.	216
FIGURA 93.- ACUMULACIÓN DE LODO INGRESO DE LAGUNA 01.	216
FIGURA 94.- LODO SUSPENDIDO EN LA LAGUNA.	217
FIGURA 95.- PRESENCIA DE NATAS.	217
FIGURA 96.- ZONA DE UBICACIÓN DEL CORTO CIRCUITO HIDRÁULICO.	218
FIGURA 97.- CORTÓ CIRCUITO EN LAGUNA 02.....	219
FIGURA 98.- CORTÓ CIRCUITO EN LAGUNA 01	220
FIGURA 99.- ESTRUCTURA DE ALIVIO, CONTACTO DE AGUA TRATADA CON EL CUERPO RECEPTOR.	221
FIGURA 100.- ENCUENTRO DEL EFLUENTE TRATADO CON EL CUERPO RECEPTOR	221
FIGURA 101.- SALIDA DEL EFLUENTE TRATADO AL RIO.....	222
FIGURA 102.- ENCUENTRO DEL EFLUENTE VS. CUERPO RECEPTOR.....	222
FIGURA 103.- GRAFICO DE DENSIDAD URBANA.	244
FIGURA 104.- PLANTA Y SECCIÓN DE UN CANAL PARSHALL TÍPICO.....	259
FIGURA 105.- CALIDAD PREVISTA PARA EFLUENTE DE LA PTAR	260
FIGURA 106.- TREN DE TRATAMIENTO.	261
FIGURA 107.- TREN DE TRATAMIENTO ELEGIDO. (EL REDISEÑO DE VISUALIZA MEJOR EN LOS PLANOS QUE ESTÁN EN LOS ANEXOS).....	268
FIGURA 108.- REPARTIDOR DE CAUDAL, PTAR DEL DISTRITO DE TILALI, VISITA TÉCNICA.....	280
FIGURA 109.-REPARTIDOR DE CAUDAL, PTAR JULIACA. VISITA TÉCNICA.....	281
FIGURA 110.- EJEMPLO DE CANAL REPARTIDOR (MASAYA, NICARAGUA).....	281

FIGURA 111.-EJEMPLO DE CANAL DE INGRESO A LA LAGUNA..... 282

FIGURA 112.- EJEMPLO DE RAMPA DE ACCESO. 283

INDICE DE ACRONIMOS**DBO**

Demanda Bioquímica de Oxígeno. 42, 57, 59, 66, 67, 113, 119, 120, 121, 123, 124, 131, 173, 179, 193, 197, 198, 207, 208, 223, 224, 230, 234, 261, 267, 274, 276, 298

DQO

Demanda Química de Oxígeno. 42, 56, 173, 188, 189, 190, 223, 224, 230, 231, 269, 270, 271, 298

ECA

Estandar de Calidad Ambiental. 24, 25, 58, 59, 136, 269, 273, 275, 276

EMSA PUNO - ILAVE

Empresa Municipal de Saneamiento básico de PUNO. 26

INEI

Instituto Nacional de Estadística e Informática. 235, 236, 237

LMP

Límite Máximo Permisible. 24, 25, 28, 33, 58, 156, 193, 230, 231, 260, 269, 270, 271, 272, 299

MINAM

Ministerio del Ambiente. 33, 58, 59, 60, 156, 230, 260, 261, 270, 272, 275, 304, 314, 315

NMP

Número Más Probable. 24, 25, 60, 113, 189, 190, 191, 229, 231, 270, 271, 272

OMA

Oficina de Medio Ambiente. 178

OMS

Organización Mundial de la Salud. 239, 243, 269, 289

PTAR

Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. 26, 28, 30, 58, 98, 149, 156, 174, 175, 177, 179, 180, 181, 182, 183, 185, 186, 187, 196, 198, 200, 206, 225, 227, 231, 260, 270, 271, 272, 279, 289, 297, 298, 299

R.N.E

Reglamento Nacional de Edificaciones. 34

SENAMHI

El Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú. 244, 262, 263, 304, 306, 307

SS

Sólidos Suspendedos. 115, 121, 188, 189, 190, 207, 230, 261, 267

SST

Sólidos Suspendedos Totales. 66

TBAR

Tratamiento Biológico de Aguas Residuales. 66

THR

Tiempo de Retención Hidráulica. 266

UASB

Upflow Anaerobic Sludge Blanket 63

UGASS

Unidad de Gestión Administrativa de Servicios de Saneamiento. 152, 156, 157, 158, 159, 171, 185, 187, 193, 194, 196, 197, 225, 229, 304, 308



UIT

Unidad Impositiva Tributaria..... 26

UTM

Universal Transverse Mercator..... 27, 30, 170

RESUMEN

El presente proyecto de investigación denominado: “Evaluación de la Operatividad y Rediseño de la laguna de estabilización del Distrito de Ilave, Provincia de el Collao”. Se realizó una evaluación de la operatividad actual del sistema de lagunas, el cual tiene una eficiencia de 7.903%, en tal efecto estas lagunas no cumplen con los LMP, y ECA's; por lo que se plantea un rediseño, como alternativa de solución a la contaminación que causa el sistema actual de tratamiento.

Para su mejora y ha fin que cumpla los parámetros LMP y ECA's. Se plantea un tren de tratamiento, que consta de: Cámara de rejas, Desarenador, Medidor de caudal del tipo Parshall, canal partidador de caudal, estructuras de entrada y salida de las lagunas, batería de lagunas de tipo facultativo puestas en paralelo seguida de una laguna de pulimiento o de maduración que funcionara en serie. Con este tren de tratamiento planteado se obtuvo una eficiencia alcanzada, de: EFICIENCIA =85.242% (En términos de DBO5), y EFICIENCIA =99.69%(En términos de Coliformes fecales), por lo tanto el tren de tratamiento propuesto, garantiza ampliamente el cumplimiento de las normas y parámetros que indican las normas actuales.

Del diseño del tren de tratamiento se obtuvo como Demanda Bioquímica de Oxígeno final (Efluente), de 11.68 mg/l, y coliformes fecales (efluente) de 5,910.00 NMP/100ml. Los cuales se hallan dentro de los LMP; por otro lado para que cumpla con los ECA, se efectuó un balance de masas, del cual se obtuvo DBO₅, de 4 mg/l; esta cumple los ECA's.

Producto del diseño planteado en el capítulo 4.5 se plantea la operación y mantenimiento de las lagunas, fortaleciendo a esta se ANEXA un manual de operación y mantenimiento de todo el sistema o tren de tratamiento; también se puede ver en el ANEXO los planos producto del diseño hidráulico.

Palabras clave: Operatividad, Rediseño, Eficiencia, Temperatura, Dimensionamiento.

ABSTRACT

The present research project called "Evaluation of the Operability and Redesign of the stabilization lagoon of the District of Ilave, Province of the Collao". An evaluation was made of the current operation of the lagoon system, which has an efficiency of 7.903%, in this effect these lagoons do not comply with the PML, and ECA's; So I know that it proposes a redesign, as an alternative solution to the pollution caused by the current system of treatment.

For its improvement and to comply with the LMP and ECA's parameters. A treatment train is proposed, which consists of: Chamber of grids, Desander, Parshall type flow meter, channel flow rate, structures of entry and exit of the lagoons, battery of ponds of optional type placed in parallel followed by a A polishing or ripening lagoon that would run in series. With this proposed treatment train, an achieved efficiency was obtained, of: EFFICIENCY = 85.242% (in terms of DBO5), and EFFICIENCY = 99.69% (In terms of fecal coliforms), therefore, the proposed treatment train guarantees Compliance with the norms and parameters that indicate the current norms.

From the design of the treatment train was obtained as Biochemical Demand for Final Oxygen (Effluent) of 11.68 mg / l, and fecal coliforms (effluent) of 5,910.00 NMP / 100ml. Which of them are within the LMP; On the other hand, in order to comply with the RCTs, a mass balance was obtained, from which DBO5 of 4 mg / l was obtained; This meets the ECA's.

Product of the design proposed in chapter 4.5 proposes the operation and maintenance of the gaps, strengthening this is a manual of operation and maintenance of the entire system or treatment train; You can also see in the ANNEX the product drawings of the hydraulic design.

Keywords: Operatividad, Rediseño, Eficiencia, Temperatura, Dimensionamiento

CAPITULO I

1. INTRODUCCIÓN

Las lagunas de estabilización constituyen una forma popular de tratamiento de aguas residuales en países en desarrollo debido a su bajo costo de inversión (excepto por lo que se refiere al requerimiento del terreno), a los bajos costos de operación, a su habilidad para asimilar cargas orgánicas o hidráulicas fluctuantes y a su éxito en la eliminación de elementos patógenos. Por otro lado, se debe destacar el gran beneficio que supone contar con un volumen importante de agua tratada para su reutilización, por ejemplo en agricultura, dada la escasez del recurso.

La laguna de estabilización de la localidad de Ilave, se encuentra en funcionamiento; pero a causa de la falta de mantenimiento y el crecimiento poblacional ha generado que, el sistema de tratamiento colapse, en tal sentido se tiene un efluente que no cumple con los límites máximos permisibles, así como también el agua residual es parcialmente tratada, según la evaluación efectuada a todo el sistema de tratamiento, esto se detalla en el capítulo 3.1.4.; se verifico que las aguas residuales son vertidos directamente al cuerpo receptor que es Rio Ilave, llegando a contaminar el medio acuático y medio ambiente.

La resolución directoral *N°166 -2014-ANA/TNRCH*, la autoridad local del agua multa en el 2014 con 03 UIT a la empresa prestadora de servicios EMSA PUNO - ILAVE, por el vertimiento de las aguas residuales al Rio Ilave, por medio de una tubería de 12" de diámetro que está ubicada en el margen izquierdo de dicha localidad.

Además el afluente a la PTAR cuenta con un caudal de 12 Litros/Segundo, por medio de una tubería de asbesto cemento de un diámetro de 12".

Con fecha 07.02.2012, la Administración Local del Agua Ilave, realizo una inspección ocular en el distrito de Ilave, provincia de El Collao departamento de Puno, Constatándose InSitu la existencia de un punto de vertimiento de aguas residuales en el margen izquierdo del rio Ilave, luego de haber pasado por una laguna de oxidación.

En el Informe Técnico N° 009-2012 ANA-ALA-ILAVE/NSM de fecha 08.02.2012, la mencionada administración concluyó que:

a) Se identificó el vertimiento de agua residual al río Ilave, ubicado en las coordenadas UTM WGS 84: 433222-Este; 8222617 -Norte, a través de una tubería de 12 pulgadas de diámetro y canal de concreto, provenientes de la laguna de oxidación en donde se almacenan las aguas residuales de la ciudad de Ilave.

b) Se identificó otro punto de vertimiento, el cual se encuentra sumergido por el aumento del caudal del río debido a precipitaciones pluviales, ubicado en las coordenadas UTM WGS 84: 432575-Este; 8222171-Norte, por tal motivo se plantea realizar una evaluación y proponer un rediseño como alternativa de solución a la laguna de estabilización.

La presente investigación pretende hacer un aporte significativo a este sistema de lagunas de estabilización, rediseñándolo de acuerdo a su funcionamiento actual y a la proyección actualizada del volumen de agua residual a tratar. De esta manera, asegurar una eficiente operación y adecuada calidad del efluente en cuanto al uso al que se le destina.

Por estos motivos, se presenta este proyecto de investigación denominada: **“EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD Y REDISEÑO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN DEL DISTRITO DE ILAVE, PROVINCIA DE EL COLLAO”**.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo general

- ✓ Evaluar la operatividad, con las exigencias necesarias y requeridas por las normas para el vertimiento de las aguas residuales, tratadas por la PTAR.

1.1.2. Objetivos específicos

- ✓ Estudiar el sistema de lagunas para el tratamiento de las aguas residuales del Distrito de Ilave desde su diseño original y operativo, teniendo en cuenta: caudal y carga orgánica, temperatura, demanda bioquímica de oxígeno y dimensiones físicas.
- ✓ Rediseñar una alternativa de solución hidráulica para un mejor y óptimo desempeño de remoción de materia orgánica para asegurar el buen funcionamiento del sistema.
- ✓ Obtener las exigencias necesarias requeridas por las normas LMP y ECAS para el vertimiento de las aguas residuales tratadas por la Planta de tratamiento de aguas residuales.

1.2. DELIMITACIÓN TEMÁTICA

1.2.1. Delimitación espacial

El distrito de Ilave, capital de la Provincia de El Collao, se encuentra ubicado en la meseta del altiplano peruano a orillas del río **Winqi**, entre 16°01'30" de latitud sur y 69°06'01" de longitud occidental del meridiano de Greenwich a una altitud de 3,847 m.s.n.m. y a 54 km. Al sur de la ciudad de Puno.

1.2.1.1. Extensión

El distrito de Ilave, tiene una extensión total de 874.57 Km².

1.2.1.2. Límites

- Por el Norte, con el distrito de Acora (Provincia de Puno).
- Por el Sur, con el distrito de Juli (Provincia de Chucuito).
- Por el Este, con el distrito de Pilcuyo y el lago Titicaca.
- Por el Oeste, con el Provincia de Puno (Pichacani y Acora).

1.2.1.3. División política

El distrito de Ilave está constituido por 27 barrios, 05 urbanizaciones, 31 centros poblados, con un número variable de comunidades y parcialidades.

BARRIOS DE LA CIUDAD DE ILAVE.

- | | |
|---------------------------------------|--|
| 1 . Barrio San Miguel | 15 . Barrio Nuevo San Miguel |
| 2 . Barrio Unión Santa Bárbara | 16 . Barrio 24 de Junio |
| 3 . Barrio Alasaya | 17 . Barrio Santa Rosa |
| 4 . Barrio Ramón Castilla | 18 . Barrio San Martín |
| 5 . Barrio San José | 19 . Barrio Tres de Mayo |
| 6 . Barrio San Sebastián | 20 . Barrio Ciudad Nueva |
| 7 . Barrio Progreso | 21 . Barrio Nueva Generación Santa Bárbara |
| 8 . Barrio Porvenir Miraflores | 22 . Barrio Chojja Pujju Santa Bárbara |
| 9 . Barrio Bellavista | 23 . Barrio Primero de Mayo |
| 10 . Barrio Túpac Amaru | 24 . Barrio Alto Alianza Chontacollo |
| 11 . Barrio Unión Esperanza | 25 . Barrio Alto Alianza Ilave |
| 12 . Barrio José Carlos Mariátegui I | 26 . Barrio Brisas del Río Blanco |
| 13 . Barrio José Carlos Mariátegui II | 27 . Barrio Andrés Avelino Cáceres. |
| 14 . Barrio Cruzani | |

1.2.1.4. Población

El distrito de Ilave cuenta con una población de 54,138 habitantes, según el Censo de Población y Vivienda del 2007. De los cuales la po-

blación urbana es de 22,153 habitantes y la población rural es del 31,985 habitantes.

1.3. DELIMITACIÓN TEMPORAL

El presente proyecto de investigación contemplará solo la determinación de lagunas de estabilización o denominadas lagunas de oxidación que son existentes, el cual será evaluado y seguidamente proponer un rediseño hidráulico, manteniendo el criterio de diseño original, además de implementar la disposición de los lodos, y de esta manera buscar el óptimo desempeño de las lagunas; por otro lado implementar el manual de operación y mantenimiento, solo de la planta de tratamiento mas no en su totalidad o ampliaciones de las redes que ya se vienen proyectando en todo su ámbito de la ciudad de Ilave, a la fecha establecida del mes de abril del año 2017.

1.3.1. Localización

❖ REGIÓN	: PUNO
❖ PROVINCIA	: EL COLLAO
❖ DISTRITO	: ILAVE
❖ UBICACIÓN	: ILAVE (PTAR ILAVE)

Ubicación del Perímetro de la Laguna de estabilización:

Coordenadas WGS84 UTM 19K



A: E 433019.124 - N 8222872.014
B: E 432983.021 - N 8222755.101
C: E 433163.203 - N 8222710.301
D: E 433193.501 - N 8222825.147

Figura 1.- Vista aérea de la laguna de estabilización. Fuente CNES/Airbus (3/24/2016).

1.4. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

El presente proyecto de investigación se ubica en un enfoque cualitativo y cuantitativo de la investigación, por lo que se plantea un problema de estudio delimitado y concreto.

El trabajo de investigación es del tipo no experimental debido a que la variable independiente no se manipula. El diseño es transeccional o transversal recolectando datos en un solo momento, en un tiempo único.

La investigación se divide en 2 etapas:

La primera etapa corresponde a evaluar el sistema de tratamiento o tren de tratamiento de aguas residuales. En esta etapa se utilizará la técnica de recolección de información de datos poblacional, históricos, meteorológicos, hidráulico y la caracterización de las aguas residuales, esta mediante el muestreo de las aguas residuales, además las muestras solo serán caracterizadas de acuerdo a la normativa vigente Límites Máximos Permisibles, para efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales, con *DECRETO SUPREMO N° 003-2010-MINAM* como son: Coliformes termotolerantes, Demanda bioquímica de oxígeno, Demanda química de oxígeno, pH, Sólidos totales en suspensión, Temperatura. Las mismas que serán certificadas por el laboratorio de química de la facultad de química de la Universidad Nacional del Altiplano.

En la segunda etapa se hará la propuesta del rediseño, con un tren de tratamiento de las mismas cualidades, este rediseño se planteará con los datos obtenidos en la etapa de evaluación del sistema de tratamiento.

CAPITULO II

2. REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. MARCO REFERENCIAL

(Benavides Benavides, 2006). Menciona que la mejora del sistema de tratamiento, se logra definitivamente con la implementación de un sistema de pretratamiento, (rejillas, tamices, filtros), como es claro a pesar de que se instalaron rejillas dentro de la planta, es necesario retener una mayor cantidad de sólidos. Podría proponer además que se reubicaran ciertas unidades del sistema como son la criba mecánica y el separador de coalescencia (fundirse con otras en una sola). Así como la limpieza continúa y periódica de las unidades contempla uno de los parámetros claves dentro de la operación de la planta.

(Olea Madruga, 2006). Menciona que las eficiencias de las distintas lagunas, a pesar de haber tenido algunos valores bajos en términos de lo reportado por las distintas bibliografías y también en comparación el balance de masa realizado, se pueden considerar aceptables, ya que la eficiencia de todo el conjunto fluctuó del 60 al 79%. Estas mismas eficiencias son menores que las calculadas según la metodología de la CNA, lo cual se podría deber a que los tiempos de retención se encuentran por debajo de los valores típicos. Las cargas orgánicas mantuvieron valores constantes y consistentes a lo largo del periodo de evaluación, lo cual confirma lo señalado por la eficiencia, que las lagunas se encuentran operando correctamente.

Se han realizado muchas investigaciones sobre el uso de lagunas de estabilización para el tratamiento de aguas residuales, en la cual una investigación hecha por, (Oakley, 2011), menciona claramente que las lagunas pueden tratar aguas

residuales a un alto nivel; tanto en la remoción de patógenos como en la de compuestos orgánicos, requerimientos mínimos para su diseño, construcción, operación y mantenimiento.

2.2. MARCO LEGAL

El Protocolo de Monitoreo es un instrumento de gestión ambiental de cumplimiento obligatorio para efectuar la Evaluación, Supervisión y Fiscalización ambiental, así como para la verificación del cumplimiento de los LMP y de los Instrumentos de Gestión Ambiental aprobados, de conformidad con lo establecido en el Artículo 4 del Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM que aprueba los límites máximos permisibles para los efluentes de Plantas de Aguas Residuales Domésticas o Municipales. También es de obligatorio cumplimiento para la evaluación y seguimiento de la eficiencia de las Planta de tratamiento de aguas residuales. En este sentido estas acciones están vinculadas a la aplicación e implementación de las siguientes normas:

- **Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM**, Aprueban límites Máximos Permisibles para los efluentes de plantas de Tratamiento de Aguas residuales Domésticas o Municipales.
- **Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM**, aprueba los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua.
- **Decreto Supremo N° 023-2009-MINAM**, aprueba disposiciones para la implementación de los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua.

- **Decreto Supremo N° 011 – 2012 – VIVIENDA, R.N.E. OS.070** Redes De Aguas Residuales.
- **Decreto Supremo N° 011 – 2012 – VIVIENDA, R.N.E. OS.090** Plantas de Tratamiento de aguas residuales.
- **Decreto Supremo N° 011 – 2012 – VIVIENDA, R.N.E. OS.100** Consideraciones Básicas de Diseño de Infraestructura Sanitaria.
- **Ley N° 29338**, Ley de Recursos Hídricos.
- **Ley N° 28611**, Ley General del Ambiente.
- **Ley N° 28245**, Ley Marco del Sistema Nacional de Gestión Ambiental.
- **Ley N° 29325**, Ley del Sistema Nacional de Evaluación y Fiscalización Ambiental.

2.3. MARCO TEÓRICO

2.3.1. Características de las aguas residuales

Según (Mendonça, 1999), Las aguas residuales resultan de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua, que provienen de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de actividades agrícolas, así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual.

Según (Lozano Rivas, 2012), Las aguas residuales son aquellas aguas de desecho que contienen una gran cantidad de sustancias contaminantes y

que han sido empleadas en alguna actividad humana sea doméstica, industrial, pecuaria, agrícola o recreativa.

(Pancca Peralta O. D., 2016), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, facultad de ingeniería civil y arquitectura, titulada: “Evaluación De La Operatividad Y Alternativa De Solución De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En La Localidad De Putina”, menciona que las aguas residuales, se puede definir como el agua desechado, por la actividad humana, con materiales orgánicos, inorgánicos, solidos, nutrientes entre otros, según la clasificación de su origen; que luego es conducida a un lugar apropiado para su tratamiento.

Según el origen, las aguas residuales se pueden clasificar en:

- ✓ Domesticas: estas provienen de residuos líquidos de viviendas, zonas residenciales, establecimientos comerciales o institucionales.
 - Aguas Negras: aguas que transportan heces y orina, provenientes del inodoro.
 - Aguas Grises: aguas jabonosas que pueden contener grasas también, provenientes de la ducha, tina, lavamanos, lavaplatos, lavadero y lavadora.
- ✓ Industriales: Son generados en los procesos industriales; estos contienen residuos de productos industriales, que incluso pueden tener origen agrícola o pecuario.
- ✓ Municipales o Urbana: es la unión de aguas domesticas e industriales y son transportados por el alcantarillado.

- ✓ Infiltración y caudal adicional: penetran en el sistema de alcantarillado a través de los empalmes de tubería, tuberías defectuosas, cajas de paso, registros, buzones, etc.
- ✓ Pluviales: estas son las aguas de lluvia, que ingresan al alcantarillado por medio de domicilios e infiltraciones por la tapa de los buzones o directamente a los componentes de la planta de tratamiento de aguas residuales; generando un aumento del caudal de diseño.

En el reglamento nacional de edificaciones (011-2012-Vivienda, 2012), menciona que cada persona genera 200 gramos de contribución de excretas en seco, y está compuesto de 90 gramos de materia orgánica, 20 gramos de nitrógeno entre otros nutrientes.

Por otro lado (Mara & Cairmicros, 1990), afirma que en total, se asume 1.8 litros de materia fecal.

La temperatura de las aguas residuales, es superior a las aguas de abastecimiento para consumo humano en zonas frías, esto se debe a la contribución de líquidos calientes en zonas frías.

Por otro lado también (Dueñas Corrales, 2015), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: “Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región Cusco”, menciona la temperatura de las aguas residuales es mayor que la de las aguas no contaminadas, debido a la energía liberada en las reaccio-

nes bioquímicas, que se presentan en la degradación de la materia orgánica.

Las descargas calientes son otra causa de este aumento de temperatura.

Las aguas residuales se pueden caracterizar en dos aspectos, los cuales son:

- ✓ Características cualitativas.
- ✓ Características cuantitativas.

2.3.1.1. Características cualitativas

En general, las aguas residuales, están compuestas por un 99.9% de agua y un 0.1% de materiales en suspensión y solución que le imparten características indeseables. Las sustancias que se han agregado al agua durante su uso comprenden:

- Materia orgánica (que demanda oxígeno para su oxidación).
- Sólidos en suspensión, que sedimentan al fondo de los cuerpos de agua.
- Metales pesados y compuestos tóxicos que afectan la biota.
- Color y turbiedad que reducen la penetración de la luz.
- Nitrógeno y fósforo que favorecen el crecimiento masivo de organismos y trastornan el equilibrio ecológico de ríos y lagos.
- Compuestos que imparten olor y sabor al agua.
- Grasas, aceites y material flotante que interfieren la transferencia de oxígeno de la atmósfera.
- Compuestos refractarios, en ocasiones tóxicos que no se descomponen, permanecen en el agua y se acumulan en las comunidades acuáticas y el hombre. Es necesario prevenir los

efectos desfavorables del vertimiento directo de las aguas residuales a ríos o lagos mediante un tratamiento para remover los compuestos objetables.

La característica cualitativa, representa las propiedades o particularidades que se le atribuye a las aguas residuales, y se dividen en tres aspectos de caracterización, físicos, químicos y biológicos.

2.3.1.1.1. Características físicas

Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad.

❖ Sólidos totales.

Analíticamente se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación con una temperatura entre 103 a 105 °. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor.

Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica conocida como el cono de Imhoff, en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables expresados en uni-

dades de mg/l, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual.

❖ *Olores.*

Normalmente, los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual resiente tiene un olor peculiar, algo desagradable, que resulta más tolerable que el agua residual séptica. El olor más peculiar del agua residual séptica es el debido a la presencia de sulfuro de hidrogeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios. Las aguas residuales industriales pueden contener compuestos olorosos en si mismos, o compuestos con tendencia a producir olores durante los diferentes procesos de tratamientos.

❖ *Temperatura.*

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua del suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. Dado el calor específico del agua es mucho mayor que el del aire, las temperaturas registradas de las aguas residuales son más altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año, y solo son menores

que ella durante los meses más calurosos del verano. En función de la situación geográfica, la temperatura media anual del agua residual varía entre 10 y 21 °C, pudiéndose tomar 15.6 °C como valor representativo.

La temperatura es un parámetro importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de reacciones químicas que produce un aumento de temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano. Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras.

❖ *Densidad.*

Se define la densidad de un agua residual como su masa por unidad de volumen, expresada en Kg/m³. Es una característica física importante del agua residual dado que de ella depende la potencial formación de corrientes de densidad en fangos de sedimentación y otras instalaciones de tratamiento. La densidad de las aguas residuales domésticas que no contengan grandes cantidades de residuos industriales es prácticamente

la misma que la del agua a la misma temperatura. En ocasiones, se emplea como alternativa a la densidad el peso específico del agua residual, obtenido como cociente entre la densidad del agua residual y la densidad del agua. Ambos parámetros, la densidad y el peso específico, dependen de la temperatura y varían en función de la concentración total de sólidos en el agua residual.

❖ *Color.*

Históricamente, para la descripción de un agua residual, se empleaba el término condición junto con la composición y la concentración. Este término se refiere a la edad del agua residual, que puede ser determinada cualitativamente en función de su color y su olor. El agua residual resiente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Llegado este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Algunas aguas residuales industriales pueden añadir color a las aguas residuales domésticas. En la mayoría de los casos, el color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual.

❖ *Turbiedad.*

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. La materia coloidal dispersa o absorbe la luz, impidiendo su transmisión. Aun así, no es posible afirmar que exista una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos en suspensión de un agua no tratada. No obstante, si están razonablemente ligados la turbiedad y los sólidos en suspensión en el caso de los efluentes procedentes de la decantación secundaria en el proceso de fangos activados.

Tabla 1:

Contaminantes importantes de interés en el tratamiento de las aguas residuales.

Contaminantes	Motivo de su Importancia
<i>sólidos suspendidos</i>	Los sólidos suspendidos pueden llevar al desarrollo de depósitos de lodo y condiciones anaerobias, cuando los residuos no tratados son lanzados en el ambiente acuático.
<i>materia orgánica biodegradable</i>	Compuestos principalmente de proteínas, carbohidratos y grasas; por lo general, se mide en términos de DBO y DQO. Si es descargada sin tratamiento al medio ambiente, su estabilización biológica puede llevar al consumo de las fuentes de oxígeno natural y al desarrollo de condiciones.
<i>microorganismos patógenos</i>	Los organismos patógenos existentes en las aguas residuales pueden transmitir enfermedades.

<i>nutrientes</i>	Tanto el nitrógeno como el fósforo, junto al carbono, son nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando son lanzados en el ambiente acuático, pueden llevar al crecimiento de vida acuática indeseable. Cuando son lanzados en cantidades excesivas en el suelo, pueden contaminar también el agua subterránea.
<i>contaminantes importantes</i>	Compuestos orgánicos e inorgánicos seleccionados en función de su conocimiento o sospecha de carcinogenicidad, mutagenicidad, teratogenicidad o elevada toxicidad. Muchos de esos compuestos se encuentran en las aguas residuales.
<i>materia orgánica refractaria</i>	Esta materia orgánica tiende a resistir los métodos convencionales de tratamiento de aguas residuales. Ejemplos típicos incluyen detergentes, fenoles y pesticidas agrícolas.
<i>metales pesados</i>	Los metales pesados son normales a resistir los métodos convencionales de tratamiento de aguas comerciales e industriales, debiendo ser removidos si se va a usar nuevamente el agua residual.
<i>sólidos inorgánicos disueltos</i>	Componentes inorgánicos, como calcio, sodio y sulfatos, son adicionados a los sistemas domésticos de abastecimiento de agua, debiendo ser removidos si se va a usar nuevamente el agua residual.

FUENTE: (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008)

2.3.1.1.2. Características químicas

El estudio de las características químicas de las aguas residuales se aborda en los siguientes tres apartados: Materia orgánica, La materia inorgánica, Los gases presentes en el agua residual.

❖ **Materia orgánica.**

Son sólidos que provienen de los reinos animal y vegetal, así como de las actividades humanas relacionadas con las síntesis de compuestos orgánicos. Los compuestos orgánicos están formados normalmente por combinaciones de carbono, hidrógeno y oxígeno, con la presencia en determinados casos de nitrógeno. También pueden estar presentes otros elementos como el azufre, fósforo o hierro. Los principales grupos de sustancias

orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas, hidratos de carbono, grasas y aceites. Otro compuesto orgánico con importante presencia en el agua residual es la urea, principal constituyente de la orina. No obstante, debido a la velocidad del proceso de descomposición de la urea, raramente está presente en aguas residuales que no sean muy recientes.

Junto con las proteínas, los hidratos de carbono, las grasas, los aceites y la urea, el agua residual también contiene pequeñas cantidades de gran número de moléculas orgánicas sintéticas cuya estructura puede ser desde muy simple a extremadamente compleja.

❖ **Materia inorgánica.**

Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para la determinación y control de la calidad del agua. Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto. Las aguas residuales, salvo en caso de determinados residuos industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo del uso.

Las concentraciones de constituyentes inorgánicos aumentan, igualmente, debido al proceso natural de evaporación que elimina parte del agua superficial y deja las sustancias inorgánicas en el agua. Puesto que las con-

centraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, conviene examinar la naturaleza de algunos de ellos, especialmente aquellos que han sido incorporados al agua superficial durante su ciclo de uso.

- ❖ **Gases presentes en el agua residual**, (Dueñas Corrales, 2015), en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: “Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región Cusco”, define.-

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno, el oxígeno, el dióxido de carbono, el sulfuro de hidrogeno, el amoniaco y el metano. Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera, y se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales. Si bien no se encuentran en el agua residual sin tratar, existen otros gases como por ejemplo del cloro y el ozono (desinfección y control de olores), y los óxidos de azufre y nitrógeno (procesos de combustión).

- **Oxígeno disuelto.-** Es el más importante, y es un gas que va siendo consumido por la actividad química y biológica. La presencia de oxígeno disuelto en el agua residual evita la formación de olores desagradables. La cantidad de oxígeno di-

suelto depende de muchos factores, como temperatura, altitud, actividad biológica, actividad química, etc.

- **Ácido sulfhídrico.-** Se forma por la descomposición de la materia orgánica que contiene azufre o por la reducción de sulfitos y sulfatos minerales. Su presencia, que se manifiesta fundamentalmente por los olores que produce, es un indicativo de la evolución y estado de un agua residual.
- **Anhídrido carbónico.-** Se produce en la fermentación de los compuestos orgánicos de las aguas residuales negras.
- **Metano.-** Se forma en la descomposición anaerobia de la materia orgánica por la reducción bacteriana de CO_2 .
- **Otros gases.-** Se producen además gases malolientes, como ácidos grasos volátiles y otros derivados del nitrógeno.

2.3.1.1.3. Características biológicas

Se debe estar familiarizado con los siguientes temas:

- Principales grupos de microorganismos biológicos presentes, tanto en aguas superficiales como residuales, así como aquellos que intervienen en los tratamientos biológicos
- Organismos patógenos presentes en las aguas residuales
- Organismos utilizados como indicadores de contaminación y su importancia
- Métodos empleados para determinar los organismos indicadores

- Métodos empleados para determinar la toxicidad de las aguas tratadas.

Los principales grupos de organismos presentes tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias como se muestra en el cuadro 2, la mayoría de los organismos pertenecen al grupo de eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares. Los vertebrados y los invertebrados están clasificados como animales eucariotas multicelulares. Los virus, también presentes en el agua residual, se clasifican en función del sujeto infectado.

Tabla 2
Clasificación de los microorganismos.

Grupo	Estructura celular	Caracterización	Miembros representativos
<i>Eucariotas</i>	Eucariota	Multicelular, con gran diferenciación de las células y el tejido.	Plantas (plantas de semillas, musgos, helechos) Animales (vertebrados e invertebrados)
<i>Eubacterias</i>	Procariota	Unicelular o coenocítica o micelial; con escasa o nula diferenciación de tejidos.	Protistas (algas, hongos protozoos).
<i>Arqueobacterias</i>	Procariota	Química celular parecida a las eucariotas.	La mayoría de las bacterias.

 Química celular
distintiva

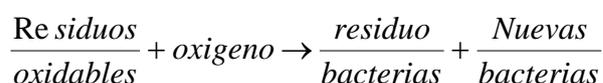
 Metanogenos, halofilos,
termacidofilos.

FUENTES: (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008)

A su vez estas bacterias de las aguas residuales, según su tipo, realizan 2 diferentes procesos biológicos para la depuración u oxidación de la materia orgánica presente en las aguas residuales, las cuales podemos mencionar:

❖ PROCESO AEROBIO.

El proceso aerobio es un proceso de respiración de oxígeno en el cual el oxígeno libre es el único aceptador final de electrones; el oxígeno es reducido y el carbono es oxidado, al igual que la materia orgánica o inorgánica. Todos los organismos que usan oxígeno libre como aceptador de electrones son aerobios. Este proceso se puede ver en la ecuación verbal.



Usualmente, las bacterias son los organismos más importantes en el tratamiento aerobio de las aguas residuales porque son excelentes oxidadores de la materia orgánica y crecen bien en aguas residuales, siendo capaces de formar una capa floculenta gelatinosa de muy buenas características para la remoción de la materia orgánica. Tanto en los procesos de lodos activados como filtros percoladores son comunes: *zooglea ramigera*, *Pseudomonas*, *Flavobacterium* y *Alcaligenes*.

❖ PROCESO ANAEROBIO.

El proceso anaerobio o fermentación lo definió Pasteur como la vida sin aire. Es la descomposición u oxidación de compuestos orgánicos, en ausencia de oxígeno libre, para obtener la energía requerida para el crecimiento y mantenimiento de los organismos anaerobios. El proceso anaerobio es menos eficiente en producción de energía que el aerobio, puesto que la mayoría de la energía liberada en el catabolismo anaerobio proviene de la sustancia descompuesta aún permanece en los productos finales orgánicos reducidos como el metano, generándose una cantidad de biomasa mucho menor que la producida en el proceso aerobio.

Entre las principales bacterias no metanogénicas aisladas de digestores anaerobios se encuentran: *Clostridium spp.*, *Peptococcus anaerobus*, *Bifidobacterium spp.*, *Desulphovibrio spp.*, *Corynebacterium spp.*, *Lactobacillus*, *Actinomyces*, *Staphylococcus* y *Escherichia coli*. Las bacterias metanogénicas son semejantes a las encontradas en el estómago de animales rumiantes y en sedimentos de lagos y ríos; los géneros principales son *methanobacterium*, *methanococcus*, *methanosarcina* y *methanobacillus*. Todas las bacterias metanogénicas son de crecimiento muy lento y, por lo tanto, el tiempo de retención celular debe ser lo suficientemente largo para permitir su crecimiento e impedir su extracción del sistema. Este proceso se puede apreciar en las ecuaciones verbales.

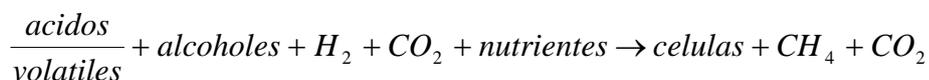
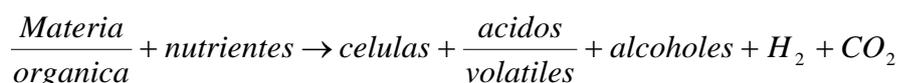


Tabla 3
Cuadro comparativo de procesos

<i>Tratamiento Aerobio</i>	<i>Tratamiento Anaerobio</i>
<ul style="list-style-type: none"> ➤ <i>Mayor eficiencia de remoción.</i> ➤ <i>50% de C es convertido en CO₂; 40-50% es incorporado dentro de la masa microbiana.</i> ➤ <i>60% de la energía es almacenada en la nueva biomasa, 40% es liberado como calor.</i> ➤ <i>Ingreso de elevada energía para aireación, que deben ser suministrados por aireadores o compresores.</i> ➤ <i>Limitación de cargas orgánicas.</i> ➤ <i>Se requiere adición de nutrientes.</i> ➤ <i>Necesidad de grandes extensiones de terrenos.</i> ➤ <i>Sensible a economía de escala.</i> ➤ <i>Periodos de arranque cortos.</i> ➤ <i>Los lodos producidos en el tratamiento aerobio son de 5 a 10 veces superiores en cantidad a los anaeróbios debido a la gran producción de materia orgánica celular degradable que contienen (por verificarse en estos una mayor síntesis celular), además de deshidratarlos deben incinerarse para evitar polución.</i> ➤ <i>Operatividad comprobada.</i> ➤ <i>Tecnología establecida.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ <i>menor eficiencia en remoción de MO (aprox.80%).</i> ➤ <i>95% de C es convertido en biogás; 5% es transformado en biomasa microbiana.</i> ➤ <i>90% de la energía es retenida como CH₄, 3-5% es liberado como calor, 5-7% es almacenada en la biomasa.</i> ➤ <i>Bajo consumo de energía; no se requiere aporte de O₂ posibilidad de recuperar y utilizar CH₄ como combustible (caro).</i> ➤ <i>Acepta altas y bajas cargas orgánicas.</i> ➤ <i>Requerimiento bajo de nutrientes.</i> ➤ <i>Se requiere pequeña área superficial.</i> ➤ <i>Menores costos de operación.</i> ➤ <i>Largo período de arranque, si no se utiliza inóculo (4-6 meses).</i> ➤ <i>Menor producción de lodos.</i> ➤ <i>Sensibilidad a variación de condiciones ambientales.</i> ➤ <i>El lodo obtenido es un lodo ya estabilizado.</i>

FUENTE: (Marquez, 2008)

❖ **Las Bacterias según,** (Dueñas Corrales, 2015), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: “Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región Cusco”, juegan un papel muy fundamental en la descomposición y descomposición de la materia orgánica. Pueden clasificarse en base a su metabolismo, en heterótrofas y autótrofas. Las bacterias autótrofas son aquellas que se nutren de compuestos inorgánicos, tomando la energía necesaria para su biosíntesis a partir de la luz (bacterias fotosintéticas: familia *THIORHODACEAE*, *CHLOROBIACEAE*) o a partir de ciertas reacciones químicas (bacterias quimiosintéticas: *NITROBACTER*, *NITROSOMONAS*, *HYDROGENOMONAS*, *THIOTRIX*). En el tratamiento biológico de las aguas residuales, las bacterias heterótrofas constituyen el grupo más importante, por su necesidad de compuestos orgánicos para el carbono celular.

Las bacterias autótrofas y heterótrofas pueden dividirse, a su vez, en anaerobias, aerobias, o facultativas, según su necesidad de oxígeno.

- ***Bacterias anaerobias.***- son las que consumen oxígeno procedente de los sólidos orgánicos e inorgánicos y la presencia de oxígeno disuelto no les permite subsistir. Los procesos que

provocan son anaerobios, caracterizados por la presencia de malos olores.

- ***Bacterias aerobias.***- son aquellas que necesitan oxígeno procedente del agua para su alimento y respiración. El oxígeno disuelto que les sirve de sustento es el oxígeno libre (molecular) del agua, y las descomposiciones y degradaciones que provocan sobre la materia orgánica son procesos aerobios, caracterizados por la ausencia de malos olores.
- ***Bacterias facultativas.***- algunas bacterias aerobias y anaerobias pueden llegar a adaptarse al medio opuesto, es decir, las aerobias a medio oxígeno disuelto y las anaerobias a aguas con oxígeno disuelto.
- ***Bacterias coliformes.***- bacterias que sirven como indicadores de contaminantes y patógenos. Son usualmente encontradas en el tracto intestinal de los seres humanos y otros animales de sangre caliente. Las bacterias coliformes incluyen los géneros *ESCHERICHIA* y *AEROBACTER*.

Algas

En los estanques de estabilización, son un valioso elemento por que producen oxígeno a través del mecanismo de la fotosíntesis.

Las algas, al igual que sucede con otros microorganismos, requieren compuestos inorgánicos para reproducirse. A parte del anhídrido carbónico, los principales nutrientes necesarios son el nitrógeno y el fósforo. También son muy importantes vestigios de otros elementos

(oligoelementos) como hierro, cobre, etc. Las algas pueden presentar el inconveniente de reproducirse rápidamente, debido al enriquecimiento del agua (eutrofización) y crear grandes colonias flotantes originando problemas a las instalaciones y al equilibrio del sistema.

Los tipos más importantes de algas de agua dulce son: verdes (*Chlorophyta*), verdes móviles (*Volvocales euglenophyta*), Verde amarillas o marrón dorado (*Chrysophyta*) y Verde azules (*Cyanophyta*).

2.3.1.2. Características cuantitativas

2.3.1.2.1. Contribución per cápita

Generalmente, los caudales de aguas residuales, se encuentran estimados según el agua del abastecimiento de aguas potable o consumo. La dotación se multiplica por un coeficiente de retorno “C”, este coeficiente de retorno se encuentra de la relación de agua residual, reciclado de la red de alcantarillado y el agua, proporcionado a la población para su consumo. El coeficiente de retorno, contempla una desviación del agua residual con respecto del agua, ya que una porción es enviada para uso de lavado de carros, irrigación de jardines, parques públicos entre otros; (Mendonça, 1999), utiliza un rango de 0.5 y 0.9, dependiendo de las condiciones locales donde se realicen los diseños.

Por otro lado (Lozano Rivas, 2012), asume valores de coeficiente de retorno sanitario (entre 0.70 y 0.85, pero usualmente corresponde se utiliza 0.80).

El valor asumido por la norma (011-2012-Vivienda, 2012), es considerada del 80 % o 0.80 del caudal de agua potable consumida.

El consumo *per cápita* mínimo adoptado para el abastecimiento de agua de pequeñas poblaciones es de 80 L/hab-día, pudiendo alcanzar un máximo de 150 L/hab-día. Para ciudades con población superior a 100 000 habitantes, el valor mínimo usualmente adoptado es de 150 L/hab-día, (Mendonça, 1999).

(011-2012-Vivienda, 2012) Menciona que; se considera por lo menos para sistemas de conexiones domiciliarias una dotación de 180 L/hab-día, en clima frío y de 220 L/hab-día, en clima templado y cálido.

2.3.1.2.2. Caudal de diseño

En los caudales de las aguas residuales ocurren variaciones horarias (con las horas del día), diarias (con los días de la semana) y cíclicas (con las estaciones del año), de acuerdo con los usos y costumbres de la población, además de la temperatura y de la precipitación atmosférica de la región.

En los caudales de los sistemas de aguas residuales domésticas es de suma importancia estimar los caudales mínimos, medios y máximos, que son calculados por las ecuaciones:

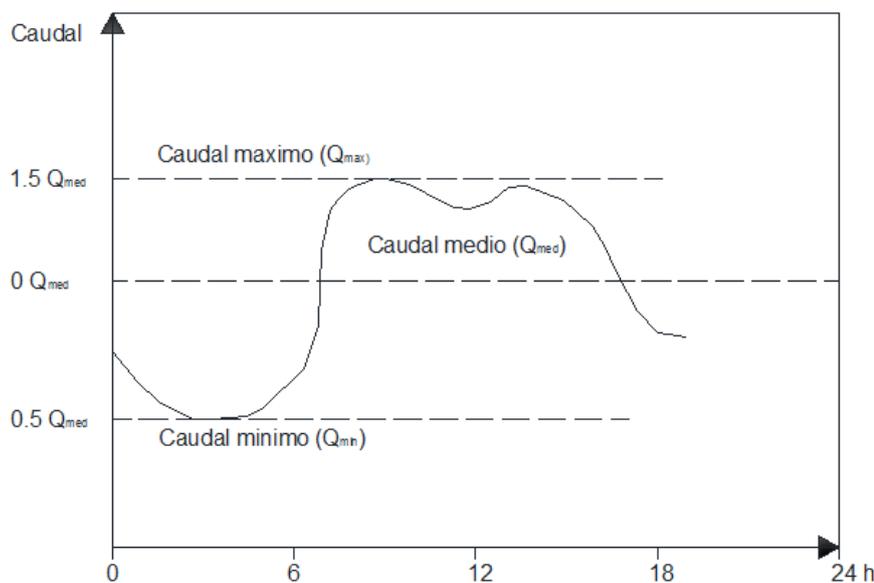


Figura 2.- (CAMPOS, 1994), Variación horaria típica del caudal de las aguas residuales domésticas.

$$Q_m = Q_{dom} + Q_{inf} + Q_{ind} \tag{2.1}$$

Caudal mínimo:
$$Q_{min} = C \cdot \frac{P \cdot q \cdot K_3}{86400} + q_{inf} \cdot L + Q_{ind} \tag{2.2}$$

Caudal medio:
$$Q_{min} = C \cdot \frac{P \cdot q}{86400} + q_{inf} \cdot L + Q_{ind} \tag{2.3}$$

Caudal máximo:
$$Q_{min} = C \cdot \frac{P \cdot q \cdot K_1 \cdot K_2}{86400} + q_{inf} \cdot L + Q_{ind} \tag{2.4}$$

Dónde:

Q_{min} = caudal mínimo de las aguas residuales, en l/s.

Q_{med} = caudal medio de las aguas residuales, en l/s.

Q_{max} = caudal máximo de las aguas residuales, en l/s.

C = coeficiente de retorno.

P = población a ser atendida, hab.

q = consumo medio diario de agua *per capita*, l/hab-día.

K_1 = coeficiente de máximo caudal diario: es la relación entre el mayor caudal diario verificado en el año y el caudal medio diario anual, adimensional.

K_2 = coeficiente de máximo caudal horario: es la relación entre el mayor caudal observado en un día y el caudal medio horario del mismo día, adimensional.

K_3 = coeficiente de mínimo caudal horario: es la relación entre el caudal mínimo y el caudal medio anual.

q_{inf} = tasa de infiltración en la red de alcantarillado. l/sm.

L = extensión total de la red de alcantarillado, m.

Q_{ind} = caudal de la industria. L/s.

Si no existe datos locales obtenidos en campo, la (ABNT, 1986), recomienda los siguientes valores:

$C=0.8$	$K_1=1.2$	$K_2=1.5$	$K_3=0.5$	$q_{inf}=0.0005-0.0010$ l/sm
---------	-----------	-----------	-----------	------------------------------

Estos valores son asumidos como constantes a lo largo del tiempo, cualquiera que sea la población del área.

Al diseñarse un sistema de alcantarillado, es necesario el conocimiento previo de la existencia o no de industrias contribuyentes.

2.3.2. Demanda química de oxígeno (DQO).

Según (011-2012-Vivienda, 2012), Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma OS.090, define que la DQO, es la medida de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación química de la material orgánica del agua residual, usando como oxidante sales inorgánicas de permanganato o dicromato de potasio.

Por otro lado (Dueñas Corrales, 2015) En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: "Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas

Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región Cusco”, define que es la cantidad de oxígeno requerida para oxidar químicamente los materiales orgánicos presentes en una muestra de agua. Esta oxidación degrada el material orgánico biodegradable y no biodegradable.

2.3.3. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO).

Según (011-2012-Vivienda, 2012), Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma OS.090, define que la DBO, es la cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para la estabilización de la materia orgánica bajo condiciones de tiempo y temperatura específicos (generalmente 5 días y a 20 °C).

Por otro lado (Dueñas Corrales, 2015) En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: “Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región Cusco”, menciona que el parámetro de contaminación orgánica más utilizado y aplicable a las aguas residuales y superficiales es la DBO a los 5 días DBO_5 . Supone esta determinación la media del oxígeno disuelto utilizado por los microorganismos en la oxidación bioquímica de materia orgánica biodegradable. La medida de la DBO es importante en el tratamiento de agua residuales y para la gestión técnica de la calidad de agua por que se utiliza para determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica.

2.3.4. Límites Máximos Permisibles (LMP) para efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) domesticas

Según las normas legales del estado, el DECRETO SUPREMO N° 003-2010-MINAM, aprueba los Límites Máximos Permisibles para efluentes de plantas de tratamiento de aguas domesticas o municipales, las mismas que se muestran en la Figura 3.

Por otro lado los LMPs, es la medida de la concentración o grado de elementos, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos, que caracterizan a un efluente o una emisión, que al ser excedida causa o puede causar daños a la salud, al bienestar humano y al ambiente.

Para la presente investigación la caracterización se realizara según los parámetros que indica en las norma de los LMP.

ANEXO

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA LOS EFLUENTES DE PTAR

PARÁMETRO	UNIDAD	LMP DE EFLUENTES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUAS
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	10,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	200
pH	unidad	6.5-8.5
Sólidos Totales en Suspensión	mL/L	150
Temperatura	°C	<35

Figura 3.- Límites Máximos Permisibles para Efluentes de PTAR, Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM

2.3.5. Estándar de Calidad Ambiental (ECA)

Según el Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM, aprueban estándares de calidad ambiental (ECA), para agua y establecen disposiciones complementarias.

Tabla 4 .
Categoría 4: Conservación del ambiente acuático

Parámetros	Unidad de medida	E1: Lagunas y lagos	E2: Ríos		E3: Ecosistemas costeros y	
			Costa y sierra	Selva	Estuarios	Marinos
FÍSICOS- QUÍMICOS						
Aceites y Grasas (MEH)	mg/L	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
Cianuro Libre	mg/L	0,0052	0,0052	0,0052	0,001	0,001
Color						
Clorofila A	mg/L	0,008	**	**	**	**
Conductividad	(µS/cm)	1 000	1 000	1 000	**	**
(DBO ₅)	mg/L	5	10	10	15	10
Fenoles	mg/L	2,56	2,56	2,56	5,8	5,8
Fósforo total	mg/L	0,035	0,05	0,05	0,124	0,062
Nitratos (NO ⁻) (c)	mg/L	13	13	13	200	200
Amoniaco Total (NH)	mg/L	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)
Nitrógeno Total	mg/L	0,315	**	**	**	**
Oxígeno Disuelto (valor	mg/L	≥ 5	≥ 5	≥ 5	≥ 4	≥ 4
Potencial de Hidrógeno	Unidad de	6,5 a 9,0	6,5 a 9,0	6,5 a 9,0	6,8 – 8,5	6,8 – 8,5
Sólidos Suspendidos	mg/L	≤ 25	≤ 100	≤ 400	≤ 100	≤ 30
Sulfuros	mg/L	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002
Temperatura	°C	Δ 3	Δ 3	Δ 3	Δ 2	Δ 2
INORGÁNICOS						
Antimonio	mg/L	0,64	0,64	0,64	**	**
Arsénico	mg/L	0,15	0,15	0,15	0,036	0,036
Bario	mg/L	0,7	0,7	1	1	**
Cadmio Disuelto	mg/L	0,00025	0,00025	0,00025	0,0088	0,0088
Cobre	mg/L	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05
Cromo VI	mg/L	0,011	0,011	0,011	0,05	0,05
Mercurio	mg/L	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
Níquel	mg/L	0,052	0,052	0,052	0,0082	0,0082
Plomo	mg/L	0,0025	0,0025	0,0025	0,0081	0,0081
Selenio	mg/L	0,005	0,005	0,005	0,071	0,071
Talio	mg/L	0,0008	0,0008	0,0008	**	**
Zinc	mg/L	0,12	0,12	0,12	0,081	0,081
ORGÁNICOS						
Compuestos Orgánicos Volátiles						
<i>Hidrocarburos Totales</i>						
Hexaclorobutadieno	mg/L	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006	0,0006
BTEX						
Benceno	mg/L	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
Hidrocarburos Aromáticos						
Benzo(a)Pireno	mg/L	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
Antraceno	mg/L	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004	0,0004
Fluoranteno	mg/L	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001
Bifenilos Policlorados						
Bifenilos Policlorados	mg/L	0,000014	0,000014	0,000014	0,00003	0,00003
PLAGUICIDAS						
Organofosforados						
Malatión	mg/L	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001	0,0001
Paratión	mg/L	0,000013	0,000013	0,000013	**	**

<u>Organoclorados</u>						
<i>Aldrin</i>	mg/L	0,000004	0,000004	0,000004	**	**
<i>Clordano</i>	mg/L	0,0000043	0,0000043	0,0000043	0,000004	0,000004
<i>DDT (Suma de 4,4'-</i>						
<i>Dieldrin</i>	mg/L	0,000056	0,000056	0,000056	0,0000019	0,0000019
<i>Endosulfán</i>	mg/L	0,000056	0,000056	0,000056	0,0000087	0,0000087
<i>Endrin</i>	mg/L	0,000036	0,000036	0,000036	0,0000023	0,0000023
<i>Heptacloro</i>	mg/L	0,0000038	0,0000038	0,0000038	0,0000036	0,0000036
<i>Heptacloro Epóxido</i>	m	0,000003	0,0000038	0,00000	0,0000036	0,000003
<i>Lindano</i>	m	0,00095	0,00095	0,0009	*	*
<i>Pentaclorofenol (PCP)</i>	m	0	0,001	0	0,0	0,001
<u>Carbamato</u>						
<i>Aldicarb</i>	m	0,001	0,001	0	0,0	0,00015
<u>MICROBIOLÓGICO</u>						
<i>Coliformes Termotoler-</i>	NMP/10	1	2 000	2	1	2

FUENTE: DS N° 004-2017-MINAM

2.3.6. Evaluación de la planta de tratamiento de aguas residuales

Según (Guevara Vera, 1996), afirma que evaluar consiste en realizar un número de mediciones y análisis que al compararlos con los parámetros, normas y métodos preestablecidos que permiten un control y manejo adecuado del proceso o sistema de tratamiento.

Evaluar incluye acciones de supervisión, inspección, vigilancia y control con el propósito de prevenir, mantener, corregir, mejorar y optimizar los procesos individuales y todo el sistema.

Los criterios para la evaluación son la calidad requerida del efluente y lo que se desea controlar; todo va a depender del tamaño de las instalaciones, infraestructura, recursos existentes, personal disponible, laboratorios, etc.

En el proceso de evaluación se realizan un número tal de mediciones y análisis que permitan un control y manejo adecuado del proceso de lagunas. Este tipo de evaluación es necesaria, aunque consume tiempo, requiere de personal con expe-

riencia para interpretar los datos obtenidos; pero es el único medio para poder optimizar los sistemas lagunares, mejorar el diseño de estos sistemas, adecuándola a la región.

Por otro lado (Oakley, Tratamiento De Aguas Residuales Domesticas En Centroamerica, 2011), propone que para evaluar una laguna de estabilización de debe evaluar las características ambientales de la zona, además del tipo de obras presentes dentro del sistema, como estructuras para la medición de caudales, rejillas, desarenadores, tipo de entradas y salidas, interconexiones, etc. acompañando a esto estudios topográficos y batimétricos para poder definir bien las áreas y volúmenes de las lagunas y de los lodos depositados.

Así mismo propone evaluar los parámetros en el agua residual y en los lodos de las lagunas primarias (anaerobias y facultativa), efectuando análisis de campo y de laboratorio que definen el funcionamiento y comportamiento del sistema.

2.3.7. Plantas de tratamiento de aguas residuales

Al final del sistema de alcantarillado sanitario, es importante implementar una planta de tratamiento. Para seleccionar el tipo de tratamiento que se aplicara es importante considerar:

- ✓ Las leyes y normativas.
- ✓ Las metas de protección de la salud y el ambiente (podrían ir más allá que la ley).
- ✓ Factores económicos; recuperación de costos de construcción y operación.
- ✓ Terrenos disponibles, valores de terrenos.

- ✓ Capacidad de operación y mantenimiento.

Hay muchas alternativas al tratar las aguas residuales de una ciudad, ya sea mediante procesos biológicos o físico-químico. Sin embargo, actualmente casi todas las plantas de tratamiento de aguas residuales domesticas se conciben con base en procesos biológicos.

Las principales etapas en el proceso del tratamiento de las aguas residuales domesticas son: tratamiento preliminar, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario. (Mendonça, 1999).

Estas etapas de los procesos de los tratamientos, se resume en el cuadro. El nivel de tratamiento recomendable, dependerá del uso final de las aguas tratadas y también se relacionara con el factor económico.

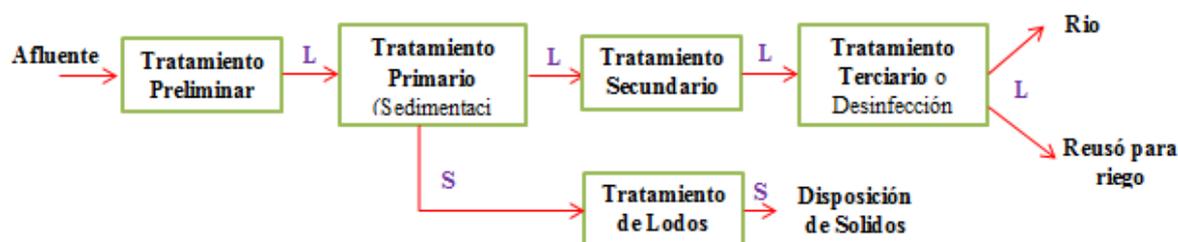


Figura 4.- (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008)Esquema de un tren de tratamiento de aguas residuales.

S= Porción sólido.

L= Porción liquida.

Tabla 5

Unidades de tratamiento de aguas residuales.

CLASIFICACIÓN	UNIDAD DE TRATAMIENTO	DESCRIPCIÓN
<i>Tratamiento preliminar o pre-tratamiento</i>	✓ Rejas	Es el conjunto de unidades que tiene como finalidad de eliminar materiales gruesos, que podrían perjudicar el sistema de conducción de la planta.
	✓ Desarenador	
<i>Tratamiento primario</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Tanque séptico • Tanque Imhoff 	La finalidad es de remover sólidos suspendidos removibles por medio de sedimentación, filtración, flotación y precipitación.

Tratamiento secundario	<ul style="list-style-type: none"> • Reactor UASB¹ • Lagunas de estabilización² • Lodo activado convencional • Filtro percolador • Humedales • Filtro anaerobio • Zanja de oxidación • Biodisco 	La finalidad es de remover material orgánico y en suspensión. Se utiliza procesos biológicos, aprovechando la acción de microorganismos, que en su proceso de alimentación degradan la materia orgánica. La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno).
Tratamiento terciario	<ul style="list-style-type: none"> • Microcribado • Coagulación-floculación • Filtros rápidos • Adsorción Oxidación química • Electrodiálisis • Intercambio iónico • Precipitación química • Nitrificación-desnitrificación • Precipitación con cal • etc. 	Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una calidad físico-química biológica alto para cuerpos de agua receptores sensitivos o ciertos tipos de reuso. Normalmente se trata de remover nutrientes (nitrógeno y fosforo) del agua, porque estos estimulan el crecimiento de las plantas acuáticas.
Desinfección	<ul style="list-style-type: none"> • Físicos: Filtración, ebullición, rayos ultravioleta. • Químicos: Aplicación de cloro, bromo, yodo, ozono, etc. 	Es el tratamiento adicional para remover patógenos.
Tratamiento de lodos	<ul style="list-style-type: none"> • Digestión anaerobia • Tratamiento con cal • Compostaje • Patio de secar 	Es el tratamiento de la porción “sólida” (actualmente, mas de 80 % agua) removido del agua contaminada. La finalidad del proceso es de secarlo y tratarlo como una combinación de tiempo y temperatura para matar los patógenos.

FUENTE: (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008)

2.3.7.1. Tratamiento preliminar

El tratamiento preliminar de las aguas residuales se define según (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008), como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales, cuya presencia, pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares.

(Lozano Rivas, 2012) , lo describe como la eliminación de elementos que pueden causar descensos en la eficiencia del tratamiento y, quizá lo más im-

¹El reactor UASB también puede ser utilizado para realizar tratamiento primario.

² Las lagunas de estabilización puede ser utilizado para realizar tratamiento primario.

portante, protege los equipos, partes y unidades de la depuradora de daños que pueden resultar funestos para el funcionamiento de la planta y del sistema de evacuación y transporte de aguas residuales, en general.

Las unidades o dispositivos son:

- ❖ **Cámara de Rejas.** se emplea para remover el material grueso, generalmente flotante, contenido en algunas aguas residuales crudas, que puede obstruir o dañar bombas, tuberías y equipos de las plantas de tratamiento o interferir con la buena operación de los procesos de tratamiento, (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008).
- ❖ **Desarenador.** Se emplea para remover gravillas, arenas, cenizas y otros materiales inorgánicos presentes en las aguas residuales municipales que pueden causar abrasión o desgaste excesivo en los equipos mecánicos de una planta de tratamiento. El desarenador se ubica generalmente después del cribado, (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008).
- ❖ **Desengrasador.** que los desengrasadores en general solo son empleados: Cuando hay desechos industriales conteniendo grandes cantidades de aceites y grasas, (Lothar Hess, 1970).
- ❖ **Canal Parshall.** Después de las cribas y desarenadores se debe incluir en forma obligatoria un medidor de caudal de régimen crítico, pudiendo ser del tipo Parshall o Palmer Bouwles, la construcción de un medidor de caudal; sin embargo, podría ser sustentada la no construcción de dicho componente, por el caudal mínimo, (011-2012-Vivienda, 2012).

2.3.7.2. Tratamiento primario

(Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008) Menciona que: el tratamiento primario son los procesos, cuya finalidad es la remoción de sólidos suspendidos y puede ser por: sedimentación o flotación. De estos procesos, el más utilizado y que mejor se ajusta a las características de las aguas residuales de pequeñas localidades es la sedimentación.

Para la norma (011-2012-Vivienda, 2012), es la remoción de una considerable cantidad de materia en suspensión sin incluir la materia coloidal y disuelta.

Aun cuando este tipo de tratamiento disminuye la cantidad de materia orgánica en las aguas residuales, ésta se limita a la fracción en suspensión y no a la disuelta, condición que determina su nombre a tratamiento primario. Estas unidades se diseñan para disminuir el contenido de sólidos suspendidos y, de grasas y aceites en las aguas residuales. Las unidades o dispositivos de tratamiento que utilizan el proceso de sedimentación son:

- ✓ Sedimentadores.
- ✓ Tanques Sépticos.
- ✓ Tanques Imhoff.

2.3.7.3. Tratamiento secundario

Este término comúnmente se utiliza para los sistemas de tratamiento del tipo biológico en los cuales se aprovecha la acción de microorganismos presentes en las aguas residuales, los cuales en su proceso de alimentación, degradan la materia orgánica, convirtiéndola en material celular, productos inorgánicos o material inerte.

El tratamiento secundario, conocido también como depuración o tratamiento biológico de las aguas residuales (TBAR), es entendido como la eliminación de contaminantes mediante la actividad biológica de los microorganismos presentes en los reactores, (Lozano Rivas, 2012).

La norma (011-2012-Vivienda, 2012), menciona que; es el nivel de tratamiento que permite lograr la remoción de materia orgánica biodegradable y los sólidos suspendidos.

Aunque el tratamiento secundario es capaz de remover DBO y SST en valores cercanos al 85%, no eliminará significativamente nutrientes (N y P), ni metales pesados, ni patógenos, los cuales deben ser removidos posteriormente, (Lozano Rivas, 2012).

La presencia o ausencia de oxígeno disuelto en el agua residual, define dos grandes grupos o procesos de actividad biológica, los aerobios (en presencia de oxígeno) y los anaerobios (en ausencia de oxígeno). Dependiendo de la forma en que estén soportados los microorganismos, existen dos grandes tipos de procesos.

➤ **Con microorganismos en suspensión**

- ***Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)***. El reactor es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación de gas-liquido-sólido, el cual evita la salida de los sólidos suspendidos en el efluente y favorece la evacuación del gas. Las unidades son tapadas para facilitar la recolección del

gas que se genera en este proceso anaerobio, (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008).

- **Lagunas de estabilización.** Las lagunas de estabilización son depósitos de aguas servidas que permiten la generación de microorganismos aeróbicos y anaeróbicos, para efectuar la estabilización y desinfección de las aguas haciéndolas inocuas a la salud, por lo tanto utilizables para otras actividades, (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008).
- **Lodo activado convencional.** Constituido principalmente de biomasa con algunas cantidad de solidos inorgánicos que recircula del fondo del sedimentador secundario al tanque de aireación, (011-2012-Vivienda, 2012).

➤ **Con microorganismos fijos**

- **Biodiscos.** Los biodiscos son reactores de biomasa fija con discos que giran sobre un eje. La biomasa tiene dos etapas continuas de contacto: con el agua y con el aire (alimentación y respiración). Es un proceso económico, muy empleado en pequeñas instalaciones y, con una desinfección posterior del efluente generado, suele bastar para la reutilización de las aguas, (Lozano Rivas, 2012).
- **Filtro anaerobio.** Es un sistema complementario al tanque de decantación-digestión, altamente eficiente. Puede lograr reducciones de entre un 50 a 70% de DBO, sobre la remoción lograda previamente en el tanque séptico. Consiste en un tanque o cámara cerrada, compuesta por un lecho de grava y gravilla en donde el

afluente proveniente del tanque séptico pasa de manera ascendente, a través de los intersticios y la película biológica que se forma sobre la superficie de este material granular, realiza un trabajo de digestión y reducción anaerobia, (Lozano Rivas, 2012).

- **Filtros percoladores (rociadores).** Sistema en el que se aplica el agua residual sedimentada sobre un medio filtrante de piedra gruesa o material sintético. La película de microorganismos que se desarrolla sobre el medio filtrante estabiliza la materia orgánica del agua residual, (011-2012-Vivienda, 2012).
- **Humedales.** Los humedales son áreas que se encuentran saturadas por aguas superficiales o subterráneas con una frecuencia y duración tales, que sean suficientes para mantener condiciones saturadas. con plantas emergentes como espadañas, carrizos y juncos. La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, permite la transferencia de oxígeno a la columna de agua y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar, (Ayala Fanola & Gonzales Marquez, 2008).

2.3.7.4. Tratamiento terciario

Es el grado de tratamiento necesario para alcanzar una alta calidad físico química - biológica, o sea, que son procesos por los cuales se le da un pulimento alto al agua. Las metas de tratamiento varían de acuerdo al reuso que se le pretenda dar a estas aguas. Normalmente el tratamiento terciario es para

remover nutrientes (nitrógeno y fosforo) del agua. Generalmente no se utiliza el tratamiento terciario para aguas residuales municipales, a menos que el reúso de las aguas tenga alguna aplicación en la industria y en algunos casos en protección de un área ecológicamente sensitiva.

Para la norma (011-2012-Vivienda, 2012), es un proceso de tratamiento fisicoquímico o biológico para alcanzar un grado de tratamiento superior al tratamiento secundario. Puede implicar la remoción de varios parámetros como:

- Remoción de sólidos en suspensión (microbiano, clarificación química, filtración, etc).
- Remoción de complejos orgánicos disueltos (adsorción, oxidación química, etc).
- Remoción de compuestos inorgánicos disueltos (destilación, electrodiálisis, intercambio iónico, osmosis inversa, precipitación química, etc).
- Remoción de nutrientes (nitrificación-des nitrificación, desgasificación del amonaco, precipitación química, asimilación. etc).

2.3.7.5. Desinfección

Cuando se descargan aguas residuales tratadas en cuerpos de agua que van a utilizarse, o que pueden ser utilizados como fuentes de abastecimiento público, o con propósitos recreativos, se requiere un tratamiento suplementario para destruir las bacterias, y minimizar riesgos para la salud humana debido a la alta contaminación de las aguas, tal tratamiento se conoce como desinfección. Si se utiliza una tecnología distinta a las lagunas de estabilización

debe evaluarse la necesidad de utilizar este proceso en función al impacto en los usos del cuerpo receptor de los efluentes o al reusó de las aguas residuales. Existen varios métodos de desinfección:

- Físicos, tales como: filtración, ebullición, rayos ultravioleta.
- Químicos, aplicación de: cloro, bromo, yodo, ozono, iones plata, etc.

Cloración.

El cloro y sus derivados son indudablemente los compuestos más importantes que existen para la desinfección del agua, dado su amplio uso, además se utilizan para:

- Eliminar olores.
- Decolorar.
- Ayudar a evitar la formación de algas.
- Ayudar a la oxidación de la materia orgánica.
- Ayudar a eliminar las espumas en los decantadores.

2.3.8. Tren de tratamiento de aguas residuales

2.3.8.1. Obras de llegada

Se denomina *Obras de llegada*, al conjunto de estructuras ubicadas entre el punto de entrega del emisor y los procesos de tratamiento preliminar se le denomina estructuras de llegada. En términos generales dichas estructuras deben dimensionarse para el *caudal máximo horario*.

Se deberá proyectar una estructura de recepción del emisor que permita obtener velocidades adecuadas y disipar energía en el caso de líneas de impulsión.

Inmediatamente después de la estructura de recepción se ubicara el dispositivo de desvío de la planta. La existencia, tamaño y consideraciones de diseño de estas estructuras se justificaran debidamente teniendo en cuenta los procesos de la planta y el funcionamiento en condiciones de mantenimiento correctivo de uno o varios de los procesos. Para lagunas de estabilización se deberán proyectar estas estructuras para los periodos de secado y remoción de lodos. (011-2012-Vivienda, 2012).

2.3.8.2. Tratamiento preliminar

Las unidades de tratamiento preliminar que se puede utilizar en el tratamiento de aguas residuales municipales son las cribas y los desarenadores.

Por otro lado (Dueñas Corrales, 2015), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: “Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región Cusco”, indica que el tratamiento preliminar de aguas residuales sirve para:

- Remover solidos grandes (gruesos) que flotan o están suspendidos. Estos solidos gruesos consisten principalmente de papel, plásticos, trapos, y otros desechos sólidos que pueden entrar al alcantarillado.

- Remover sólidos inorgánicos pesados, los que llaman sólidos arenosos, que han entrado al alcantarillado. Estos sólidos entran al alcantarillado por las conexiones y los pozos de inspección y consisten principalmente de arena y otros sólidos que tiene una gravedad específica alrededor de 2.5.

La manera más apropiada de remover los sólidos arenosos y gruesos es por medio de rejillas y desarenadores horizontales.

Los materiales retenidos son principalmente papel, estopa de talleres, trapos, productos de higiene femenina, cáscaras de frutas, restos de vegetales, pedazos de madera, tapones de botella, latas, materiales plásticos, cepillos y otros objetos que puedan pasar por los inodoros o por las aberturas de pozos o buzones de inspección de la red de alcantarillado. Las rejas son empleadas para proteger contra obstrucciones las válvulas, bombas, equipos de aireación, tuberías y otras partes de la planta, también contribuyen a dar una mejor apariencia a la planta y reducen el volumen de flotantes (espuma). (Marquez, 2008)

Los sólidos flotantes y gruesos pueden causar problemas nocivos en la operación de las lagunas; ellos ayudan la formación de nata que puede producir malos olores, sirven como un foco para la reproducción de insectos, y producen condiciones desagradables a la vista.



Figura 5.- Foto Laguna de estabilización de la localidad de Ilave (19/05/2017); Sólidos flotantes.

Los sólidos flotantes y gruesos pueden causar problemas nocivos en la operación de lagunas; ellos ayudan a formación de nata que puede producir malos olores, sirven como un foco para la reproducción de insectos, y producen condiciones desagradables a la vista. Se deben ser removidos a través de rejillas del sistema



Figura 6.- Foto solidos arenosos en el ingreso de la laguna de estabilización.

Si los sólidos arenosos no están removidos, pueden llenar la entrada de la laguna de la laguna primaria, donde impiden la mezcla del afluente con el contenido de la laguna causando problemas de corto circuitos hidráulicos con malfuncionamiento del sistema. También pueden causar malos olores, condiciones desagradables a la vista, a causa de ellos se tiene la presencia de aves, que por su largo de sus patas no logra hundirse en la laguna, esto evidencia la gran acumulación de lodos y arena, puesto que este sistema de lagunas no cuenta con desarenador.

2.3.8.3. Cámara de rejas

El dimensionamiento de esta unidad se realiza para las condiciones más desfavorables, es decir para el caudal máximo horario y también se deberá veri-

ficar a caudal mínimo y medio. Las dimensiones principales de una reja son establecidas para que se tenga una sección de flujo con velocidad adecuada.

- **Velocidad de flujo a través de las rejas.**

Velocidades muy bajas a través de las barras pueden contribuir a un aumento indeseable de material retenido y también a la sedimentación de la arena en el canal de acceso, por el contrario velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería quedar retenido, Las dimensiones y espaciamientos entre barras se escogerán de modo que las velocidades antes y después de las barras sea adecuada. La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0.60 a 0.75 m/s (basado en el caudal máximo horario). Para evitar la acumulación y sedimentación de arena y otros materiales pesados en el fondo del canal de las rejas, se recomienda emplear en el diseño las siguientes velocidades de flujo antes de las barras:

Tabla 6: Cuadro Velocidades de flujo (v)

<i>Mínimo</i>	0.30 m/s
<i>Medio</i>	0.45 m/s
<i>Máximo</i>	0.60 m/s

Fuente: (011-2012-Vivienda, 2012) Reglamento Nacional de Edificaciones, OS 090 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

- **Inclinación de las barras.**

El ángulo de inclinación de las barras de las cribas de limpieza manual será entre 45 y 60 grados con respecto a la horizontal³. En las instalaciones mecanizadas este ángulo es establecido en función de las condiciones locales, de acuerdo con el tipo de equipo empleado,

³ (011-2012-Vivienda, 2012) REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

generalmente las rejas mecanizadas forman un ángulo de 60 hasta 90 grados con la horizontal (más frecuentemente 75°).

- **Abertura o espaciamiento de las barras.**

El espaciamiento libre entre las barras depende de la finalidad que se pretenda lograr. Las rejas gruesas son instaladas aguas arriba de bombas de gran capacidad, turbinas, etc. y a veces preceden a rejas más finas, no son empleadas antes de bombas de tornillo, o cuando lo son tienen espaciamiento superior a los 150 mm. El espaciamiento entre barras estará entre 20 a 50 mm, Imhoff recomienda rejas con un espaciamiento de 40 a 50 mm para que no se retenga mucha materia fecal. Para localidades con sistema inadecuado de recolección de residuos sólidos se recomienda un espaciamiento no mayor a 25 mm.

Tabla 7: Cuadro Espesores y espaciamientos de rejillas

TIPO DE REJILLAS	BARRAS	
	ESPESOR	ESPACIAMIENTO
	(Pulgadas)	(Centímetros)
<i>Rejas gruesas</i>	1/2 - 3/8	4 – 10
<i>Rejas medias</i>	5/16 – 3/8	2 – 4
<i>Rejas finas</i>	1/4 - 5/16	1 - 2

Fuente: Ministerio de Desarrollo Humano, Reglamento Técnico de Diseño de Unidades de Tratamiento No Mecanizadas para Aguas Residuales, Norma Boliviana DINASBA, 1996.

- **Dimensiones de las barras.**

En general las barras tienen sección rectangular de 5 a 15 mm de espesor por 30 a 75 mm de profundidad o ancho, las dimensiones dependen mucho del largo de las barras y del mecanismo de limpieza,

en general las barras de rejas gruesas van hasta 15 x 75 mm (las más grandes); las instalaciones pequeñas tienen barras de sección mínima de 5 x 40 mm. Entre estos dos ejemplos hay una variedad muy grande de dimensiones que deben ser seleccionadas en función a la resistencia a la operación de limpieza y a la disponibilidad en el mercado nacional.

Azevedo Netto clasifica de acuerdo al tamaño de las rejas como se muestra en el siguiente cuadro:

Tabla 8: Clasificación y tamaño de barras.

TIPO	ANCHO POR PROFUNDIDAD (mm x mm)
<i>Rejas gruesas</i>	10x50 – 10x60 – 13x40 – 13x50
<i>Rejas comunes</i>	8x50 – 10x40 – 10x50
<i>Rejas pequeñas</i>	6x40 – 8x40 – 10x40

Fuente: Azevedo Netto et al, 1981

- **Perdida de Carga**

En la determinación del perfil hidráulico, se calculara la pérdida de carga a través de las cribas para condiciones de caudal máximo horario y 50% del área obstruida. Se utilizará el valor más desfavorable obtenido al aplicar las correlaciones para el cálculo de pérdida de carga. El tirante de agua en el canal antes de las cribas y el borde libre se comprobará para condiciones de caudal máximo horario y 50% del área de cribas obstruidas.

- **dimensionamiento del canal de rejas de limpieza manual**

- **Área transversal de flujo del canal**

El área transversal total del canal (A_t) donde se ubicara la reja de barras, será determinado asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades del cuadro de velocidades, posteriormente aplicando la ecuación de continuidad para flujo permanente incompresible.

$$A_t = \frac{Q_{max}}{V}$$

Dónde:

Q_{max} = Caudal máximo horario (m^3/s)

V = Velocidad de flujo en el canal (m/s)

A_t = Área transversal total del canal (m^2)

El ancho del canal de reja de barras acostumbra ser igual o más grande que el diámetro o al ancho del emisario y debe igualar el ancho de las propias rejillas, evitándose espacios muertos. Por consiguiente, el tirante de agua del canal de la reja de barras será:

$$h_a = \frac{A_t}{b}$$

Dónde:

b = Ancho del canal (m)

h_a = Tirante de agua máximo del canal (m)

Según el Reglamento Técnico de Diseño Para Unidades de Tratamiento No Mecanizadas Para Sistemas de Agua Potable y Aguas residuales recomienda utilizar un borde libre (h_o) de 0.20 a 0.25 metros. Por lo que la altura total $h(m)$ del canal de reja de barras será:

$$h = h_a + h_o$$

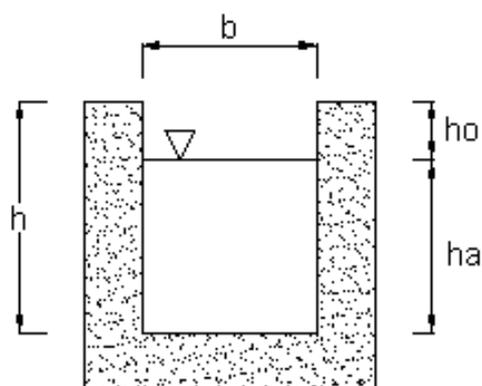


Figura 7.- Sección transversal del canal de rejajas

➤ Pendiente del canal

La pendiente del canal debe de ser descendente en la dirección de circulación a través de la reja, sin baches o imperfecciones en las que pudieran quedar atrapados algunos sólidos, asimismo es conveniente achaflanar las uniones de las paredes laterales. La pendiente del canal será determinado utilizando la ecuación de Manning:

$$S = \left(\frac{V \times n}{R_h^{2/3}} \right)^2$$

Dónde:

S = Pendiente del canal

n = Coeficiente de rugosidad de Manning (para revestimiento de cemento $n = 0.013$)

V = Velocidad de flujo en el canal (m/s)

R = Radio hidráulico (m)

El radio hidráulico está dado por la ecuación:

$$R_h = \frac{A_t}{P}$$

Dónde:

A_t = Área transversal total del canal (m²)

$P =$ Perímetro mojado (m)

- **Longitud de las barras**

La longitud de las barras depende del grado de inclinación que tienen estas con la horizontal, y del tirante de agua máximo del canal de reja de barras.

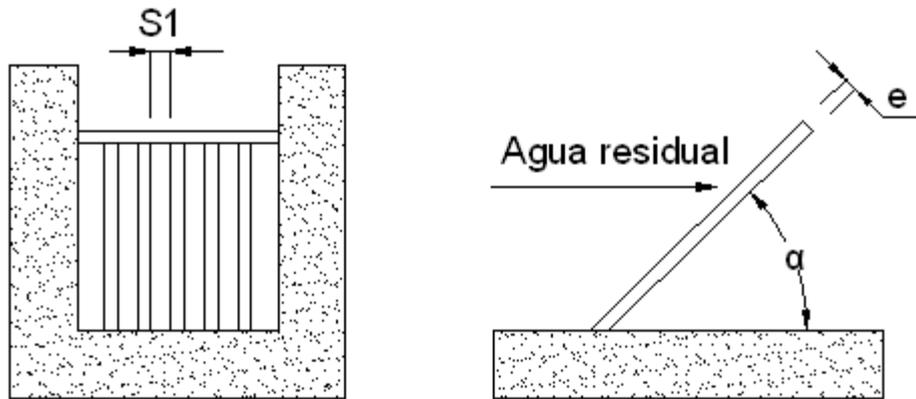


Figura 8.- Esquema de rejas de limpieza manual

Dónde:
$$L_b = \frac{h_a}{\text{sen}(\alpha)}$$

$L_b =$ Longitud de las barras (m.)

$h_a =$ Tirante de agua máximo del canal (m)

$\alpha =$ Grado de inclinación de las barras con la horizontal (Grados)

- **Calculo del número de barras**

Siendo N_b el número de barras en la reja del canal y $(N_b - 1)$ el número de espacios, se puede utilizar la siguiente ecuación para determinar el número de barras:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1}$$

Dónde:

$b =$ Ancho del canal (cm.)

$e =$ Espesor de barras (cm.)

$S_1 =$ Separación entre barras (cm.)

- **Longitud del depósito o canal**

El canal de acceso debe ser suficientemente largo para que se evite la turbulencia junto a las barras, se recomienda utilizar la siguiente expresión:

$$L = 3.50 \times b$$

Dónde:

L = Longitud del depósito o canal (m)

b = Ancho útil del canal (m)

- **Perdida de carga**

Las pérdidas de carga que se producen al circular el agua a través de las rejas dependen de la velocidad de aproximación del agua (velocidad de flujo en el canal donde se ubican las rejas) y de la velocidad de circulación a través del elemento, la pérdida de carga puede estimarse empleando la expresión conocida como la de Metcalf & Eddy caracterizada por su simplicidad.

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right)$$

Dónde:

h_f = Pérdida de carga (m)

0.7 = Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia y de las pérdidas por formación de remolinos

V = Velocidad de aproximación a la reja (m/s)

V_c = Velocidad de circulación entre las barras de la reja (m/s)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

Para estimar la velocidad de circulación a través de la reja de barras se empleara la ecuación de continuidad:

$$V_c = \frac{Q_{max}}{A_1}$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo horario de diseño (m³/s).

A_1 = Área transversal de flujo de la reja de barras (m²).

V_c = Velocidad de circulación a través de la reja (m/s).

e = Espesor de barras (transversal al caudal que fluye) (m).

Para A_1 :

$$A_1 = h_a \times [b - (N_b \times e)]$$

2.3.8.3.1. Recomendaciones de diseño

La rejilla debe tener barrar rectangulares con anchos de 5 a 15mm y de espesores de 25 a 40mm. También debe tener una plataforma de drenaje para poder drenar los sólidos gruesos retenidos, que tienen una humedad aproximadamente de 80%, antes de disponerlos en una manera sanitaria. (Rolim Mendoca, 2000). Se recomienda una abertura entre barras de 50mm para que la mayoría de las heces humanas pasen por la rejilla sin ser retenidas, de esta manera el operador no tendrá que manejarlas con los riesgos altos de exposición a las enfermedades relacionadas a las excretas. El canal de aproximación antes de la rejilla debe tener un canal de desvío en el caso de una emergencia. La inclinación 45° a 60° para que se remueva el material retenido fácilmente con un rastros. El material de construcción de las barras y la plataforma de drenaje debe ser resistente a la corrosión; se recomienda usar hacer inoxidable, acero galvanizado, y aluminio en la construcción.

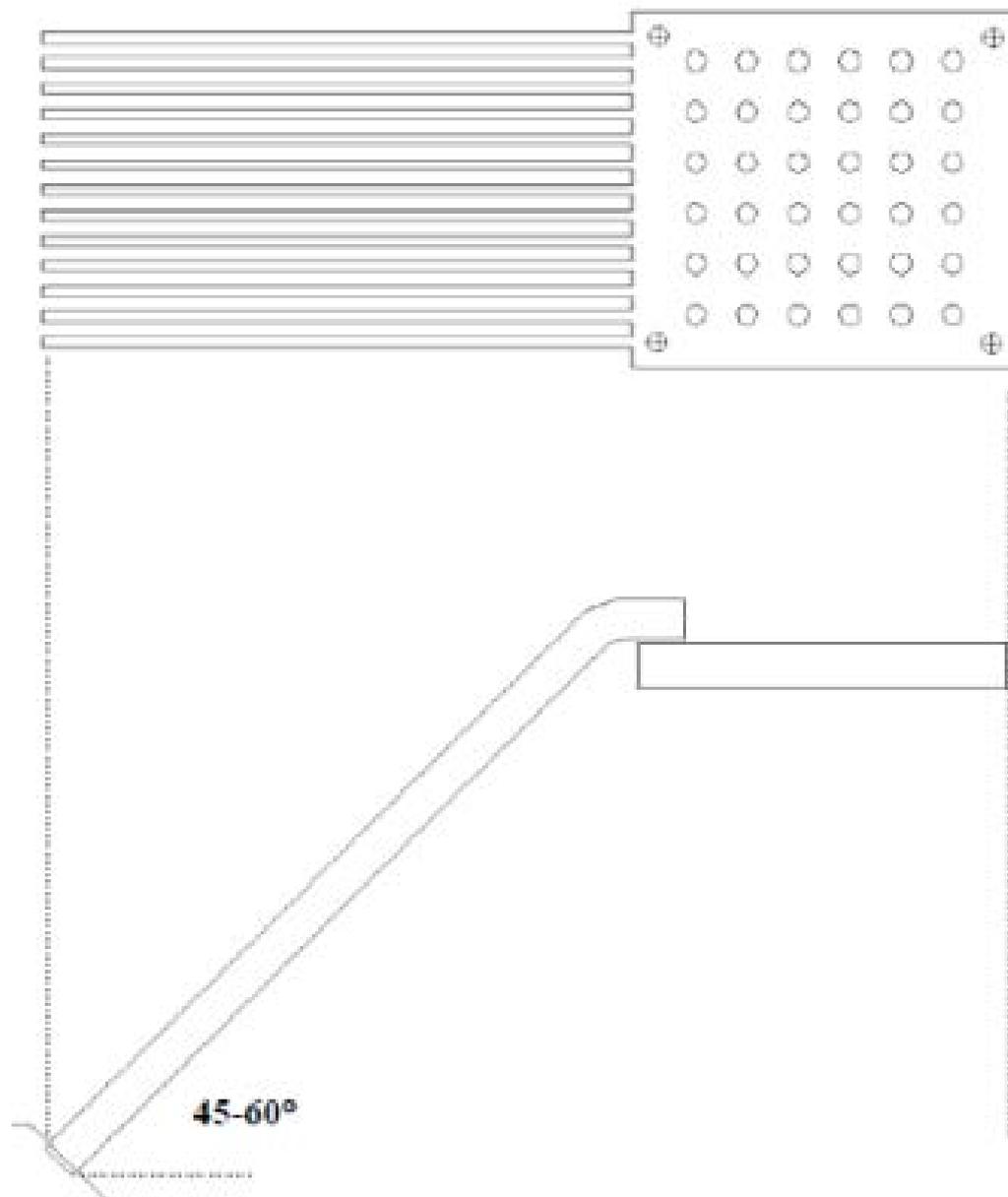


Figura 9.- Inclinación de rejilla.

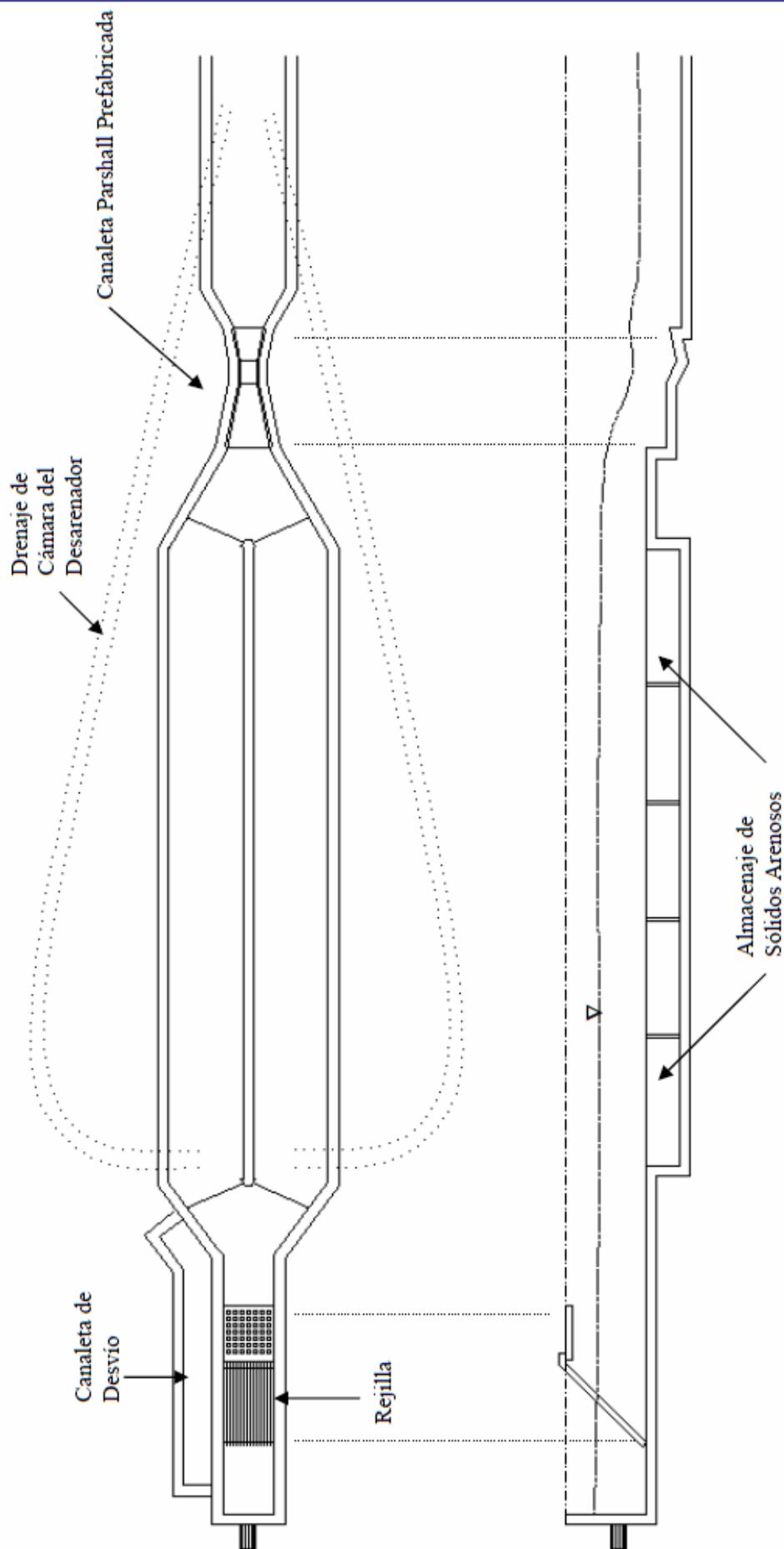


Figura 10.- La Instalación Recomendada de Rejilla.
Desarenador Horizontal con Dos Cámaras, y Canaleta parshall para el control de velocidad y medición de caudal. (Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005)



Figura 11.- Ejemplo de rejillas.

La remoción del material atrapado en la rejilla constituye una función clave para mantener el caudal interrumpido. Una rejilla tiene que ser limpiada diariamente: La foto superior muestra el nivel del agua 24 horas después de limpiar la rejilla; la foto inferior muestra el nivel después de limpiarla. Como un factor de seguridad la rejilla debería de haber tenido una canaleta de desvío (Véase la Foto siguiente). Se nota que la mayoría de los sólidos retenidos son heces humanas, las cuales deben pasar por la rejilla para ser tratados en el sistema aguas abajo. (Oakley, *Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad.*, 2005), pág. 56, foto tomada en (Urbanización Alpes Suiza, San Salvador, El Salvador).

También se recomienda:



Figura 12.- Rejilla en canal de aproximacion.

El canal de aproximación antes de la rejilla debe tener una canaleta de desvío como se muestra arriba para desviar el afluente durante una emergencia cuando el operador no está disponible para limpiar la rejilla. Nótese en la foto que las rejillas son hechas de aluminio. La rejilla inclinada debería de haber tenida una plataforma de drenaje de metal. Foto extraída de (Oakley, *Manual De Diseño, Construccion, Operacion Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad.*, 2005) Pág. 57.



Figura 13.- Velocidad en Rejillas.

Los canales de aproximación antes de la rejilla deben tener una velocidad de 0.45 m/s para que los sólidos arenosos no sedimenten y la velocidad a través de las barras no exceda 0.6 m/s. También, los canales deben tener un tiempo de retención hidráulica mínimo de 3 segundos y un largo mínimo de 1.35 metros para asegurar una velocidad uniforme a través de las barras. El canal a la izquierda tiene demasiada turbulencia para tener una velocidad uniforme. El canal a la derecha tiene suficiente largo para asegurar una velocidad uniforme sin turbulencia. Foto extraída de (Oakley, **Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad.**, 2005) pág. 60 (Foto izquierda: Urbanización en la Ciudad de Guatemala; Foto derecha: Trinidad, Honduras)

2.3.8.4. Desarenador

Son unidades destinadas a retener sólidos inorgánicos como arena, cenizas y grava, a los que se denomina generalmente como arenas o partículas discretas, que por lo general contienen las aguas residuales. La cantidad es variable y depende de muchos factores, pero principalmente si el alcantarillado es del tipo separativo (sólo recolección de aguas residuales domésticas) o combinado (en conjunto con el drenaje pluvial). Las arenas pueden dañar a los equipos mecánicos por abrasión y causar serias dificultades de operación en los tanques de sedimentación y en la digestión de los lodos por acumularse alrededor de las tuberías de entrada o salida, causando obstrucciones, o formando depósitos dentro de las unidades, disminuyendo así su capacidad de tratamiento. (Rojas, 2000).

a) principio de funcionamiento.

Las condiciones dinámicas de una corriente líquida, en especial la turbulencia, son responsables por el transporte de partículas sólidas más densas que el agua. Esas partículas son conducidas en suspensión o son arrastradas por atracción junto al fondo de los canales o tuberías.

Normalmente, la ubicación de los desarenadores antes del bombeo del agua residual, en los casos en los que resulte conveniente, comportara la instalación de los mismos a una profundidad considerable, lo cual implicara un cos-

te adicional. Por ello, se suele considerar como más económico bombear el agua residual, incluidas las arenas, hasta los desarenadores situadas en un lugar conveniente en relación a la posición de las restantes unidades de la planta, a sabiendas de la mayor labor de mantenimiento que hay que realizar en las bombas.

El proyecto de los desarenadores se suele basar en la eliminación de las partículas de arena con peso específico de 2.65 para un agua residual a temperatura de 15.5 C. sin embargo, el análisis de los datos de eliminación de arenas indica que el peso específico de las partículas eliminadas varía entre 1.3 y 2.7 (Metcalf & Eddy, 1998)

b) desarenador de flujo horizontal.

Los desarenadores de flujo horizontal están compuestos por cuatro partes, como se muestra en la siguiente figura.

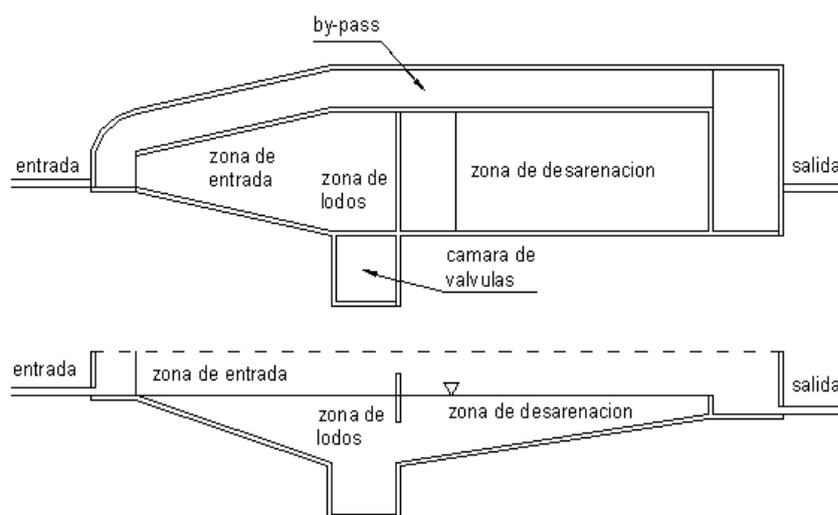


Figura 14.- Desarenador (planta y corte longitudinal).

- **Zona de entrada**

La zona de transición de entrada, la cual une el canal con el desarenador, tiene como función el conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad.

- **Zona de desarenacion**

Cámara de sedimentación, en la cual las partículas sólidas caen al fondo por la acción de la gravedad, debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección.

- **Zona de salida**

Conformado por un vertedero de rebose al final de la cámara sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal, las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que la salida del agua desde el desarenador se hace por medio de un vertedero, que hasta donde sea posible debe trabajar con descarga libre. Diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada, La velocidad límite es 1 m/s., para evitar turbulencias.

- **Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada.**

Constituida por una tolva con un gradiente del 2 al 6 % que permita el deslizamiento de la arena hacia el canal de limpieza de los sedimentos, esta gradiente no se incluye en el tirante de cálculo, si no que el volumen adicional se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas.

- **criterios de diseño para desarenadores de flujo horizontal.**

- **Número de unidades y "By-Pass".**

De acuerdo con la reglamentación nacional de edificaciones se dimensionan como mínimo dos desarenadores en paralelo cada uno de ellos calculado para el caudal máximo horario (011-2012-Vivienda, 2012). Una se mantiene en operación y la otra en “stand by” para realizar la limpieza de

las arenas removidas o su reparación, los desarenadores son obligatorios en las plantas que tienen sedimentadores y digestores (Tanques Imhoff, RAFA, filtros biológicos, etc.).

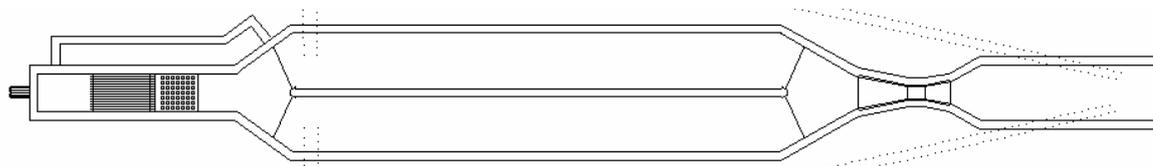


Figura 15.- Desarenador de dos unidades en paralelo (vista en planta).

- **Velocidad de flujo en los desarenadores.**

En los canales de remoción de arena la velocidad recomendable es del orden de 0.30 a 0.40 m/s, velocidades inferiores a 0.30 m/s causan la deposición simultánea de cantidades relativamente grandes de materia orgánica, y velocidades mayores a 0.40 m/s causan el arrastre del material sedimentado. Por esto se debe procurar controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0,30 m/s con una tolerancia de $\pm 20\%$ (011-2012-Vivienda, 2012).

- **Área de los desarenadores.**

Destinándose a la sedimentación de partículas granulares discretas, los desarenadores pueden ser dimensionados por la teoría de sedimentación de Hazen. Como la experiencia indica que las partículas de arena nocivas son las de tamaño igual o superior a 0.2 mm, cuyo peso específico es de 2.65 g/cm³ y velocidad de sedimentación del orden de 2.0 cm/s, se constata que los desarenadores deben ser diseñados con tasas de aplicación de 600 a 1,200 m³/(m².día). La norma nacional de edificaciones señala va-

lores de tasas de aplicación de 1000 a 1600 m³/(m².día), estos valores permiten determinar el área necesaria para los desarenadores.

- **Profundidad de la lámina líquida.**

En los desarenadores de tipo "canal" la profundidad del agua para el caudal mínimo, medio y máximo es determinada partiéndose de las condiciones de funcionamiento del controlador de velocidad (vertedero de salida). Cada vertedero tiene su ecuación que relaciona la altura del agua con el caudal.

- **Angulo de Transición.**

El objetivo de estas obras, es reducir las pérdidas de carga debidas al cambio de sección del canal o de la pendiente del mismo. El Bureau of Reclamation, recomienda un ángulo de 12°30' en aquellas estructuras donde las pérdidas de carga deben reducirse al mínimo.

- **Diseño hidráulico para desarenadores de flujo horizontal.**

Pueden considerarse tres tipos de mecanismo o procesos de sedimentación, dependiendo de la naturaleza de los sólidos en suspensión.

- **Sedimentación discreta:** Las partículas que se depositan mantienen su individualidad, o sea, no se somete a un proceso de coalescencia con otras partículas. En este caso, las propiedades físicas de las partículas (tamaño, forma, peso específico) no cambian durante el proceso. La deposición de partículas de arena en los desarenadores es un ejemplo típico de sedimentación discreta.

- **Sedimentación con floculación:** La aglomeración de las partículas va acompañada de cambios en la densidad y en la velocidad de sedimentación o precipitación. La sedimentación que se lleva a cabo en los clarificadores o sedimentadores primarios es un ejemplo de este proceso.
- **Sedimentación por zonas:** Las partículas forman una especie de manto que sedimenta como una masa total presentando una interface distinta con la fase líquida. Ejemplos de este proceso incluyen la sedimentación de lodos activos en los clarificadores secundarios y la de los floculos de alumina en los procesos de tratamiento de aguas.

- **Teoría de la sedimentación discreta.**

El fundamento para la sedimentación de las partículas discretas es la ley de Newton, que se basa en la suposición de que las partículas son esféricas con diámetros homogéneos. Cuando una partícula se sedimenta, va acelerándose hasta que las fuerzas que provocan la sedimentación, en particular el peso efectivo de la partícula, se equilibran con las resistencias o fuerzas de fricción ofrecidas por el líquido. Cuando se llega a este equilibrio, la partícula alcanza una velocidad de sedimentación constante, denominada velocidad final de sedimentación de la partícula.

Si consideramos la partícula de la figura, que ha alcanzado su velocidad final, puede escribirse el equilibrio de fuerzas correspondiente. La fuerza que provoca la sedimentación, en este caso el peso efectivo de la partícula, es la diferencia entre su peso y el empuje hidrostático:

$$F_s = v \rho_s g - v \rho_L g = (\rho_s - \rho_L) g v$$

Donde F_s es el peso efectivo de la partícula; ρ_s es la densidad de la partícula; ρ_L es la densidad del líquido; g es la aceleración de la gravedad; y v el volumen de la partícula, $1/6 \pi d^3$, donde d es el diámetro de la partícula esférica.

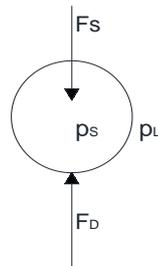


Figura 16.-Sedimentación de una partícula.

La fuerza de resistencia que trata de impedir la sedimentación es:

$$F_D = C_d A \left(\frac{\rho_L V^2}{2} \right)$$

En donde F_D es la fuerza de resistencia; C_d es el coeficiente de fricción; A es el área proyectada de la partícula, $A = 1/4 \pi d^2$; y V es la velocidad relativa entre la partícula y el fluido. Para las condiciones que definen la velocidad final de sedimentación, $F_s = F_D$, con lo que las ecuaciones dan:

$$(\rho_s - \rho_L) g v = C_d A \left(\frac{\rho_L V_s^2}{2} \right)$$

$$\frac{\rho_s - \rho_L}{\rho_L} = S - 1 \quad \text{siendo } S \text{ la gravedad específica de los granos (para arenas 2.65)}$$

$$V = V_s = \text{velocidad de sedimentación}$$

Sustituyendo $v = 1/6 \pi d^3$, $A = 1/4 \pi d^2$, resolviendo esta ecuación para la velocidad final, se obtiene la ecuación general de sedimentación para partículas discretas que es la ley de Newton:

$$V_s = \sqrt{\frac{4 \times g \times d \times (S - 1)}{3 \times c_d}}$$

d = Diámetro de la partícula (m.)

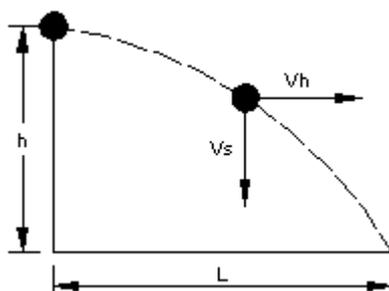
S = Gravedad específica de las partículas (2.65 para arenas)

g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

ν = Viscosidad cinemática del agua (1.32x10⁻⁶ m²/s. a 10 °C en agua limpia)

c_d = Coeficiente de resistencia de las partículas

El procedimiento que se presenta a continuación es válido para partículas discretas las cuales durante la sedimentación no alteran su tamaño, forma o peso es decir no existe interacción sustancial con las partículas vecinas. Un buen método de resolución consiste en determinar la velocidad de sedimentación, suponiendo que el régimen de flujo que predomina inicialmente es flujo laminar el cual es comprobado con el número de Reynolds, si lo supuesto no es correcto se prosigue con el régimen de flujo turbulento y por último se verifica al régimen de flujo en transición que es el caso más común.



Dónde:

V_h = Velocidad horizontal (m/s.)

V_s = Velocidad de sedimentación (m/s.)

L = Longitud específica del desarenador (m.)

h = Profundidad de sedimentación (m.)

▪ **Determinación de la velocidad de sedimentación.**

Se determina la velocidad de sedimentación de acuerdo a los criterios indicados anteriormente en relación a los diámetros de las partículas.

Como primera aproximación utilizamos la ley de Stokes, sedimentación de la partícula en régimen de flujo laminar ($Re < 1$), reemplazando C_d igual a

$24/Re$ en la ecuación general de sedimentación para partículas discretas se obtiene la ley de Stokes:

$$V_s = \frac{(S - 1) \times g \times d^2}{18 \times \nu}$$

Se comprueba el número de Reynolds:

$$Re = \frac{V_s \times d}{\nu}$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Stokes ($Re < 1$), se realizará un reajuste al valor de la velocidad de sedimentación (V_s) considerando la sedimentación de la partícula en régimen turbulento ($Re > 2000$) rige la ley de Newton. La cual se obtiene remplazando el valor de C_d igual a 0.5 para granos redondos en la ecuación general de sedimentación:

$$V_s = \sqrt{2.66 \times g \times d \times (S - 1)}$$

En caso que el número de Reynolds no cumpla para la aplicación de la ley de Newton ($Re > 2000$), se realizará un reajuste al valor de V_s considerando la sedimentación de la partícula en régimen de transición mediante la ley de Allen. Sedimentación de la partícula en régimen de flujo en transición ($1 < Re < 2000$):

$$c_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34$$

La velocidad horizontal crítica de arrastre en el tanque según “Camp” es:

$$V_d = a \times \sqrt{d}$$

Dónde:

$V_d =$ Velocidad crítica (cm/s.)

a = Constante en función del diámetro

d = Diámetro de la partícula (mm)

Además la velocidad horizontal:

$$V_h = V_d = \frac{Q_{maxh}}{A_{transversal}}$$

Dónde:

Q_{maxh} = Caudal máximo horario ($m^3/s.$)

$A_{transversal}$ = Área transversal de flujo del desarenador ($m^2.$)

Tabla 9.-Valores del coeficiente “a”

a	Diámetro
36	$d > 1mm$
44	$1mm > d > 0.1mm$
51	$d < 0.1mm$

Fuente.- Texto guía de Obras Hidráulicas Menores, 2004

▪ Determinación de las dimensiones del desarenador

La longitud teórica del canal desarenador (L) está dada por la profundidad que requiere la velocidad de sedimentación y la sección de control. El Reglamento técnico de Diseño Para Unidades de Tratamiento No Mecanizadas de Agua Potable y Aguas Residuales recomienda que la longitud del desarenador oscile entre 15 h a 25 h. Para determinar el largo necesario para los canales de retención de arena se puede emplear la siguiente ecuación aplicando la teoría de simple sedimentación:

$$L = \frac{V_d \times h}{V_s - 0.04 \times V_d}$$

Es necesario prever una longitud adicional para incluir el efecto de la turbulencia que se produce en la entrada y en la salida del canal desarenador. Metcalf & Eddy recomienda un incremento mínimo del 50 % de la longitud teórica prevista. Para evitar que el paso de una sección a la siguiente, de dimensiones y características diferentes, se realice de un modo brusco, hay que prever un tramo de transición bien diseñado y así lograr una corriente de flujo tranquila uniforme en el desarenador

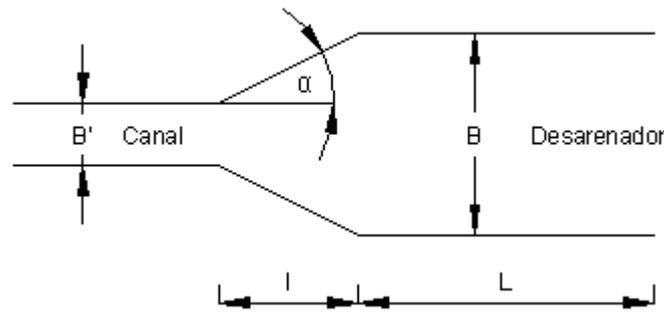


Figura 17.-Esquema de un desarenador

Dónde:

L = Longitud específica del desarenador (m.)

l = Longitud de transición (m.)

B = Ancho del desarenador (m.)

B' = Ancho del canal (m.)

α = Angulo de ensanchamiento gradual de la transición (grados)

$$l = \frac{B - B'}{2 \tan(\alpha)} < \frac{L}{3}$$

En el proyecto de diseño de desarenadores de flujo horizontal debe verificarse que bajo las condiciones más adversas, la partícula de arena más ligera alcance el fondo del canal antes de llegar al extremo del mismo es decir de cumplirse que:

$$T_d > T_s$$

- El periodo teórico de detención (T_s), es el tiempo que precisa una partícula de arena, para depositarse en el fondo del canal desde el instante que ingresa en la cámara desarenadora, se denomina también tiempo de sedimentación.
- El periodo de desplazamiento (T_d), es el tiempo que emplea un volumen unitario de fluido para alcanzar el canal de salida del desarenador desde que entra en el mismo

$$T_s = \frac{h}{V_s}$$

$$T_d = \frac{L}{V_d}$$



Figura 18.- Mantenimiento de un desarenador

Una rejilla y un desarenador diseñados para una laguna facultativa, seguidos por una canaleta Parshall prefabricada para controlar el nivel de agua, la velocidad horizontal en el desarenador, y medir los caudales. Arriba de la rejilla hay una plataforma de drenaje para drenar los sólidos gruesos removidos con un rastro antes de enterrarlos. El desarenador tiene dos cámaras: Se desvía el caudal a una cámara y se drena la otra para sacar los sólidos arenosos. Este desarenador fue instalado porque la carga de arena fue excesiva y la laguna estaba llenando prematuramente con lodos arenosos. Nótese las pilas de los sólidos gruesos y arenosos sacados por el operador y la carretilla utilizada para llevar los sólidos a su lugar de enterramiento. (Oakley, **Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad.**, 2005) . Pag. 51 Foto tomada en (León, Nicaragua).



Figura 19.- Desarenador de la PTAR del Distrito de Tilali.
Se visualiza en la foto un desarenador con flujo turbulento. Foto Tomada en 15/01/2015.

2.3.8.5. Canaleta parshall

(Pancca Peralta, 2016), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, facultad de ingeniería civil y arquitectura, titulada: “Evaluación De La Operatividad Y Alternativa De Solución De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En La Localidad De Putina”, menciona que el aforador de flujo crítico conocido es la canaleta Parshall, introducida en 1920 por R. L. Parshall. Está constituido por tres partes fundamentales que son: la sección convergente o de entrada, la garganta y la

sección divergente o de salida, La primera está formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes, y de un fondo, plantilla que es horizontal: la garganta está formada por dos paredes también verticales pero paralelas, y el fondo es inclinado hacia abajo con una pendiente de 2.67:1. La salida, por dos paredes verticales divergentes y el fondo es ligeramente inclinado hacia arriba. Hay que hacer notar que tanto las paredes como el fondo son planos, y a la arista que se forma por la unión del fondo de la entrada y el de la garganta se le llama Cresta del Medidor y a su longitud (o sea la distancia entre las paredes de la garganta) se le llama Tamaño del Medidor y se le designa por la letra W. En la figura se muestra un medidor en donde están acotadas sus dimensiones conservando prácticamente las mismas notaciones usadas por Parshall.

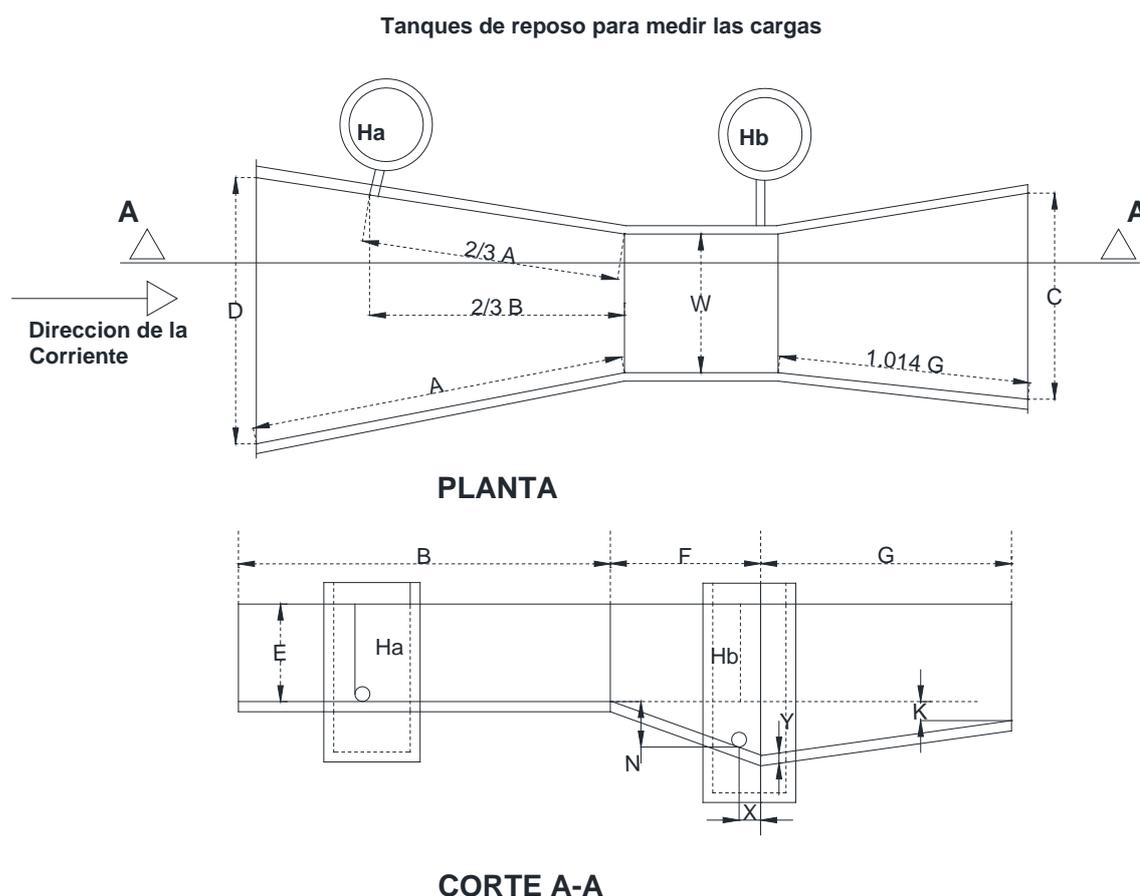


Figura 20.- Esquema de medidor parshall.
 Imagen extraída de la tesis de (Pancca Peralta, 2016).

Tabla 10.- DIMENSIONES DE CANALETA PARASHALL

Variable	Descripción
<i>W</i>	Ancho de la garganta en pies o metros
<i>A</i>	Longitud de la pared lateral de la sección convergente
$2/3 A$	Distancia desde el final de la cresta hasta el punto de medición
<i>B</i>	Longitud axial de la sección convergente o de entrada
<i>C</i>	Ancho del extremo de aguas debajo de la canaleta
<i>D</i>	Ancho del extremo de aguas arriba de la canaleta.
<i>E</i>	Profundidad de la canaleta.
<i>F</i>	Longitud de la garganta.
<i>G</i>	Longitud de la sección divergente o de salida
<i>K</i>	Diferencia de nivel entre el punto más bajo de la canaleta y la cresta
<i>N</i>	Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta
<i>R</i>	Radio de la curvatura de las paredes curvas
<i>X</i>	Distancia horizontal desde el punto más bajo de la garganta hasta el punto de medición.
<i>Y</i>	Distancia vertical desde el punto más bajo de la garganta hasta el punto de medición.

Fuente: (Arocha, 2015)

Los muros convergentes de la entrada guían suavemente los filetes de la vena líquida hasta la cresta, que es propiamente la sección de control, en donde debido al cambio brusco de la pendiente del piso en la garganta, el agua escurre con un mínimo de energía, es decir con la profundidad crítica cuando el escurrimiento es libre, que es uno de los dos casos de escurrimiento que pueden efectuarse en la estructura, el otro es el de escurrimiento con sumersión o ahogado.

Al entrar el agua en el medidor, debido a que la sección va reduciéndose, su velocidad va en continuo aumento, pues al llegar a la cresta del medidor se precipita siguiendo el piso descendente de la garganta, hasta que al salir de ella empieza a perder velocidad y como ésta es menor en el canal aguas abajo, resulta que debe producirse un salto hidráulico cerca del extremo inferior de la garganta. La localización de este salto es variable con el gasto que pasa por el medidor, pues para un gasto muy grande o muy pequeño, el salto se localizará más lejos o más cerca de la garganta, Consecuentemente con lo cual la carga H_b variará haciéndose más pequeña o aumentando tendiendo a ser igual a H_a La localización del salto

es afectada igualmente por la elevación de la cresta sobre la plantilla del canal así como también por la diferencia de elevación de la plantilla en los canales aguas arriba y aguas abajo de la estructura.

Cuando la carga H_b es considerablemente menor que la carga H_a , se dice que el medidor trabaja con descarga Libre y en estas condiciones el gasto es función únicamente de la carga H_a de la entrada; pero cuando la carga H_b defiere poco de la carga H_a se dice que el medidor trabaja con Sumersión y entonces el gasto es función de las dos cargas H_a y H_b .

A la relación se le llama Grado de Sumersión y es la que determina si en un momento dado el medidor trabaja con descarga libre o con sumersión, estas características de escurrimiento, están determinadas con los siguientes valores límites:

El tamaño de la canaleta se selecciona teniendo en cuenta el efecto del ascenso en el nivel del agua, el ancho del canal y la capacidad requerida. En general en ancho de la garganta debe estar entre $1/3$ y $1/2$ del ancho del canal. Para que el flujo no sea sumergido, debido a una elevación alta del agua, aguas debajo de la canaleta, y se presente una reducción de velocidad que ofrece la medida del caudal, puesto que la canaleta esta calibrada

para flujo libre, se recomienda que la relación de sumergencia $\frac{H_b}{H_a}$, sea menor de 0.6 para canaletas de garganta menor de 0.3 m; 0.7 para canaletas de 0.3 m < W < 2.4 m y menor de 0.8 para canaletas de 3 m < W < 15m.

Tabla 11.-Tamaño del Medidor

TAMAÑO DEL MEDIDOR	DESCARGA LIBRE	CON SUMERSIÓN
$W < 0.30 \text{ m.}$	$S < 0.6$	$0.60 < S < 0.95$
$0.30 < W < 2.50 \text{ m.}$	$S < 0.7$	$0.70 < S < 0.95$
$2.50 < W < 15.00 \text{ m.}$	$S < 0.8$	$0.80 < S < 0.95$

Fuente: (Rojas, 2000).

Tabla 12.-Dimensiones de medidores Parshall.

W	A	B	C	D	E	F	G	K	N	R	M	P	X	Y
in	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1 "	2.50	36.30	35.60	9.30	16.80	22.90	7.60	20.30	1.90	2.90		50.00	0.80	1.30
2 "	5.10	41.40	40.60	13.50	21.40	35.60	11.40	25.40	2.20	4.30		70.00	1.60	2.50
3 "	7.60	46.60	45.70	17.80	25.90	38.10	15.20	30.50	2.50	5.70	40.60	76.80	2.50	3.80
6 "	15.20	62.10	61.00	39.40	40.30	45.70	30.50	61.00	7.60	11.40	40.60	90.20	5.10	7.60
9 "	22.90	88.00	86.40	38.00	57.50	61.00	30.50	45.70	7.60	11.40	40.60	108.00	5.10	7.60
12 "	30.50	137.20	134.40	61.00	84.50	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	50.80	149.20	5.10	7.60
18 "	45.70	144.90	142.00	76.20	102.60	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	50.80	167.60	5.10	7.60
24 "	61.00	152.50	149.60	91.50	120.70	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	50.80	185.40	5.10	7.60
36 "	91.50	167.70	164.50	122.00	157.20	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	50.80	222.30	5.10	7.60
48 "	122.00	183.00	179.50	152.50	193.80	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	61.00	271.10	5.10	7.60
60 "	152.50	198.30	194.10	183.00	230.30	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	61.00	308.00	5.10	7.60
72 "	182.80	213.50	209.00	213.50	266.70	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	61.00	344.20	5.10	7.60
84 "	213.50	228.80	224.00	244.00	303.00	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	61.00	381.00	5.10	7.60
96 "	244.00	244.00	239.20	274.50	340.00	91.50	61.00	91.50	7.60	22.90	61.00	417.20	5.10	7.60
120 "	305.00	274.50	427.00	366.00	475.90	122.00	91.50	183.00	15.30	34.30			30.50	22.90

Fuente: (Rodriguez Ruiz, 2008)

La canaleta Parshall se denomina según el ancho de la garganta. Las ecuaciones para el cálculo del caudal se incluyen en la tabla.

Tabla 13.-Capacidad Según Caudal.

W		CAUDAL		CAPACIDAD
<i>in</i>	cm		m ³ /s	L/s
1 "	2.50	Q= 0.055	Ha ^(1.50)	0.3-5
2 "	5.10	Q= 0.110	Ha ^(1.50)	0.6-13
3 "	7.60	Q= 0.176	Ha ^(1.55)	0.8-55
6 "	15.20	Q= 0.381	Ha ^(1.58)	1.5-110
9 "	22.90	Q= 0.535	Ha ^(1.53)	2.5-250
12 "	30.50	Q= 0.690	Ha ^(1.52)	3.1-455
18 "	45.70	Q= 1.054	Ha ^(1.54)	4.3-700
24 "	61.00	Q= 1.426	Ha ^(1.55)	12-950
36 "	91.50	Q= 2.182	Ha ^(1.57)	17-1400
48 "	122.00	Q= 2.935	Ha ^(1.58)	37-1900
60 "	152.50	Q= 3.728	Ha ^(1.59)	60-2400
72 "	182.80	Q= 4.515	Ha ^(1.60)	70-2900
84 "	213.50	Q= 5.306	Ha ^(1.60)	115-3450
96 "	244.00	Q= 6.101	Ha ^(1.61)	130-3950
120 "	305.00	Q= 7.463	Ha ^(1.60)	250-5660

Fuente: (Romero Rojas, 1998)

2.3.8.5.1. Ejemplos y recomendaciones de diseño

Para los ejemplos optaremos una esquematización a base de fotos y su descripción, cabe mencionar que las recomendaciones se enfocan al proceso constructivo y no al diseño netamente, puesto que es en el proceso constructivo donde se comete errores.



Figura 21.- Canaleta Parshall, Ptar Distrito de Tilali- Provincia de MOHO

En la figura se muestra una canaleta parshall, en la cual está construido de concreto con un revestimiento de mortero de cemento, según lo que se puede verificar no cuenta con la simetría verticalidad y geometría propuesta en el diseño expediente técnico, que por falta de la mano de obra calificada, y el desconocimiento de la la ejecución de esta obra de arte es que no se tiene un mayor énfasis para su construcción. Además no cuenta el linnigrafo. (FOTO 06/02/2015). FUENTE PROPIA.



Figura 22.- Canaleta Parshall, Prefabricada.

Un ejemplo de canaleta parshall prefabricada instala en un sistema de lagunas. El diseñador siempre debe requerir canaletas parshall prefabricadas en el diseño y nunca canaletas hechas de concreto por los problemas de construcción y calibración como se muestran en las fotos de arriba. Foto extraída de (**Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operacion Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005**), Pag 58 (Masaya, Nicaragua)



Figura 23.- Ejemplo de Canaleta Parshall Prefabricada.

Ejemplos de canaletas Parshall prefabricadas con flujo libre. Para tener flujo libre, el canal aguas abajo la canaleta Parshall tiene que tener suficiente pendiente para que su carga máxima sea ≤ 0.60 la carga máxima en el canal del desarenador medida con referencia a la base de canaleta Parshall. Foto extraída de (Oakley, **Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad.**, 2005), Pag 59 (Foto izquierda: León, Nicaragua; derecha: Masaya, Nicaragua)

2.3.8.6. Distribuidor de flujo

Cuando en una planta de tratamiento hay dos o más unidades con igual función operadas en paralelo, se deben emplear distribuidores de flujo para que reciban cargas hidráulicas proporcionales a su capacidad.

Diversos distribuidores empleados para agua limpia pueden ser usados para aguas residuales con las modificaciones necesarias para que no retengan sólidos sedimentables y natas. Esta retención podrá ser causa de olores desagradables.

En una planta de tratamiento de aguas residuales, la liberación de olores ofensivos es originada principalmente por dos motivos: mal diseño o mala operación. El diseñador siempre necesita recordar que, por cuestiones psicológicas obvias, una planta de tratamiento debe ostentar condiciones estéticas excepcionalmente favorables bajo el punto de vista del aspecto visual, higiene, olores y ruido. Hay instalaciones en las cuales el operador luce como un mameluco blanco. La planta, evidentemente, debe ser mantenida en el más riguroso estado de limpieza.

Los distribuidores de flujo deben ser examinados frecuentemente por el operador porque son lugares de posibles molestias.

2.3.8.6.1. Distribución en dos caudales iguales

Este es el caso más favorable para distribución de flujo. Para eso, preferiblemente se emplea un canal abierto que se divide en dos, como se quiera, pero con la más rigurosa simetría. El tramo antes de la bifurcación debe ser recto y tener una longitud de por lo menos 10 veces el ancho (detalles en la siguiente figura). Debe, también, tener sección transversal constante o simetría.

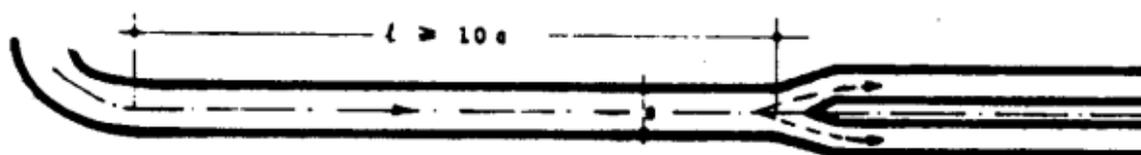


Figura 24.- Distribución en dos Caudales iguales.

Este tipo de distribuidor es empleado frecuentemente en canales de rejillas y desarenadores. Sin embargo, puede aplicarse a cualquier especie de unidades. Análogamente al dividir cada canal distribuidor en otros dos,

se tiene una distribución uniforme para 4, 8, 16 o más caudales iguales. Son pasos muy favorables, porque no hay obstáculos en la solera y tampoco se necesitan vertederos u otros dispositivos indeseables.

Si no hubiera espacio para el tramo rectilíneo mencionado, podrá adoptarse uno más corto, incluyendo entonces una lámina regulable para corregir eventuales imperfecciones.



Figura 25.- Distribuidor ajustable.

2.3.8.6.2. Distribuidor en dos caudales desiguales o más de dos, iguales o desiguales.

En estos casos se podrán emplear diversos dispositivos, pero la precisión no es grande, aunque aceptable, y no son tan sencillos como los distribuidores en dos. Cualquiera que sea el tipo de distribuidor de flujo, se deben observar las siguientes condiciones:

- ✓ Sencillez
- ✓ Proporcionalidad independiente del caudal
- ✓ Confiabilidad
- ✓ Redistribución proporcional para las demás unidades cuando una de ellas es puesta fuera de operación

- ✓ Ausencia de sedimentación de sólidos o de retención de material flotante.

Se han cometido muchos errores en cuanto a dos de las condiciones mencionadas: la independencia del caudal y la ausencia de retención de materia orgánica. El mejor ejemplo de un distribuidor mal diseñado es uno de los orificios sumergidos parcialmente cerrados por compuertas ajustables: además de retener sustancias flotantes, la división en dos o más caudales que hayan sido regulados en determinada proporción por medio de cierre mayor o menor de las compuertas no conservan la misma proporcionalidad cuando el caudal varía (aumento o disminución).

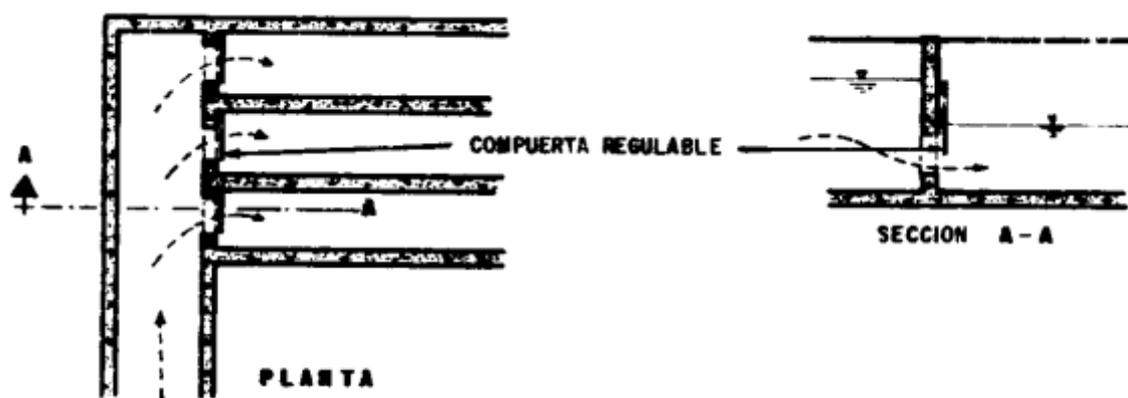


Figura 26.- Distribuidor mal diseñado

Un buen ejemplo de distribuidor es el modelo *universal*, que puede dividir cualquier caudal en cuantos quiera y en la proporción deseada, siendo esta independiente de aquella. El distribuidor universal consiste en un canal circular formado por dos paredes cilíndricas concéntricas, dividido en cámaras de ancho proporcional a la capacidad de las diversas unidades. El agua residual entra verticalmente por el centro, de abajo hacia arriba,

saliendo por la periferia. El distribuidor universal tiene un inconveniente de producir pérdida de carga mayor que la de otros topos de distribuidores.

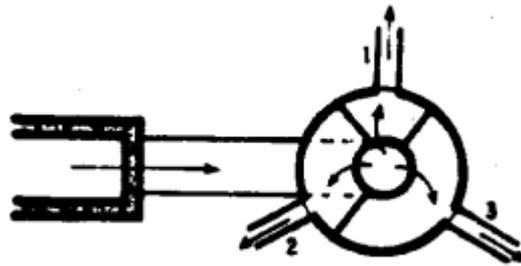


Figura 27.- Distribuidor circular universal.

Es común dividir un caudal por medio de vertederos rectangulares con ancho proporcionales a la capacidad de las unidades. En este modelo la lámina recortada como vertedero rectangular debe ser removible para poder retirar el material depositado alzándola suficiente para lograr un lavado por el fondo del canal. Este tipo de distribuidor no es exacto en el caso de división en tres o más flujos por que la velocidad de aproximación de los vertederos es más grande en el centro del canal aductor y menor cerca de las paredes. Para reducir la inexactitud habría necesidad de disminuir mucho la velocidad de aproximación que podría provocar la simetría de parte de los sólidos suspendidos.

Una posibilidad de que no produzca deposición y garantizar una división proporcional bastante satisfactoria es ejecutar una depresión en forma de escalón del canal aductor.

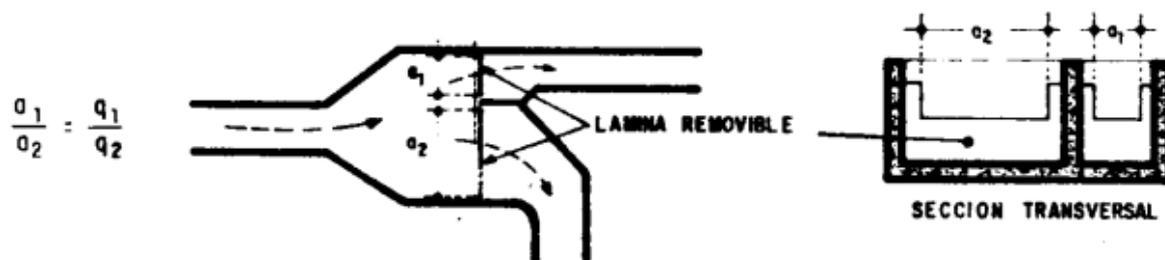


Figura 28.- Distribución por vertederos rectangulares.

La depresión así formada tiene una profundidad suficiente para que se establezca un régimen crítico de flujo. La lámina de agua deprimida es entonces interceptada por las paredes divisorias de los canales efluentes que tienen el ancho proporcional a las capacidades de las diversas unidades. La pérdida de carga es pequeña debido a la recuperación parcial del nivel de agua a través de un salto hidráulico.

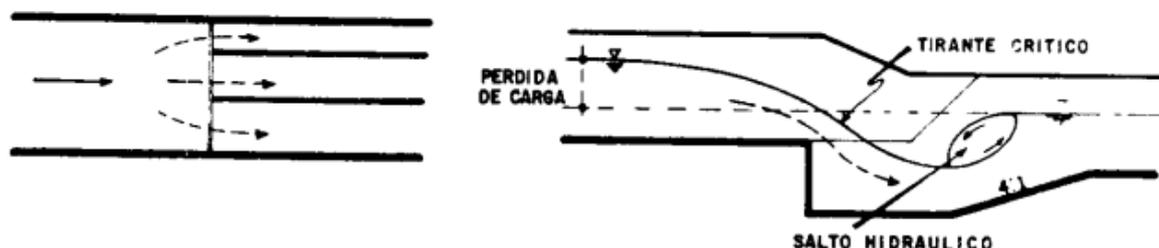


Figura 29.- Distribuidor de régimen crítico.

Otros tipos de distribuidores empleados a veces para sedimentadores rectangulares son representados en las figura 7, 8,9 y 10. Todos ellos tienen desventajas, principalmente debido a la falta de uniformidad en la división de caudales.

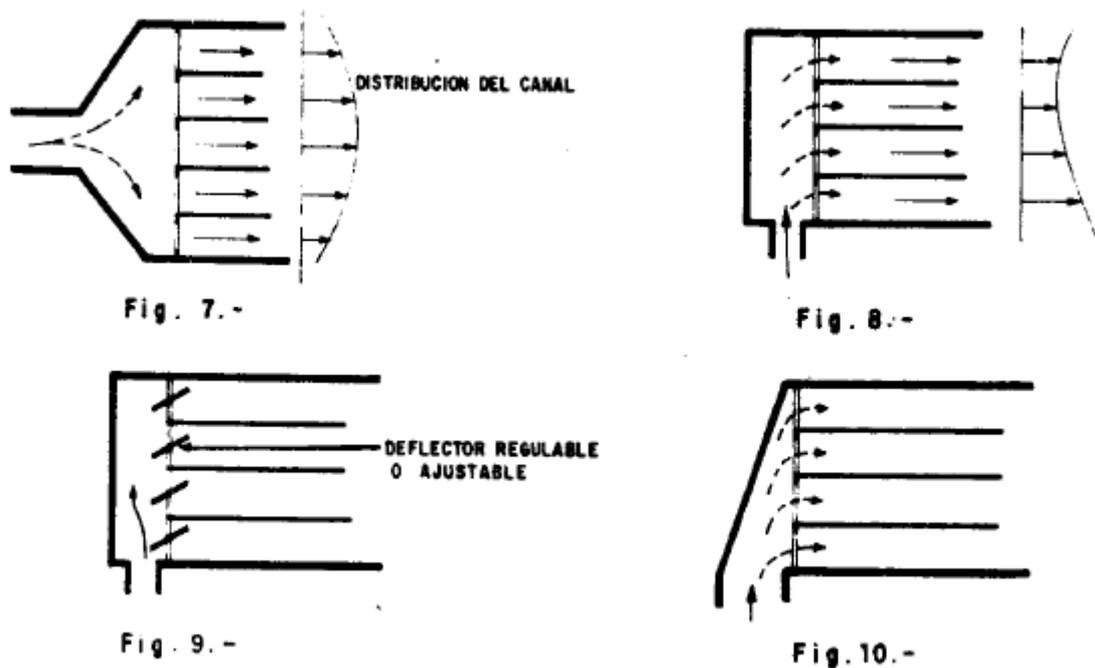


Figura 30.- Diferentes tipos de distribuidores.

Cuando se dispone de aire comprimido en la planta, se puede emplear un repartidor muy sencillo y eficiente, constituido de una canal ancho dentro del cual la velocidad máxima es mantenida debajo de 0.10 m/s, de manera que el nivel de agua se puede considerar como prácticamente horizontal. La distribución se hace por intermedio de vertederos de cualquier tipo, siendo los rectangulares los más empleados.

Para evitar la deposición de sólidos sedimentables, la solera del canal de distribución es equipada con una red de difusores de aire que mantienen la turbulencia necesaria. La potencia instalada en los compresores es del aproximadamente 10W por cada m³ de capacidad del canal. La configuración es semejante a la que se mostró anteriormente.

2.3.8.7. Tratamiento de aguas residuales mediante lagunas de estabilización

2.3.8.7.1. Aspectos generales

Las lagunas de estabilización son estanques diseñados para el tratamiento de aguas residuales mediante procesos biológicos naturales de interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.) y la materia orgánica contenida en el agua residual.

El tratamiento por lagunas de estabilización se aplica cuando la biomasa de las algas y los nutrientes que se descargan con el efluente pueden ser asimilados por el cuerpo receptor. El uso de este tipo de tratamiento se recomienda especialmente cuando se requiere un alto grado de remoción de organismos patógenos.

Para el tratamiento de aguas residuales domésticas e industriales se consideraran únicamente los sistemas de lagunas que tengan unidades anaerobias, aeradas, facultativas y de maduración, en las combinaciones y número de unidades que se detallan en la presente norma del reglamento nacional de edificaciones. (011-2012-Vivienda, 2012), RNE OS 0.80, parte lagunas de estabilización.

Por otro lado (Dueñas Corrales, 2015), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de Santa María, facultad de arquitectura, Ingeniería Civil y del Ambiente, escuela profesional de Ingeniería Civil titulada: “Evaluación Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Región

Cusco”, página 36, dice una laguna de estabilización es una estructura simple para embalsar aguas residuales con el objeto de mejorar sus características sanitarias. Las lagunas de estabilización se construyen con poca profundidad (1 a 4m) y con periodos de retención relativamente grandes (de uno a cuarenta días).

Cuando las aguas residuales son descargadas en lagunas de estabilización de realizaran en las mismas, en forma espontánea, un proceso conocido como autodepuración o estabilización natural, en el que ocurre fenómenos de tipo físico, químico, bioquímico y biológico. Este proceso se lleva a cabo en casi todas las aguas estancadas con alto contenido de materia orgánica putrescible o biodegradable.

Los parámetros más utilizados para evaluar el comportamiento de las lagunas de estabilización y la calidad de sus efluentes son la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) que caracteriza la carga orgánica; y el número más probables de coliformes fecales (NMP CF/100ml), que caracteriza la contaminación microbiológica. Además tienen importancia los sólidos totales sedimentables, en suspensión y disueltos.

En su tesis, (Silva Burga, 2004), en su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, de la Universidad de Piura, facultad de ingeniería, titulada: “Evaluación Y Rediseño Del Sistema De lagunas de Estabilización De La Universidad De Piura”, dice, los factores que intervienen en el proceso de lagunas de estabilización son:

- Físicos: temperatura, insolación, infiltración y evaporación, precipitación pluvial y vientos.
- Químicos: demanda bioquímica de oxígeno, pH, nutrientes, contaminantes resistentes.
- Biológicos: algas y bacterias.

2.3.8.7.1.1. Remoción de patógenos y parámetros convencionales

Las lagunas de estabilización que están diseñadas y operadas apropiadamente, tienen la mejor eficiencia en la remoción de virus, bacterias y especialmente huevos de helmintos en comparación de otros procesos.

Todos los otros procesos, requieren desinfección como un proceso terciario para obtener una remoción de bacterias o virus igual a la que las lagunas pueden alcanzar mediante un proceso secundario. La laguna es el único proceso que, como un proceso secundario, puede producir efluentes de una calidad que puede utilizarse para el riego en la agricultura.

Además de la remoción de patógenos, la remoción de DBO_5 y STS puede ser tan alta como en cualquier otro proceso, además de considerar que los sólidos en el efluente son algas producidas en la laguna y no los sólidos suspendidos de las aguas residuales originales que entran al sistema.

En la siguiente tabla se ve claramente que las lagunas de estabilización son la mejor opción para la remoción de patógenos y parámetros como DBO₅ y SS.

Tabla 14.- Remoción de patógenos y parámetros convencionales

Proceso de Tratamiento	Remoción (%)		Remoción ciclos log ₁₀ ^(d)	
	DBO ₅	Sólidos en suspensión	Bacterias	Huevos de helmintos
Sedimentación primaria	25 - 40	40 - 70	0 - 1	0 - 1
Lodos activados (a)	55 - 95	55 - 95	0 - 2	0 - 1
Filtros percoladores (a)	50 - 90	50 - 90	0 - 2	0 - 1
Lagunas facultativas en serie (b)	70 - 95	55 - 95(c)	2 - 6	2 - 4 (100%)

(a) Precedidos y seguidos de sedimentación

(b) Dependiendo del número de lagunas en serie, tiempo de retención hidráulica.

(c) El efluente de lagunas puede contener altas concentraciones de SS en forma de algas.

(d) 1 ciclo log₁₀ = 90% remoción, 2 ciclos = 99%, 3 ciclos = 99.9%. Las lagunas pueden remover

100% de los huevos de helmintos.

FUENTE: (011-2012-Vivienda, 2012)

2.3.8.7.1.2. Simplicidad

Las lagunas son más sencillas de diseñar, construir, operar y mantener que cualquier otro proceso de tratamiento. La excavación es la actividad principal en la construcción. La construcción de obras civiles es mínima: solamente estructuras de ingresos, interconexiones, salidas, y el revestimiento de los taludes interiores. La operación y mantenimiento consiste normalmente en tareas de rutina como el corte de vegetación en la orilla y en el dique, remoción de natas y sólidos flotantes, la medición diaria del caudal, y el monitoreo periódico del afluente y efluente.

2.3.8.7.1.3. Costo de las lagunas

Las lagunas cuestan mucho menos que los otros procesos de tratamiento. El equipo requerido se puede obtener localmente; las plantas de lodos activados, por ejemplo, requieren de la importación de equipo mecanizado y piezas de repuesto costosas. El consumo de energía es mínimo; por ejemplo, para una población de 10,000 personas, una planta de lodos activados puede consumir 1,000,000 kW-hrs/año, mientras que una serie de lagunas de estabilización no consumiría ninguna energía eléctrica.

2.3.8.7.1.4. Manejo de lodos

El costo mayor en operación de plantas de tratamiento de aguas residuales con sedimentación primaria y secundaria es el manejo de los lodos producidos. Una ventaja fundamental en el uso de lagunas es el hecho que se producen menos lodos que cualquier otro proceso como se presenta en la siguiente tabla.

Tabla 15.-Cantidad de lodos producidos en diferentes procesos

<i>Proceso de Tratamiento</i>	Lodos producidos (m³ de lodos mojados por 1,000m³ de aguas residuales tratadas)
<i>Sedimentación primaria</i>	2.1 – 3.3
<i>Lodos activados</i>	1.4 – 1.9
<i>Tratamiento secundario sin digestión de lodos</i>	3.5 – 5.2
<i>Tratamiento secundario con digestión de lodos</i>	2.6 – 3.9
<i>Laguna facultativa de estabilización</i>	0.4 – 0.6

FUENTE: (Dueñas Corrales, 2015), pagina 41.

Porque los lodos quedan en la laguna primaria por años en vez de horas o días como en los otros procesos, se consolidan con el tiempo y ocupan menos volumen.

Todos los lodos de cualquier otro proceso estarán muy contaminados con huevos de helmintos, quistes de protozoarios, y otros patógenos bacterianos y de los virus, la otra ventaja importante es el mínimo manejo de lodos producidos, con menos concentraciones de patógenos en los lodos por su edad. Una planta de filtros percoladores o lodos activados con sedimentación primaria y secundaria, y con digestión anaeróbica, tendría que remover lodos con una frecuencia de por lo menos, cada mes, con todos los riegos de manejar y disponer sanitariamente los lodos contaminados. En contraste, la remoción de lodos de una laguna primaria es necesaria solamente cada 5 a 10 años, con menos riesgos de patógenos porque los lodos estarán más viejos.

2.3.8.7.1.5. Requisitos de operación y mantenimiento

El siguiente tabla presenta el nivel de complejidad de varios procesos y los requisitos de capacitación de personal y de monitoreo del proceso. Las lagunas de estabilización, por su bajo nivel de complejidad, tienen muchos menos requisitos de operación y mantenimiento que cualquier otro proceso, lo que es una ventaja clave para municipalidades con pocos recursos.

Tabla 16.- Complejidad y requisitos de capacitación y mantenimiento

<i>Proceso de Tratamiento</i>	Nivel de Complejidad	Nivel de Capacitación	Requerimientos de Monitoreo del Proceso
<i>Lodos Activados</i>	Alto	Alto	Alto
<i>Filtros Percolador</i>	Medio-Alto	Medio-Alto	Medio-Alto
<i>Laguna Aireada</i>	Medio-Alto	Medio-Alto	Medio-Alto
<i>Lagunas de Estabilización</i>	Bajo	Bajo	Bajo

FUENTE: (Dueñas Corrales, 2015), pagina 41.

2.3.8.7.1.6. Requisitos de terreno

La principal desventaja de las lagunas de estabilización es el área requerida. El sitio seleccionado debe tener una topografía plana para minimizar el movimiento de tierra y debe estar arriba del nivel de inundaciones. Se debe aprovechar el flujo de gravedad para evitar el uso de bombeo.

Se recomienda que se ubique un sistema de lagunas a una distancia mayor de 200 m, y preferiblemente mayor de 500 m de la población a la que sirve.

En la tabla siguiente se muestra el área requerida para los varios procesos de tratamiento:

Tabla 17.-Requerimiento de terreno para procesos de tratamiento

<i>Proceso de Tratamiento</i>	Área requerida (m²/persona)
<i>Lodos Activados</i>	0.3 - 1
<i>Filtro Percolador</i>	0.4 - 1
<i>Laguna Aireada</i>	4 - 10
<i>Sistemas de lagunas de Estabilización</i>	2 - 20

FUENTE: (Dueñas Corrales, 2015), pagina 42.

2.3.8.7.2. Clasificación de lagunas de estabilización y estrategias de diseño

Las lagunas de estabilización son lagunas construidas de tierra diseñadas para el tratamiento de aguas residuales por medio de la interacción de la biomasa (principalmente bacterias y algas) como se muestra en la siguiente figura. (Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005), página 74.

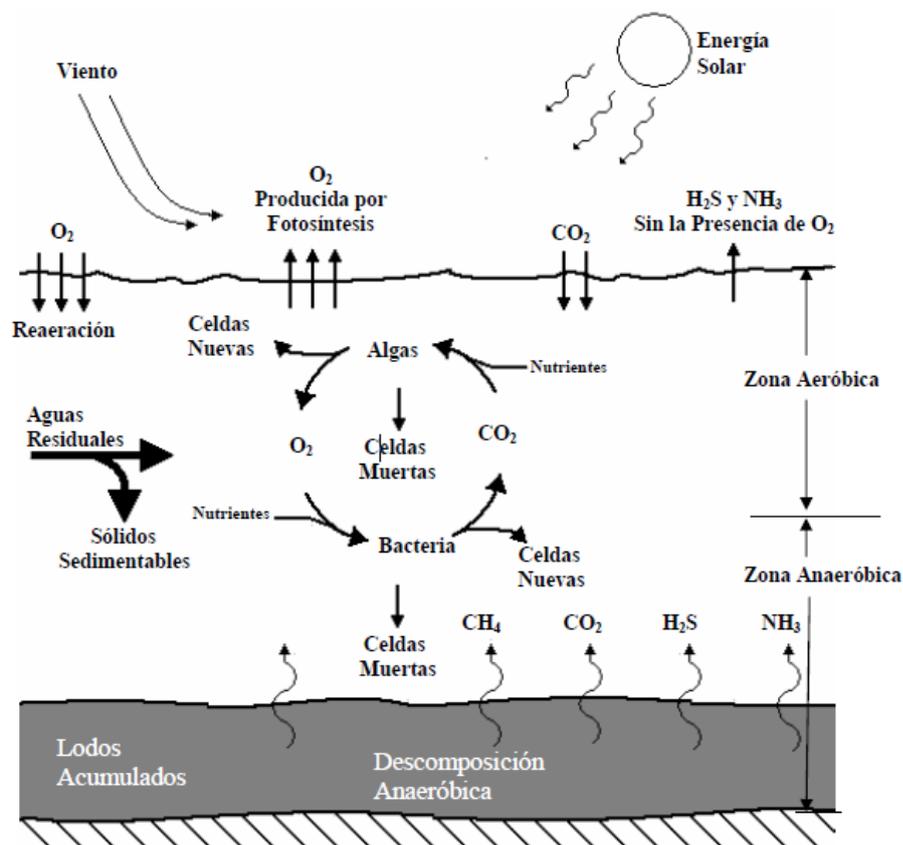


Figura 31.- Esquema de una laguna facultativa.

La interacción de bacterias y algas en las zonas aeróbicas y anaeróbicas en una laguna facultativa de estabilización.

La función real del proceso es estabilizar la materia orgánica y remover los patógenos de las aguas residuales realizando una descomposición biológica natural; normalmente se diseña el proceso para la remoción de DBO, sólidos suspendidos, y coliformes fecales.

El propósito de una laguna anaeróbica, es remover un porcentaje de la carga orgánica (DBO) y la mayoría de los sólidos suspendidos bajo condiciones anaeróbicas por la acción de bacterias anaeróbicas, y por lo tanto disminuir el área requerida para el sistema total de lagunas (Mara D. et al., 1992).

Como consecuencia de la elevada carga orgánica, la profundidad de la laguna con mínima área, y el corto período de retención hidráulica, se mantiene el sistema ausente de oxígeno disuelto bajo condiciones anaeróbicas. La bacteria anaeróbica realiza un tratamiento de los desechos mediante una asimilación anaeróbica con la descomposición de materia orgánica y la producción de bióxido de carbono, metano y otros productos secundarios. (Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005).

Las lagunas facultativas, se caracterizan por tener una zona aeróbica en el estrato superior, donde existe la simbiosis entre algas y bacterias, y una zona anaeróbica en el fondo inferior (Véase Figura 31). Existen dos mecanismos de adición de oxígeno al estrato superior: la fotosíntesis llevada a cabo por las algas, y la reaeración a través de la acción del viento de la superficie. Las bacterias aeróbicas realizan un tratamiento de los desechos, particularmente la materia orgánica disuelta, mediante asimilación y oxidación de la materia orgánica con la producción de bióxido de carbono y productos secundarios de nutrientes como amoníaco y nitrato; las algas utilizan el bióxido de carbono y los nutrientes para producir oxígeno a través de la fotosíntesis. En los niveles más profundos existen

condiciones anaeróbicas donde la descomposición ocurre como en una laguna anaeróbica.

Las lagunas de maduración, se caracterizan como lagunas aeróbicas, donde se mantiene un ambiente aeróbico en toda su estrato. El propósito principal de las lagunas de maduración es proveer un período de retención hidráulica adicional para la remoción de los patógenos; también el de mejorar la calidad del efluente en términos de DBO.

Recomendaciones, Se diseña un sistema de lagunas para tener baterías de lagunas primarias (facultativas o anaeróbicas) en paralelo seguidas por dos o tres lagunas de maduración en serie como se presenta en los ejemplos en las Figuras 32 y 33. Se debe diseñar las lagunas primarias en paralelo para poder remover una de operación para la remoción de lodos mientras la demás queda operando. Se diseña lagunas anaeróbicas y facultativas para remover la DBO y SS y controlar el proceso de tratamiento; después, se diseña lagunas de maduración para remover patógenos aprovechando su remoción anterior en las lagunas anaeróbicas o facultativas.

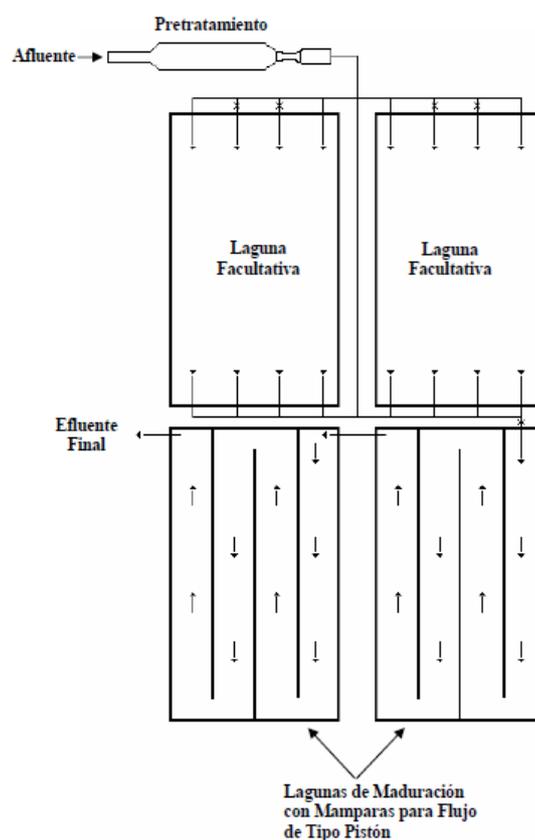


Figura 32.- Ejemplo de Tren de Tratamiento 1.

Dos lagunas facultativas en paralelo seguida por dos lagunas de maduración en serie. Se utiliza dos lagunas facultativas en paralelo para poder tener una fuera de servicio para la remoción de lodos. (Oakley, CURSO INTENSIVO TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, 2015).

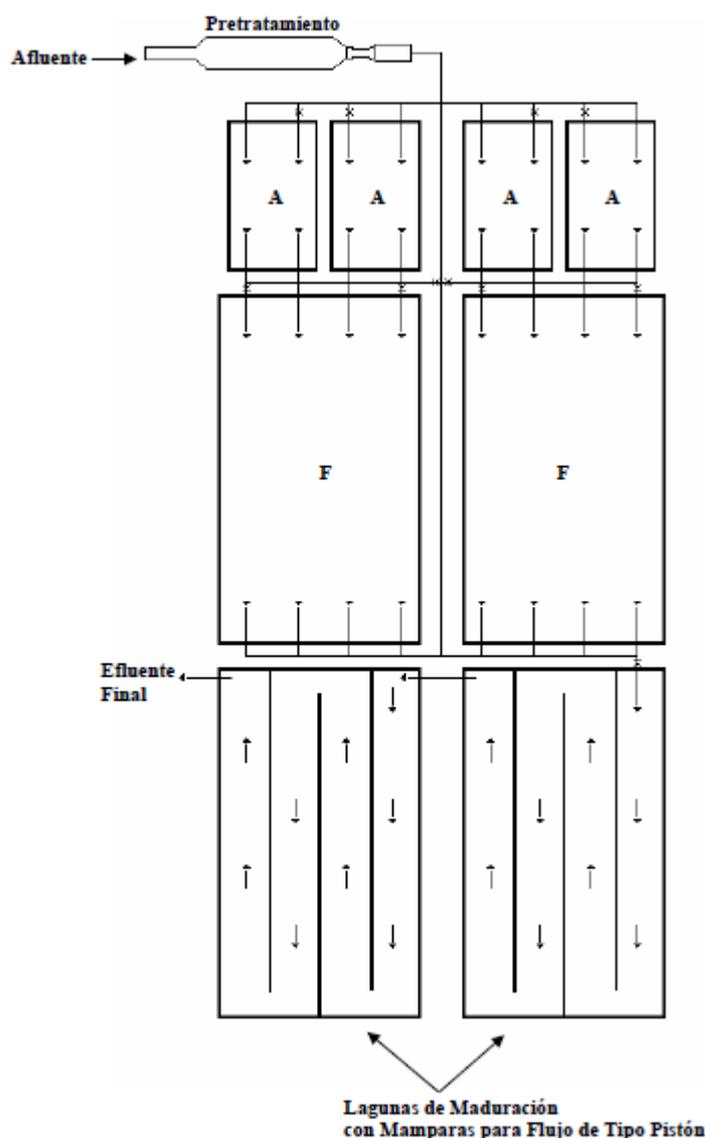


Figura 33.- Ejemplo de Tren de Tratamiento 2.

Dos baterías en paralelo de dos lagunas anaeróbicas y una facultativa, seguidas por dos lagunas de maduración en serie. Se utiliza lagunas en paralelo para poder tener una fuera de servicio para la remoción de lodos. Las lagunas anaeróbicas disminuyen el área total del sistema, pero requieren mucho mantenimiento y generalmente no se recomienda su uso en las municipalidades. (Oakley, *Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad.*, 2005, págs. 76-77).

2.3.8.7.2.1. Lagunas anaerobias

El propósito de una laguna anaeróbica es remover un porcentaje de la carga orgánica (DBO) y la mayoría de los sólidos suspendidos bajo condiciones anaeróbicas por la acción de bacterias anaeróbicas, y por lo tanto disminuir el área requerida para el sistema total de lagunas.

Como consecuencia de la elevada carga orgánica, la profundidad de la laguna con mínima área, y el corto período de retención hidráulica, se mantiene el sistema ausente de oxígeno disuelto bajo condiciones anaeróbicas. La bacteria anaeróbica realiza un tratamiento de los desechos mediante una asimilación anaeróbica con la descomposición de materia orgánica y la producción de bióxido de carbono, metano y otros productos secundarios.

Las lagunas anaeróbicas son estanques de profundidad de 3 a 5 metros con un periodo de retención hidráulica de 1 a 5 días.

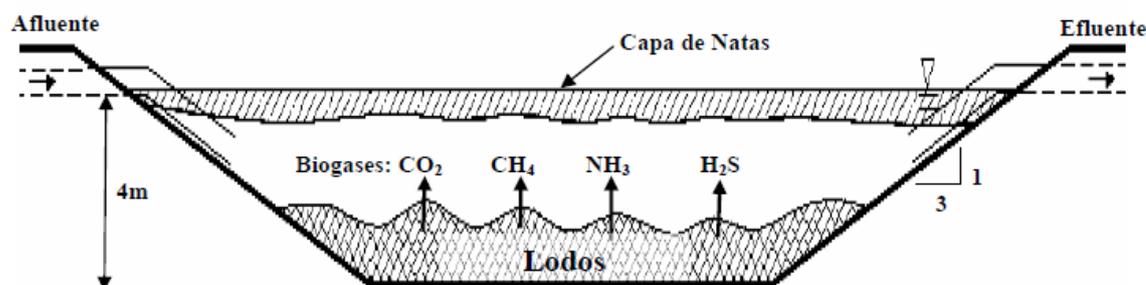


Figura 34.- Laguna Anaerobia.

Un diagrama de una laguna anaeróbica. Los requisitos de operación y mantenimiento de las lagunas anaeróbicas no son recomendables, especialmente para las municipalidades.

2.3.8.7.2.2. Lagunas facultativas

El propósito de las lagunas facultativas es remover la DBO bajo condiciones aeróbicas, aprovechando principalmente la simbiosis entre las algas y las bacterias; la laguna también contribuye a la remoción de patógenos a través del largo periodo de retención hidráulico típico en el diseño, que permite la sedimentación de huevos de helmintos, y la mortalidad de bacterias causado por el tiempo de retención hidráu-

lico, por los rayos ultravioleta de la energía solar y el aumento en pH por las actividades de las algas.

Las lagunas facultativas se caracterizan por tener una zona aeróbica en el estrato superior (aproximadamente 1m), donde existe la simbiosis entre algas y bacterias, y una zona anaeróbica en el fondo inferior. En los niveles más profundos existen condiciones anaeróbicas donde la descomposición ocurre como en una laguna anaeróbica.

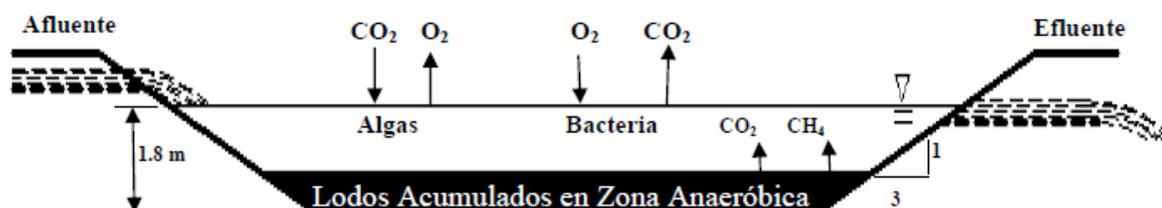
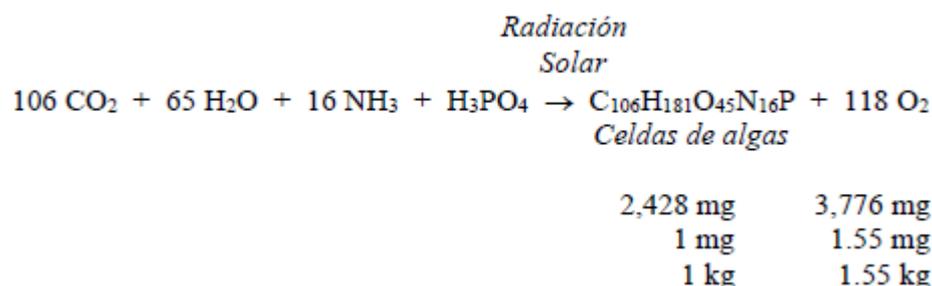


Figura 35.- Laguna facultativa

Un diagrama de una laguna facultativa con la zonas aeróbica, donde las algas consumen CO_2 y producen O_2 y la bacteria consume O_2 y produce CO_2 , y la zona anaeróbica donde los lodos acumulan y digieren, produciendo los gases de CO_2 y CH_4 .

2.3.8.7.2.2.1. Diseño de lagunas facultativas, la carga orgánica superficial por el método de Radiación Solar

El método más apropiado para el diseño de lagunas facultativas es el de la carga orgánica superficial, lo que depende sobre la cantidad de oxígeno producido por las algas en la laguna por la siguiente ecuación balanceada de fotosíntesis (Rittmann y McCarty, 2001):



De la ecuación química anterior muestra que 1 kilogramo de algas produce 1.55 kilogramos de oxígeno.

La energía del sol requerida para producir un kilogramo de celdas de algas es de 24,000 kilo

Joules (kJ) (Rittmann y McCarty, 2001). De la energía solar que radia la superficie de una laguna facultativa, solamente un porcentaje es utilizado por las algas como resultado de su eficiencia de conversión; la eficiencia de conversión varía entre las especies de algas y el rango ha sido reportado de 2 a 7% (Arceivala, et al., 1970).

Se puede combinar la ecuación de fotosíntesis con la conversión de energía a celdas de algas y la eficiencia de conversión de energía solar por las algas para dar la siguiente ecuación de carga superficial máxima:

$$CS_m = \frac{(\text{Radiación Solar, kJ/ha} - \text{ día})(\text{Eficiencia de Conversión})(1.55 \text{ kg O}_2 / \text{ kg algas})}{24,000 \frac{\text{kJ}}{\text{kg}} \text{ algas producidas}}$$

Dónde:

$CS_m =$ carga máxima superficial organica kg O_2 /ha-día.

Utilizando una eficiencia de 3% de la conversión de energía solar por las algas, lo que da un factor de seguridad (Rittmann y McCarty, 2001), de la ecuación anterior reduce a la siguiente:

$$CS_m=(1.938E-06)(RS)$$

RS= la radiación solar mínima diaria del año expresado como el promedio del mes, kJ/ha-día.

La Administración de Aeronáutica y Espacio (NASA) de los EE.UU. tiene un sitio del web (<<http://eosweb.larc.nasa.gov/cgi-bin/sse/grid.cgi?uid=0>>) llamado Surface Meteorology and Solar Energy (Meteorología Superficial y Energía Solar), donde se puede obtener datos del promedio de 10 años de insolación solar en una superficie horizontal para cualquiera parte del mundo. Los datos están expresados por mes en unidades de kW-hrs/m²-día, y incluyen la disminución de insolación por las nubes existentes cada mes del año. Para obtener datos de un lugar, se pone las coordenantes de latitud y longitud, por otro lado si se cuenta con datos meteorológicos por el SENAMHI, se usaría esos datos, así como también usar los datos brindados por la FAO.

2.3.8.7.2.2.2. Efectos de viento y temperatura en el diseño de Lagunas Facultativas

No se incluye el efecto de reaeración por el viento en el diseño de lagunas facultativas porque, como discutió Oswald hace cuarenta años (1963), la ganancia del oxígeno por reaeración es solamente una fracción de la ganancia por fotosíntesis. Por ejemplo, el oxígeno disuelto dentro de una laguna tendría que tener un déficit de

10 mg/L—una condición en que la laguna tendría muy malos olores—para obtener una ganancia de 18 kg O₂/ha-día por reaeración, un factor insignificativo relacionado las ganancias por fotosíntesis (Oswald, 1963).

Oswald (1957) presentó los siguientes coeficientes de temperatura que genera de especies de alga Chlorella en lagunas facultativas:

Tabla 18.- Temperatura que genera la especie de alga Chlorella.

<i>Temperatura, °C</i>	<i>Coficiente de Temperatura para Fotosíntesis</i>
10	0.49
15	0.87
20	1.00
25	0.91
30	0.82
35	0.69

2.3.8.7.2.2.3. Dimensionamiento de lagunas facultativas

El área requerida se calcula con la siguiente ecuación:

$$A_F = \frac{10 \cdot L_A \cdot Q_{med}}{CS_m}$$

Dónde:

A_F = El área de la laguna facultativa, m².

L_A = La concentración promedio de DBO₅ en el afluente, mg/l.

Q_{med} = El caudal medio, m³/dia.

CS_m = La carga superficial máxima, kg DBO₅/ha-dia.

El tiempo de retención hidráulica nominal se calcula con la siguiente ecuación:

$$TRH_F = \frac{V_F}{Q_{med}}$$

Dónde:

V_F = Volumen de laguna Facultativa.

TRH_F = Tiempo de retención hidráulica nominal de la laguna facultativa, días.

Q_{med} = El caudal medio, m³/dia.

Se calcula el volumen de la laguna facultativa, VF, de la siguiente ecuación desarrollada para una laguna con taludes interiores inclinados (U.S. EPA, 1983), lo que es realmente la ecuación para el volumen de un prismoide:

$$V_F = \frac{P}{6} \cdot [(l \cdot a) + (l - 2iP)(a - 2iP) + 4 \cdot (l - iP)(a - iP)]$$

Dónde:

V_F = Volumen de la laguna facultativa, m³.

P = La profundidad de la laguna, m.

l = Largo de la laguna, m.

a = Ancho de la laguna.

i = La relación horizontal/vertical del talud interior, que es normalmente de 3/1.

Se recomienda una profundidad de 1.8 a 2.0 metros en las lagunas facultativas para mantener condiciones aeróbicas en el primer metro de profundidad y tener espacio por abajo para la acumulación de lodos. La profundidad más utilizada es 1.8 metros.

Se recomiendo una relación de largo a ancho en lagunas facultativas de por los menos 2/1 y preferiblemente 3/1 para modelar flujo de tipo pistón.

2.3.8.7.2.2.4. Acumulación de lodos en lagunas facultativas

La acumulación de lodos al fondo de una laguna facultativa puede afectar su funcionamiento, disminuyendo el volumen y por lo tanto el tiempo de retención hidráulica. Se debe calcular la acumulación en el diseño, y se debe medir la acumulación en la operación y mantenimiento de una laguna facultativa para poder preparar para la remoción de lodos. Siempre se debe diseñar, por lo menos,

dos lagunas facultativas en paralelo para poder secar y remover los lodos de una mientras se mantiene la otra en operación.

$$V_L = 0.00156 \cdot Q_{med} \cdot SS$$

Dónde:

V_L = Volumen de lodos acumulados anualmente, $m^3/año$.

Q_{med} = El caudal medio, $m^3/día$.

SS = Sólidos suspendidos en el afluente, mg/l .

El diseño debe recomendar la frecuencia de limpieza de lodos y el método más apropiado para hacerla. Se recomienda, que se debe remover los lodos de lagunas facultativas cuando el volumen de lodos acumulados aproxima no más de 25% del volumen de la laguna.

2.3.8.7.2.2.5. Remoción de coliformes fecales y Escherichia coli en Lagunas Facultativas

Si la laguna está bien diseñada hidráulicamente, con un tiempo de retención promedio que aproxima el TRH nominal mínimo de 10 días, se debe obtener una remoción de 2.0 ciclos \log_{10} de coliformes fecales y E. coli en lagunas facultativas a temperaturas igual a 25 ° C.

2.3.8.7.2.3. Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración se caracterizan como lagunas aeróbicas, donde se mantiene un ambiente aeróbico en todo su estrato. El propósito del uso de lagunas de maduración es:

- Proveer un tiempo de retención adicional para la remoción de patógenos.

- Mejorar la calidad del efluente final en términos de DBO.
- Servir como un factor de seguridad si las lagunas primarias tuvieran problemas en su funcionamiento,

Mientras hay varios modelos para la remoción de coliformes fecales en lagunas de maduración, ninguno sirve en la práctica experimentada en el monitoreo de sistemas en América Central (Oakley, et al., 2000). Como resultado, se recomienda que se utilice reglas prácticas del Proyecto de Monitoreo de las Lagunas de Estabilización de Honduras para el diseño de lagunas de maduración.

2.3.8.7.2.3.1. El uso de mamparas para Modelar Flujo de Tipo Pistón y Mejorar el TRH Promedio.

Según, (Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005), Las lagunas de maduración con mamparas (Catacamas Oeste, Morocelí, y Trinidad) tenían una remoción más que las otras lagunas y como resultado se recomienda el uso de mamparas en lagunas de maduración para modelar flujo de tipo pistón. Se recomienda una relación más de 20/1 de largo/ancho utilizando mamparas para mejorar el régimen hidráulico y aproximar flujo de tipo pistón en lagunas de maduración (Shilton y Harrison, 2003).

Según, (Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005), varias investigaciones de sistemas de lagunas donde se midió el TRH promedio con trazadores. En todos los casos las lagunas sin mamparas faculta-

tivas o de maduración tenían un TRH promedio solamente entre 42 a 62% del TRH nominal. El estudio en Colombia de Lloyd, et al. (2003b) mostró que a pesar del uso de mamparas con una relación largo/ancho de 35/1, el viento pudo tener un efecto significativo en los cortos circuitos hidráulicos, mejorando el TRH promedio solamente de 1.06 a 1.26 días. Sin embargo, cuando ellos utilizaron rompevientos para controlar el efecto del viento, el TRH promedio subió hasta 1.86 días o 73.8% del TRH nominal. Se puede controlar el efecto del viento con el uso de mamparas transversales en vez de longitudinal (Shilton y Harrison, 2003).

Para el diseño se recomienda una relación de canalización con mamparas transversales largo/ancho mayor a 50/1.

2.3.8.7.2.3.2. TRH Nominal Mínima en Lagunas Facultativas y de Maduración.

Asumiendo una tasa de mortalidad del primer orden de coliformes fecales, se escribe la disminución de la concentración de ellos con las siguientes ecuaciones:

$$N = N_o e^{-k_b t}$$

$$\ln \left[\frac{N}{N_o} \right] = -k_b t$$

donde N_o = la concentración inicial de coliformes fecales, NMP/100mL
 N = la concentración final de coliformes fecales, NMP/100mL
 k_b = la constante de mortalidad del primer orden, días⁻¹
 t = tiempo de reacción, días

El tiempo para remover 2.0 ciclos log₁₀ de coliformes fecales ($N = 0.01N_0$) se define como t_{99} (99% remoción) y se calcula así (Feachem, et al., 1983):

$$\ln \left[\frac{0.01}{1.0} \right] = -4.6 = -k_b t_{99}$$

$$t_{99} = \frac{4.6}{k_b}$$

La constante de mortalidad del primer orden para coliformes fecales, k_b , es muy dependiente sobre la temperatura de la reacción y el tipo de laguna. León y Moscoso (1996) reportaron las siguientes relaciones desarrolladas en los estudios por CEPIS en las lagunas de San Juan, en Lima, Perú (León y Moscoso, 1996):

Lagunas Facultativas:

$$k_b = 0.477(1.18)^{T-20}$$

Primera Laguna de Maduración:

$$k_b = 0.904(1.04)^{T-20}$$

Segunda Laguna de Maduración:

$$k_b = 0.811(1.09)^{T-20}$$

donde T = temperatura del agua, °C

2.3.8.7.3. Ventajas y desventajas de las lagunas de estabilización

Ventajas:

- ✓ Presenta alta eficiencia
- ✓ Costo inicial bajo
- ✓ Gastos de operación y mantenimientos bajos.

- ✓ Simplicidad de operación
- ✓ No requiere de equipo mecánico
- ✓ Pueden recibir y retener grandes cantidades de agua residual, soportando sobrecargas hidráulicas y orgánicas con mayor flexibilidad, comparativamente con otros tratamientos.
- ✓ Formación de biomasa más efectiva y variada que en los procesos de tratamiento con tanque séptico y con tanque Imhoff.
- ✓ No requieren de instalaciones complementarias para la producción de oxígeno, el mismo se produce en forma natural dentro del sistema.
- ✓ Debido a los tiempos de retención prolongados y a los mecanismos del proceso, son sistemas altamente eficaces para la remoción de bacterias, virus y parásitos, comparativamente con otros tratamientos.
- ✓ Bajos costos de mantenimiento y mínimo manejo de lodos.
- ✓ No requiere de personal calificado.

Desventajas:

- Requiere de grandes áreas de terreno para su implantación, si precio del terreno es alto, puede salir costosa.
- Es un sistema sensible a las condiciones climáticas.
- Puede producir vectores.
- Puede ocasionar problemas de olores (generalmente las lagunas anaeróbicas)

- En época de frío disminuye su eficiencia.

2.3.8.7.4. Disposición de efluentes

La disposición de residuos sobre el suelo, el aire o el agua, es una de las etapas inevitables de la transformación que sufre todo material en la naturaleza. Las aguas residuales se descargan finalmente sobre el suelo, sobre una fuente receptora o, en muy pocos casos, se reutilizan en forma directa, (Rojas, 2000).

Los ríos y estuarios suelen tener una dimensión preponderante, constituyendo cuerpos de agua mucho mas largo que anchos. Como consecuencia de ello, las aportaciones de efluentes de plantas de tratamiento de aguas residuales u otras fuentes se mezclan rápidamente en la sección transversal, lo cual justifica la adopción de modelos unidimensional, (Metcalf & Eddy, 1998).

El método más común de disposición de aguas residuales consiste en descargarlas sobre un río, un lago o el mar. El análisis de sus efectos contaminantes constituye uno de los problemas de mayor interés en la definición de políticas de manejo de los recursos hídricos, especialmente cuando se requiere aprovechar la capacidad de auto purificación del río en beneficio del desarrollo social y de la elevación del nivel de ingreso de una población aportante, al permitir el uso de la dilución en la asimilación de las cargas contaminantes.

El establecimiento racional de normas de calidad del agua para un uso beneficioso del río, o de estándares de descarga para aceptación de un

afluente, requiere el estudio de los componentes del agua sometidos a transformación en el medio natural y la cuantificación de su concentración en la fuente receptora a partir de su descarga y dilución. (Pancca Peralta, 2016, págs. 83-84).

Los ECA's (Estándares de calidad del agua), tienen por objetivo el establecer el nivel de concentración o el grado de elementos, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos presentes en el agua, en su condición de cuerpo receptor y competente básico de los ecosistemas acuáticos, que no representa riesgo significativo para la salud de las personas ni para el ambiente, (MINAM, 2008).

EL RIO COMO SISTEMA DE TRATAMIENTO

El río, en condiciones normales, es un ecosistema híbrido que transporta oxígeno disuelto y soporta una flora y fauna acuática que incluye desde las bacterias y el plancton(vida animal y vegetal pequeña que nada o flota libremente en el agua), hasta las larvas de moscas y las diferentes especies de peces. El río tiene tramos lentos y rápidos sujetos a mayor o menor re aireación.

Y en general, no transporta un caudal tan excesivamente grande como para que por simple dilución sea capaz de absorber la carga contaminadora a que, por descarga, está sometida.

En forma descriptiva se puede pensar que cuando a un río, en condiciones normales, se le aplica una descarga de aguas residuales domésticas,

sin ningún tratamiento se presenta una división arbitraria del río en cuatro zonas.

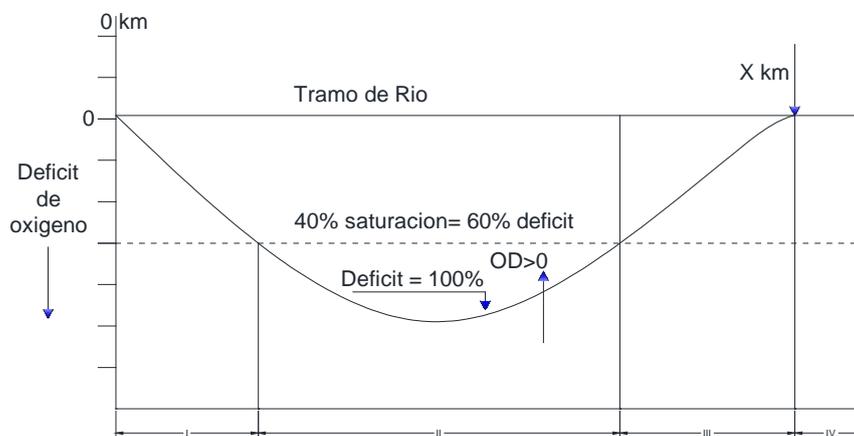


Figura 36.- Curva de déficit de oxígeno.

ZONA DE DESCOMPOSICIÓN (I).

En esta zona la descomposición de las aguas residuales inicia la disminución de OD. La turbiedad inhibe la radiación solar y las plantas verdes desaparecen. El agua se vuelve gris, disminuyen progresivamente las especies de organismos y proliferan las bacterias. Surgen los depósitos de lodos en el fondo del río y el crecimiento de lamas biológicas sobre las piedras, especialmente de *sphaerotilus natans*. El límite de la zona se supone que se alcanza cuando el OD se reduce al 40 %, en general a un nivel de OD de 3 a 4 mg/L, considerándose este valor el límite crítico para los peces.

ZONA DE DESCOMPOSICIÓN ACTIVA (II).

En esta zona el oxígeno continúa disminuyendo y puede agotarse por completo hasta llegar a cero. La vida acuática se reduce a las bacterias anaerobias y a unas pocas especies de protozoos anaerobios como los *Bonodidae*. El agua se vuelve negra, surgen problemas de lodos flotantes

empujados por la acción de los gases producidos en las descomposición anaerobia, malos olores y otros indicadores biológicos de polución satisfaga el proceso de desoxigenación y aparezca nuevamente OD. Arbitrariamente se considera que la zona termina cuando el nivel del OD es igual de nuevo al 40 % de saturación.

ZONA DE RECUPERACIÓN (III).

En esta zona empiezan a aparecer las plantas y la vida acuática a medida que la zona progresa. Continúa la recuperación del OD, y se pueden presentar compuestos de nitrógeno como el amoníaco y los nitratos; se considera que la zona termina cuando se restablece el contenido normal de OD del río.

ZONA DE AGUA LIMPIA (IV).

El contenido de OD ha vuelto a su valor original, la vida acuática se recupera, y pueden subsistir bacterias patógenas y un número alto de bacterias. El contenido de sólidos disueltos es elevado; han aumentado los nitratos, los cloruros y los sulfatos, pero en general el río vuelve a ser útil.

El punto más bajo de la curva de déficit de oxígeno representa el punto para el cual el agotamiento de sustrato permite a los procesos de reaeración suministrar oxígeno a una tasa más rápida que la de satisfacción de DBO, o sea, el punto para el cual el río comienza a recuperar su OD.

Como puede verse en la figura, la satisfacción de la DBO da por resultado la desoxigenación de las aguas receptoras. La absorción de oxígeno procedente de la atmósfera y de las algas y plantas origina la reaeración

de las aguas receptoras. La diferencia entre la desoxigenación y la reaireación produce el perfil de OD de un río, una curva en forma de cuchara llamada curva de déficit de oxígeno o curva SAG.

En la figura se representa dicha curva para cuando un río recibe una sola descarga de polución. Si el río esta originalmente saturado con OD, la curva de DBO para la mezcla río-agua residuales coincidirá con la curva de desoxigenación acumulada. A medida que se ejerce la DBO, el OD cae por debajo del OD de saturación y se inicia la reaireación, hasta un punto crítico en el cual la tasa de reaireación es igual a la tasa de desoxigenación. Para el punto crítico, el OD es mínimo y, a partir de dicho punto, para condiciones aerobias, el valor del OD aumentara con el tiempo.

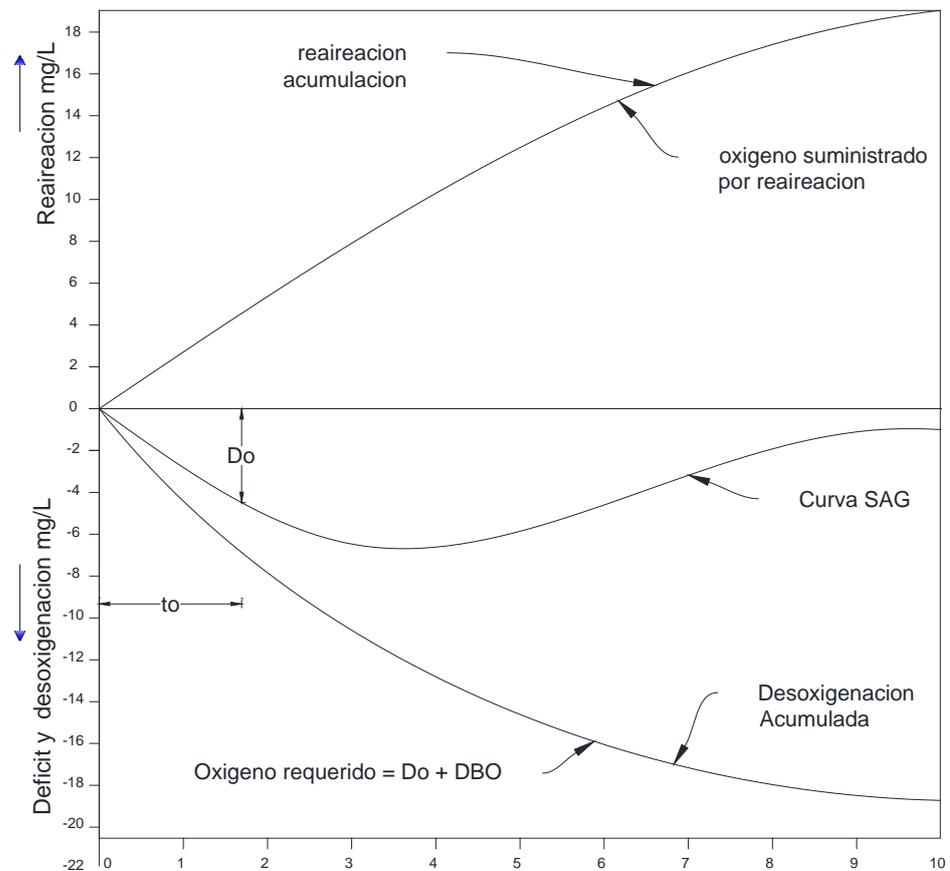


Figura 37.-Curva de Deficit y Desoxigenación.

CARGAS EN RÍOS.

En ríos la descarga de contaminantes puede ser puntual o no puntual (distribuida).

- Ejemplos de fuentes puntuales son las descargas de alcantarillado o de plantas de tratamiento municipales.
- Ejemplos de fuentes distribuidas son la escorrentía o el riego sobre áreas grandes.
- La distinción entre una fuente puntual y una no puntual supone, además, saber cómo reacciona el contaminante con el tiempo y el espacio.

$$Q = Q_R + Q_W$$

$$C_o = \frac{Q_R \cdot C_R + C_W \cdot Q_W}{Q}$$

Dónde:

C_o : concentración después de la descarga contaminante, mg/L.

C_W : concentración de la descarga contaminante, mg/L.

C_R : concentración del río antes de la descarga contaminante, mg/L.

Q_R : caudal del río antes de la descarga contaminante, m³/d.

Q_W : caudal total de la descarga contaminante, m³/d.

REMOCIÓN DE DBO.

A partir del análisis de los datos de DBO realizados en los estudios del río Ohio, por Theriault y Hommon, así como de sus propios estudios; Streeter y Phelps establecieron, en 1925, que: “la tasa de desoxigenación bioquímica de la materia orgánica es proporcional a la concentración remanente de sustancia no oxidada, medida en términos de oxidación”. Es decir:

$$Y_t = L_o - L_t$$

$$Y_t = L_o \cdot (1 - e^{-K \cdot t})$$

L_o : DBOUC o demanda bioquímica de oxígeno última carbonacea, mg/L.

L_t : DBO remanente para el tiempo t , mg/L.

Y_t : DBO satisfecha para el tiempo t , mg/L.

K : constante de oxidación de primer orden, base neperiano, d^{-1} .

MODELACIÓN DE OXIGENO DISUELTO EN RÍOS.

El modelo de Streeter y Phelps publicado en 1944, aplicable a ríos con condiciones aerobias, flujo con superficie libre, flujo permanente, unidimensional, supone que la tasa de cambio del déficit de OD es igual a la

diferencia entre la desoxigenación del agua, debida a la remoción de DBO y materia orgánica carbonacea por oxidación biológica, y la reaireacion o suministro de OD proveniente de la atmosfera y causada por el déficit de OD y por la turbulencia.

$$D = \frac{K_1 \cdot L_o}{K_2 - K_1} \cdot [e^{-K_1 \cdot t} - e^{-K_2 \cdot t}] + D_o \cdot e^{-K_2 \cdot t}$$

Dónde:

D : déficit OD para el tiempo *t*, mg/L.

Lo : DBOUC inicial, *t*=0, mg/L.

L : DBOUC Remanente, *t*=0, mg/L.

t : tiempo de flujo, *d*.

K1 : constante de desoxigenación, base *e*, *d*-1.

K2 : constante de reaireacion, base *e*, *d*-1.

Do : déficit inicial de OD, mg/L.

El punto crítico (punto de déficit máximo de OD, punto de concentración mínima de OD) ocurrirá cuando el tiempo de flujo sea *t*=*t*_c. Para este punto, las tasas de desoxigenación y reaireacion son iguales, el déficit de OD no cambia y:

$$D_c = \frac{K_1}{K_2} \cdot L_o \cdot e^{-K_1 \cdot t_c}$$

Donde:

Dc : déficit critico de OD, mg/L.

*t*_c : tiempo para el cual se alcanza el déficit crítico, *d*.

*El valor de t*_c *puede determinarse obteniendo.*

$$t_c = \frac{1}{K_2 - K_1} \cdot \ln \left[\frac{K_2}{K_1} \cdot \left(1 - \frac{D_o \cdot (K_2 - K_1)}{K_1 \cdot L_o} \right) \right]$$

La distancia al punto crítico (X_c):

$$X_c = v \cdot t_c$$

Dónde:

v : *velocidad de flujo en el rio.*

El valor de las constantes se puede obtener, para diferentes temperaturas, por las ecuaciones.

$$K_{1,T} = K_{1,20} \cdot (1.047)^{T-20}$$

$$K_{2,T} = K_{2,20} \cdot (1.022)^{T-20}$$

Donde:

$K_{1,T}$: *constante de desoxigenación, base neperiana, a T°C.*

$K_{2,T}$: *constante de re aireación, base neperiana, a T°C.*

2.3.8.8. Criterios de diseño y construcción de lagunas de estabilización

Se tomarán los criterios de la Norma S090 “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales” del RNE y guías de diseño para este tipo de infraestructura.

Consideraciones importantes

En la concepción del proyecto se deberán tener las siguientes consideraciones:

- ✓ Diseñar por lo menos con dos unidades en paralelo para permitir la operación de una de las unidades durante la época de limpieza.
- ✓ Conformación de unidades, geometría, forma y número y celdas, las cuales deberán escogerse en función de la topografía del sitio y en

particular de un óptimo movimiento de tierra; es decir, de un adecuado balance entre corte y relleno de los diques.

- ✓ Según recomendación del autor *Stewart M. Oakley PhD*, se debe diseñar sistemas de dos baterías de lagunas facultativas en paralelo, seguido por un mínimo de una laguna de maduración, las lagunas facultativas deben tener un mínimo de 10 días de tiempo de retención hidráulico (TRH), y las lagunas de maduración un mínimo de 5 días de TRH, para la vida útil del sistema. Con estas recomendaciones de diseño se debe de obtener 100% de remoción de parásitos y aproximadamente 3 ciclos logarítmico de remoción de coliformes fecales.
- ✓ La profundidad de la laguna facultativa deberá encontrarse entre 1.5 a 2.0 metros, para mantener condiciones aeróbicas en el primer metro de profundidad y tener espacio por abajo para la acumulación de lodos. La profundidad más utilizada es de 1.8 metros.
- ✓ Se recomienda una relación de largo ancho en lagunas facultativas de por lo menos 2/1 y preferiblemente 3/1 para modelar flujo de tipo pistón.
- ✓ La temperatura de diseño será el promedio del mes más frío (temperatura del agua), determinada a través de correlaciones de las temperaturas del aire y agua existentes.

2.3.8.9. Eficiencia de remoción

Según, (Parra Rodriguez, 2006), La eficiencia de remoción de carga contaminante en un sistema de tratamiento de aguas residuales viene dada por:

$$E = \frac{S_o - S}{S_o} * 100$$

Dónde: E= Eficiencia de remoción del sistema [%]
 S= Carga contaminante de salida [mg DQO, DBO5 o SST/l]
 So= Carga contaminante de entrada [mg DQO, DBO5 o SST/l]
 Muchos son los factores que afectan las eficiencias de remoción

de carga contaminante en este tipo de tratamiento, ya que la anaerobiosis es un proceso complejo sobre cuya naturaleza constantemente se hacen nuevos descubrimientos y se revalúan teorías. Entre estos factores podemos contar [Young, 1991]:

- ✓ El Tiempo de Residencia Hidráulico (TRH).
- ✓ El medio de soporte (área superficial, porosidad, altura del lecho).
- ✓ Configuración de los reactores.
- ✓ Temperatura, Ph y de nutrientes.

2.3.8.10. Influencia de los efectos de la temperatura en lagunas de estabilización.

Según, (Oswald & Gotaas, 1963, págs. 73-105), menciona que la ganancia de oxígeno por reaeración es solamente una fracción de la fotosíntesis de las algas, Por ejemplo, el oxígeno disuelto dentro de una laguna tendría que tener un déficit de 10 mg/l, una condición en que la laguna tendría muy malos olores, para obtener una ganancia de 18 kg O₂/ha-día por reaeración, un factor insignificativo relacionado las ganancias por fotosíntesis.

(Oswald & Gotaas, 1963), presento los siguientes coeficientes de temperatura la que genera la especie de Chlorella en lagunas facultativas.

Tabla 19.- Coeficiente de Temperatura en lagunas facultativas.
Temperatura, °C Coeficiente de Temperatura para Fotosíntesis

10	0.49
15	0.87
20	1.00
25	0.91
30	0.82
35	0.69

FUENTE: (Oswald & Gotaas, 1963)

Asumiendo que la mayoría de algas en lagunas comportan como *Chlorella*, se concluye que para las temperaturas entre 20-30°C, la tasa de fotosíntesis no cambia significativamente. Un problema potencial es temperaturas arriba de 30 °C, que pueden afectar la tasa de fotosíntesis de algas. Porque todos los sistemas monitoreados en Honduras por (Oakley, Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad., 2005), tenían temperaturas entre 20-30°C se concluye que la temperatura no tiene un efecto significativo en el diseño utilizando el método de energía solar.

Por otro lado la temperatura si tiene influencia para rangos menores a 20°C, puesto que para determinar la Carga Orgánica Superficial Máxima, de una laguna facultativa, se determina usando la radicación solar.

Para cargar orgánica superficial máxima, se usa la mínima radiación solar de todo el año, está a su vez multiplicando con el DBO del afluente en épocas secas y lluviosas; se determina la carga orgánica superficial máxima.

Se deduce que para temperaturas menores a 10°C se requerirá aproximadamente el doble de área superficial que para lugar con temperaturas a

20°C, es por ello que para nuestro entorno el ALTIPLANO, se cuenta con temperaturas menores a 10°C, las más críticas.(Ver anexo Reporte de SENAMHI).

CAPITULO III

3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. TOMA DE DATOS Y EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD PARA LA INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

3.1.1. Descripción y cobertura del área de influencia

El distrito de Ilave fue creado el 28 de Noviembre del año 1950 a través de la ley N° 11530, posteriormente el 12 de diciembre del año 1991 a través de la ley N° 25361 se constituye la provincia de el Collao, siendo la capital el distrito de Ilave.

Es Así que la ciudad de Ilave, capital de la provincia de El Collao, en los últimos años viene experimentando un proceso de expansión urbana; el cual es producto de una migración de las zonas rurales, este crecimiento poblacional, se traduce en una mayor demanda de servicio de agua potable por consiguiente el alcantarillado, lo que ha generado preocupación en las autoridades municipales y la población beneficiaria, por cuanto, el servicio de agua potable que se brinda actualmente es limitado; generando malestar en la población.

El área de influencia del estudio, comprende la zona urbana del distrito de Ilave (Ciudad de Ilave), ubicado en el margen izquierdo de las orillas del río *Winqi*, entre 16°01'30" de latitud sur y 69°06'01" de longitud occidental del meridiano de Greenwich a una altitud de 3,847 m.s.n.m. y a 54 km. Al sur de la ciudad de Puno, cuyo sistema de alcantarillado sanitario evacua las aguas residuales a la laguna de estabilización de tipo facultativo de la presente investigación. Así mismo, comprende el área donde se ubica la laguna de estabilización y la zona

denominada *Chojjojahuira*, en donde se prevé plantear el mejoramiento de la PTAR a nivel de rediseño hidráulico.

Cabe recalcar que no incluye la zona urbana ubicada al margen derecho del río *Winqi*, Centro poblado de balsabe, que tiene su propio sistema de alcantarillado sanitario y tratamiento de aguas residuales.

En el año 1970 a 1973 el ministerio de fomento del Perú: CORPUNO, inicio los trabajos para la elaboración DEL EXPEDIENTE TECNICO para la construcción de la captación, planta de tratamiento de agua potable y construcción de un reservorio de 800 M3, líneas de aducción y distribución y todo el sistema de alcantarillado de la parte urbana del distrito de Ilave.

En el año 1974 el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento - la Dirección de Obras Sanitarias, financio la ejecución de la obra del sistema de agua potable y alcantarillado a través de la Empresa Manfer Mohome. El cual consistía: Captación 1 del actual sistema de agua potable, líneas de impulsión, planta de tratamiento de agua potable, reservorio R – 800, línea de aducción y redes de distribución. En el año 1982 entra en funcionamiento dicho sistema.

Posteriormente en el año 1983 SENAPA – unidad operativa de servicio nacional de agua potable y alcantarillado elaboro el expediente técnico de ampliación y mejoramiento del sistema de captación de agua potable y ampliación de redes de agua y alcantarillado con conexiones de agua y desagüe. En el año 1987 se ejecutó la obra del sistema de agua potable y alcantarillado de San Cristobal de balsabe, según expediente, cruce del río ilave, red matriz de agua con tubería galva-

nizada, redes de agua y alcantarillado y la laguna de estabilización de san Cristóbal de balsabe.

En el año 1987 el PRONAP (Programa nacional de agua potable) inicia la elaboración de los estudios del sistema integral de agua y desagüe para la ciudad de Puno, Ilave, Juli y Desaguadero. Es así que en el año 1994 la empresa ARAMSA bajo el financiamiento de UTE FONAVI Ejecuta el Proyecto de ampliación y mejoramiento del sistema de captación de agua potable y ampliación de redes de agua y alcantarillado de la ciudad de Ilave, cuyos componentes fueron caseta de bombeo N° 2 en zona de captación, mejoramiento de la línea de impulsión y ampliación de red de agua potable y alcantarillado con conexiones de agua y desagüe.

En el año 1994 se Elaboró el Expediente Técnico Obra Ampliación de agua potable y desagüe - ILAVE. Con componentes COL FONAVI - 940520, cuyos componentes son: Casetas de Bombeo de aguas servidas (dos unidades), Red matriz de agua potable, Conexiones de agua potable, red matriz de desagüe, Conexiones de desagüe, línea de impulsión dos unidades, laguna de oxidación, red primaria para estaciones de bombeo (02 unidades).

PS EMSAPUNO S.A. - EMPRESA MUNICIPAL DE SANEAMIENTO BASICO DE PUNO S.A. (20 DE FEBRERO DE 1995 -2014).

1997 - 2001 Ejecución del Expediente Técnico Obra Ampliación de agua potable y desagüe -ILA VE. Con componentes COL FONAVI - 940520, cuyos componentes son: Casetas de Bombeo de aguas servidas (dos unidades), Red matriz de agua potable, Conexiones de agua potable, red matriz de desagüe, Conexiones

de desagüe, línea de impulsión dos unidades, laguna de oxidación, red primaria para estaciones de bombeo (02 unidades). Efectuada por COL UTE FONAVI, mediante la Empresa INDUTERM S.R. Ltda.

1999 Ejecución del empalme y ampliación de redes de agua potable con tubería de PVC de 3" para el Barrio Los Olivos y San Juan TEPRO. Con rotura de vía asfaltada Av. Panamericana Norte.

2002 -2004 Elaboración de expedientes técnicos de ampliación de redes de agua y alcantarillado de la ciudad de Ilave en los diferentes Barrios y Urbanizaciones de la ciudad de Ilave, cuyos levantamientos topográficos fueron por parte de EMSAPUNO.

2002 Se realizó trabajos de funcionamiento del Caisson "28 de julio" del Barrio Progreso, tanto el sistema eléctrico (línea trifásica) y el armado de una electrobomba de motor de 20HP.

2002 Por la caída del puente colonial antiguo el año 2000, se hizo el empalme de red de agua potable con tubería de PVC de 90 mm y tubería de fierro galvanizado hacia el centro poblado de San Cristóbal de Balsave por el puente Internacional en un tramo de 300 metros de tubería de PVC y más 160 metros de tubería galvanizada de 1.1/2".

2004 Prueba Hidráulica del Pozo Tubular (puente internacional) por parte de EMSAPUNO S.A. 2004 Cambios de tuberías de agua potable de asbesto a PVC de 3" y desagüe a PVC en el Jr. Amazonas, en el Jr. Andino, etc. Esto por pavimentado de calles.

2004 - 2005 Estudio del Proyecto Mejoramiento de Servicios Básicos de Agua potable y alcantarillado de la ciudad de Ilave. Elaborado por la Región de Puno. Componentes son: Ampliación de Planta de tratamiento de agua potable (Adquisición de O 1 electrobomba de 75 HP-50 l/s, Cámara de floculación tipo Pars-hall, sedimentador y dos cámaras de filtros lentos de arena y toberas), ampliación de redes de agua y alcantarillado, ampliación de laguna secundaria de oxidación.

2006 - 2007 Ampliación de redes de agua y alcantarillado con el Programa "A Trabajar Urbano" en los diferentes Barrios y Urbanizaciones de la ciudad de Ilave, tales como el Barrio Ciudad Nueva, Barrio Cruzani, Urbanización San Francisco de Borja, Barrio Santa Rosa, Barrio Alto Alianza Chuntacollo, Barrio Unión Esperanza, Barrio Pueblo Libre, Barrio San José y Barrio Alto Alianza, ejecutándose en redes matrices de agua 13,960.00 metros lineales y en redes matrices de desagüe o alcantarillado 11,890.00 metros lineales.

2007 Prueba Hidráulica del Pozo Tubular (puente internacional) por parte de la Municipalidad Provincial de El Collao - Ilave.

2014 La Administración de Ilave - EMSAPUNO, se separa de la EPS EMSAPUNO S.A. Por reducción de capital, pasando a la Municipalidad Provincial de El Collao - Ilave, funcionando como una Unidad de Gestión Administrativa de Servicios de Saneamiento UGASS - ILAVE. a partir del 12 de Febrero del 2014.

UGASS - ILAVE: UNIDAD DE GESTION ADMINISTRATIVA DE SERVICIOS DE SANEAMIENTO DE LA CIUDAD DE ILAVE

2014 Mejoramiento de redes agua y alcantarillado en todas las obras de Pavimentación Rígida tanto en agua y desagüe, en los Jr. Copacabana, Jr. Los Andes, etc.

2015 Mejoramiento de redes agua y alcantarillado en todas las obras de Pavimentación Rígida tanto en agua y desagüe, en los Jr. Puno, Jr. 28 de Julio, Jr. Ica, Av. Panamericana, Jr. San José, Jr. Los Incas, Jr. América, Jr. Arequipa, Av. Primavera y Jr. Atahualpa. Etc.

2016 Apoyo en la instalación de red agua y alcantarillado en la obra de Pavimentación Rígida del Jr. Los pinos (20 de Febrero).

A setiembre del 2016, la cobertura (en conexiones) del servicio de agua potable alcanza el 70% (8158 conexiones), sin embargo de las conexiones activas, es decir, las que realmente facturan son solo 5340 (el 67.94%).

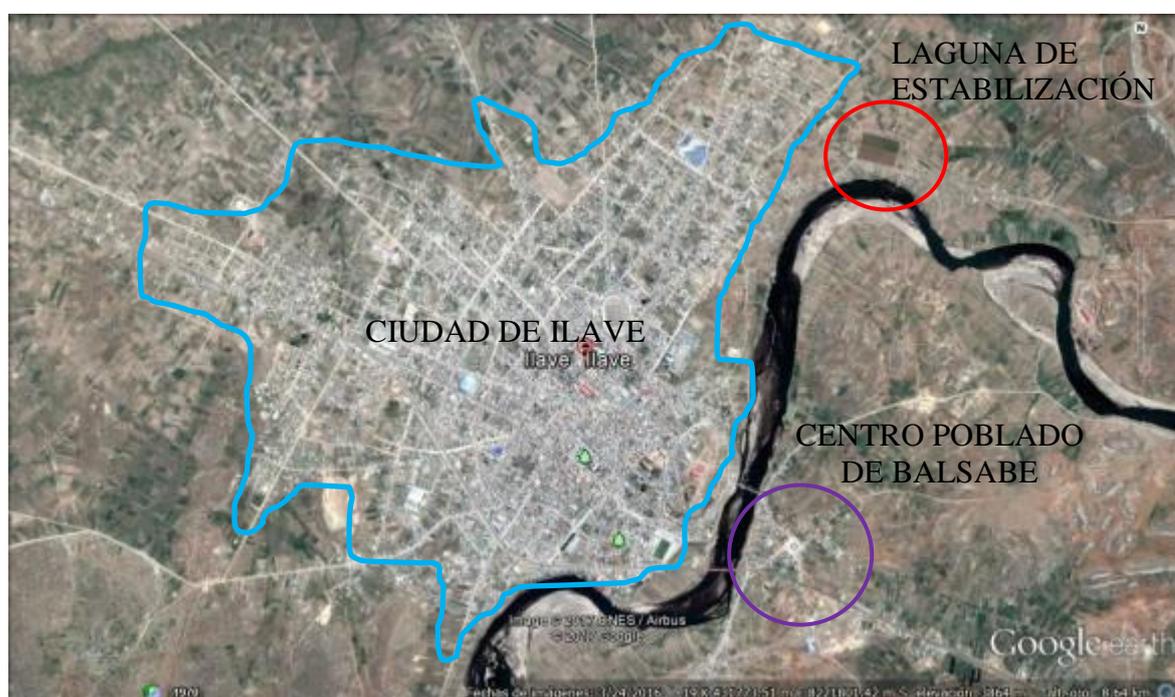


Figura 38.- Área de Influencia. Fuente CNES/Airbus (3/24/2016).



Figura 39.-Área de estudio sistema de Alcantarillado.

3.1.1.1. Definición del área de influencia

El área de influencia está representada por el espacio geográfico donde se ubican los usuarios actuales de los servicios de agua potable y alcantarillado, así como las familias que aún no cuentan con los servicios de saneamiento, en este caso se encuentran asentados en la ciudad de Ilave.

El área de Influencia comprende las zonas donde se ubica la población que se beneficiara del proyecto, es decir la zona urbana del distrito de Ilave, el cual está constituido por 37 barrios, 12 urbanizaciones y 6 asociaciones.

Tabla 20.- Barrios, Urbanizaciones y Asociaciones de la Ciudad de Ilave

N°	BARRIO Y/O URBANIZACION
1	BARRIO SAN MIGUEL
2	BARRIO UNION SANTA BARBARA
3	BARRIO ALASAYA
4	BARRIO RAMON CASTILLA
5	BARRIO NUEVO SAN MIGUEL
6	BARRIO SAN JOSE
7	BARRIO SAN SEBASTIAN
8	BARRIO PROGRESO
9	BARRIO PORVENIR MIRAFLORES
10	BARRIO TUPAC AMARU
11	BARRIO JOSE CARLOS MARIATEGTUI I
12	BARRIO UNION ESPERANZA
13	BARRIO JOSE CARLOS MARIATEGTUI II
14	BARRIO 24 DE JUNIO
15	BARRIO SANTA ROSA
16	BARRIO CIUDAD NUEVA
17	BARRIO SAN MARTIN
18	BARRIO NUEVA GENERACION SANTA BARBARA

19	BARRIO ALTO ALIANZA -ILAVE
20	URBANIZACIÓN CRUZANI
21	URBANIZACIÓN NUESTRA SEÑORA DEL CARMEN
22	BARRIO BELLAVISTA
23	URBANIZACIÓN SAN JUAN TEPRO
24	BARRIO LOS OLIVOS
25	URBANIZACIÓN SAN FRANCISCO DE BORJA
26	BARRIO 3 DE MAYO
27	BARRIO BRISAS DEL RIO BLANCO
28	BARRIO CHOJJA PUJO SAN BARBARA
29	BARRIO 1° DE MAYO
30	BARRIO ALTO ALIANZA CHUNTACCOLLO
31	BARRIO PUEBLO LIBRE
32	URBANIZACIÓN LUPACA
33	BARRIO 20 DE FEBRERO
34	URBANIZACIÓN MIGUEL GRAU
35	BARRIO PACHACUTEC
36	BARRIO NUEVA INTEGRACIÓN SAN PABLO
37	URBANIZACION CIUDAD DEL REY
38	ASOCIACIÓN PRO VIVIENDA PANAMERICANA NORTE
39	BARRIO ALTO ILAVE
40	BARRIO UNION NUEVA BELLAVISTA
41	URBANIZACIÓN VIRGEN DEL ROSARIO SAN MIGUEL
42	URBANIZACIÓN VALLECTO
43	ASOCIACIÓN DE VIVIENDAS NUEVO HORIZONTE
44	URBANIZACIÓN VALLE LA RINCONADA
45	ASOCIACION PARQUE AUTOMOTOR - ILAVE
46	ASOCIACIÓN PRO VIVIENDA LOS TRIUNFADORES
47	BARRIO ALTO SANTA BARBARA
48	ASOCIACIÓN DE TALLERES INDUSTRIALES DE SERVICIOS MULTIPLES.
49	BARRIO LOS NARANJALES DE SAN MIGUEL.
50	URBANIZACIÓN LAGO AZUL BALSABE
51	URBANIZACION NUEVO HORIZONTE
52	ASOCIACION PROVIVIENDA 15 DE MAYO
53	CIUDAD SATELITE CONO SUR
54	ALBERTO CUENTAS ZAVALA
55	BARRIO RICARDO PALMA

FUENTE: Padrón de beneficiarios 2016.

3.1.2. Condiciones en las cuales se está brindando el servicio de alcantarillado

3.1.2.1. Proporción de aguas residuales

La proporción de aguas residuales o servidas que se vierten a las redes de alcantarillado en la localidad de Ilave es de 124,063 m³ al mes en promedio, esta cantidad es variable de acuerdo a la temporada de cada año. En el siguiente cuadro se presenta los caudales estimados de ingreso de aguas residuales durante el año 2015 en M³:

Tabla 21.-INGRESO DE AGUAS RESIDUALES DURANTE EL PERIODO 2015

Mes	Ingreso de aguas residuales en m ³	Observación
<i>ene-15</i>	127707	Época de lluvia
<i>feb-15</i>	109479	Época de lluvia
<i>mar-15</i>	127316	Época de lluvia
<i>abr-15</i>	117480	Época de estiaje
<i>may-15</i>	128582	Época de estiaje

<i>jun-15</i>	121472	Época de estiaje
<i>jul-15</i>	126480	Época de estiaje
<i>ago-15</i>	127280	Época de estiaje
<i>sep-15</i>	125890	Época de estiaje
<i>oct-15</i>	124990	Época de estiaje
<i>nov-15</i>	125850	Época de estiaje
<i>dic-15</i>	126230	Época de lluvia
Total	1488756	
Promedio	124063	

FUENTE: UGASS ILAVE 2016

3.1.2.2. Calidad del efluente que sale de la PTAR

Los Análisis Microbiológicos de los efluentes de las aguas residuales vertidas, se encuentran por debajo de los límites máximos permisibles de efluentes de PTAR establecidos en el Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM, siendo estos datos aceptables.

Tabla 22.-ANALISIS DEL VERTIMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

<i>Parámetros a determinar en el estudio</i>	Unidad	Lagunas de estabilización chojjohauira	LMP de efluentes para vertidos a cuerpos de aguas
<i>Aceites y Grasas</i>	mg/L		20
<i>Coliformes Termo tolerantes</i>	Nnmp/100 MI	98.89	10,000
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno</i>	mg/L	53.85	100
<i>Demanda Química de Oxígeno</i>	mg/L		200
<i>pH</i>	Unidad		6.5 a 8.5
<i>Sólidos Totales en suspensión</i>	ML/L		150
<i>Temperatura</i>	°C		< 35

Fuente: Análisis Físico Químico de Agua y análisis Microbiológico Laboratorio del Sur S.R.L.

3.1.2.3. Cantidad de atoros en la red de alcantarillado

Actualmente las Redes de Alcantarillado, presentan continuos problemas de atoros, es así que durante el mes de agosto del presente año 2016 se presentaron en total 18 atoros en una longitud aproximada de 0.1 km (Sistema de

Información de Indicadores UGASS ILAVE), producto de la existencia de basura en las redes de alcantarillado, debido al arrojo de basura al sistema desde los domicilios

3.1.2.4. Interrupción del servicio de alcantarillado y sus causas

La interrupción del servicio de alcantarillado está relacionada a incidencias operativas como atoros, roturas, a la antigüedad y tipo de material de las tuberías.

3.1.3. Diagnóstico del sistema de alcantarillado actual

El sistema de desagüe o alcantarillado sanitario de la ciudad de Ilave, fue diseñado para la evacuación netamente de aguas residuales, que alcanza una cobertura de 96%.

Con los diferentes proyectos que se fueron ejecutando, se fueron mejorando las estructuras de desagüe.

El servicio de alcantarillado actualmente en la localidad de Ilave se cuenta con una red de colectores en una longitud de 57.50 Km. y 885 buzones de inspección que funcionan por gravedad y bombeo; los colectores son de concreto reforzado y buzones accesibles, Además se cuenta con 02 lagunas de oxidación de estabilización para tratamiento de aguas servidas de la población.

En el siguiente cuadro se resume la cantidad de usuarios de los servicios de agua potable y alcantarillado por categorías:

Tabla 23.-CATEGORIA DE USUARIOS DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO AL 18 DE SETIEMBRE DEL AÑO 2016

<i>Categoría de Usuario</i>	Activos	Cortados	Anulados	Total	Distribución
<i>Domestico</i>	5197	2826	0	8023	97.76%

<i>Comercial</i>	118	23	0	141	1.72%
<i>estatal</i>	34	8	0	42	0.51%
<i>Social</i>	1	0	0	1	0.01%
Total	5350	2857	0	8207	1.00

FUENTE.- UGASS ILAVE 2016.

En cuanto al servicio de alcantarillado actualmente existen 8207 conexiones domiciliarias, representado una cobertura del 89%, Respecto a la población total estimada en 29414 habitantes, según el padrón de usuarios de barrios del 2016.

3.1.3.1. Características y estado de los elementos del sistema de alcantarillado sanitario

3.1.3.1.1. Red de colectores principales y secundarios

Actualmente existe un sistema de alcantarillado que cubre parcialmente las descargas de la ciudad de Ilave. El sistema funciona por gravedad y por bombeo cuenta con dos puntos de descarga, las cuales están constituidos por las 02 lagunas de oxidación (CHOJJOHAUIRA y BALSABE) cuya disposición final es hacia el río Ilave. Además, a lo largo de la ribera del río se observan varias descargas informales de aguas servidas.

Por otro lado, la red de colectores del sistema de alcantarillado tiene una longitud de 57.50 Km. (14.50 Km. De red de colectores principales y 43 Km. De red colectora secundaria) y 885 buzones de inspección con profundidades variables entre 1.20 m. a 5.90 m. que funcionan por gravedad y bombeo; del total de colectores 34.5 Km. son de concreto simple normalizado y 23 Km.

Son de PVC y buzones de concreto con tapas de fierro fundido y algunos con tapas de concreto armado accesibles para facilitar la limpieza y mantenimiento de redes.

Tabla 24.-CARACTERISTICAS DE LAS REDES COLECTORAS

<i>Red de Colectores</i>	Longitud	Material	Diámetro
<i>Red de colectores Principales</i>	8.7 Km.	CSN	10"
	5.8 Km.	PVC	12"
<i>Red de Colectores Secundarias</i>	25.8 Km.	CSN	8"
	17.2 Km.	PVC	8"
Total	57.5 Km.		

FUENTE: UGASS ILAVE – 2016

En cuanto al número de conexiones en toda la ciudad de Ilave existen 7710 conexiones domiciliarias, de los cuales 5013 son conexiones activas y 2697 son conexiones inactivas, los que se encuentran clasificadas en domésticas, comerciales, estatales y sociales, que representa a una población beneficiaria de 24,595 habitantes (Considerando una densidad poblacional de 3.19 hab/familia).



Figura 40.-Evolución Del Número De Conexiones De Alcantarillado
Fuente propia

También existe población que no cuenta con redes de alcantarillado y que alcanza aproximadamente a 1510 familias que representa a 4819 habitantes, quienes evacuan sus aguas servidas a la vía pública y en algunos casos directamente a las riberas del río Ilave. Generando mal olor y proliferación de moscos e insectos infectocontagiosas, que dañan la salud humana. Tal como se evidencia en la siguiente imagen.



Figura 41.-Vertimiento De Aguas Residuales Al Rio Ilave.
Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017. Orillas del rio Ilave.

3.1.3.1.2. Cámaras de bombeo de aguas residuales

La ciudad de Ilave tiene un sistema de alcantarillado que funciona por gravedad y por impulsión. Se tienen en total 05 cámaras de bombeo distribuidas en toda la ciudad, el detalle se muestra en la siguiente imagen:

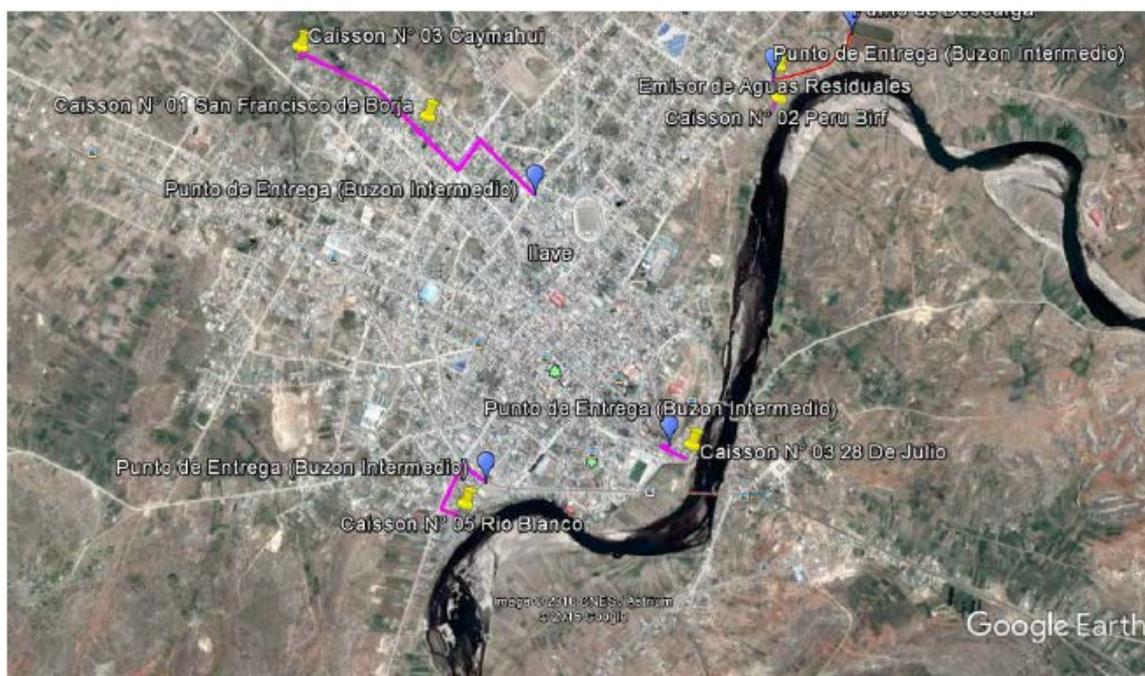


Figura 42.-Camaras De Bombeo De Aguas Residuales De La Ciudad De Ilave

1. Caisson San francisco de Borja

Esta cámara de bombeo de aguas residuales se encuentra ubicada en el barrio san francisco de Borja de la ciudad de Ilave, en la intersección del Jr. Argentina con el Jr. 10 de mayo, el cual fue Efectuada por COLUTE FONAVI, mediante la Empresa INDU-TERM S.R. Ltda. El año 2001.



Figura 43.-CAISSON DE AGUAS SERVIDAS N° 01 “SAN FRANCISCO DE BORJA”
Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

Esta cámara de bombeo está equipada con dos electrobombas de 25 HP y 30 HP, cuyo caudal promedio de evacuación de aguas residuales es de 15 l/s, un tablero de control manual, y opera todos los días aproximadamente 10 horas al día, a partir de las 04:00 a.m. hasta las 14:00 pm.



Figura 44.-Equipamiento De La Cámara De Bombeo De Aguas Residuales San Francisco De Borja
Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

2. Caisson Perú BIRF

Esta cámara de bombeo de aguas residuales se encuentra ubicada en el barrio José Carlos Mariátegui I de la ciudad de Ilave, al lado noreste de la institución educativa secundaria Perú Birf, cerca al río Ilave, el cual fue Efectuada por COLUTE FONAVI, mediante la Empresa INDUTERM S.R. Ltda. El año 2001.



Figura 45.-Caisson De Aguas Servidas N° 02 "Peru Birf"

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

Esta cámara de bombeo está equipada con dos electrobombas de 35 HP y 30 HP, cuyo caudal promedio de evacuación de aguas residuales es de 30 l/s, 02 tableros de control manual, y opera todos los días aproximadamente, durante las 24 horas.



Figura 46.-Equipamiento Del Caisson De Aguas Servidas N° 02 "Peru Birf"

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

3. Caisson 28 de Julio

Esta cámara de bombeo de aguas residuales se encuentra ubicada en el barrio Progreso de la ciudad de Ilave, en la intersección del Jr. 02 de mayo con el Jr. Revolución, cerca al río Ilave, el cual fue construido por COLUTE FONAVI, mediante la Empresa INDU-TERM S.R. Ltda. El año 2001.



Figura 47.-Caisson De Aguas Servidas N° 03 “28 De Julio”

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

Esta caseta de bombeo está equipada con una electrobomba de 15 HP, cuyo caudal promedio de evacuación de aguas residuales es de 15 l/s, cuenta con 01 tablero de control manual, y opera todos los días solamente una hora/día.



Figura 48.-Equipamiento Del Caisson De Aguas Servidas N° 03 “28 De Julio”

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

4. Caisson Caymahui

Esta cámara de bombeo de aguas residuales se encuentra ubicada en la Urbanización Miguel Grau de Caymahui de la ciudad de Ilave, en la intersección del Jr. Los Olivos con la Av. Argentina, el cual fue construido por LA Municipalidad Provincial de El Collao-Ilave en el año 2013.



Figura 49.-Caisson De Aguas Servidas N° 04 “Caymahui”

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

Esta caseta de bombeo está equipada con dos electrobombas de 15 HP cada una, cuyo caudal promedio de evacuación de aguas residuales es de 10 l/s, cuenta con 01 tablero de control manual, y opera todos los días solamente una hora/día.



Figura 50.-Equipamiento Del Caisson De Aguas Servidas N° 04 “Caymahui”

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

5. Caisson Rio Blanco Cono Sur

Esta cámara de bombeo de aguas residuales se encuentra ubicada en la Urbanización 24 de junio de la ciudad de Ilave, en la intersección del Jr. Miguel odrias con la prolongación del Jr. Apurímac, el cual fue construido por La Municipalidad Provincial de El Collao Ilave en el año 2015.



Figura 51.-Caisson De Aguas Servidas N° 05 “Rio Blanco”

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

Esta caseta de bombeo está equipada con un grupo electrógeno, constituido por motor diésel, el cual genera electricidad para el funcionamiento de la electrobomba de 15 HP, cuyo caudal promedio de evacuación de aguas residuales es de 5 l/s, cuenta con 01 tablero de control manual, y opera tres días a la semana y solamente 3 horas/día.



Figura 52.-Equipamiento Del Caisson De Aguas Servidas N° 05 “Rio Blanco”

Fuente propia. Foto tomada 06/06/2017.

3.1.3.1.3. Líneas de impulsión de aguas residuales

✓ Primera línea de impulsión

Bombee el agua residual desde la cámara de bombeo San francisco de Borja hasta el buzón ubicado en la intersección de la Av. América con el Jr. Lima, esta línea de impulsión es de tubería PVC DE 8" y tiene una extensión de 726 ml., y data del año 2001, su estado de conservación es regular.

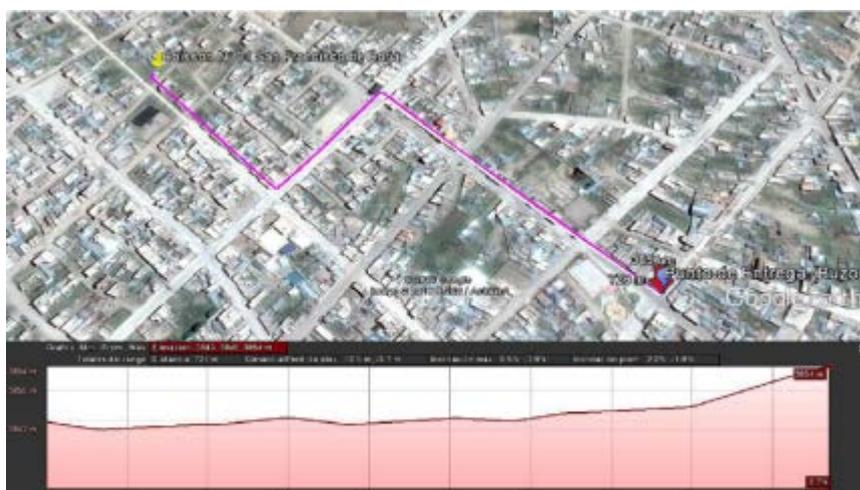


Figura 53.-LINEA DE IMPULSION N° 01 "CAISSON SAN FRANCISCO DE BORJA"

Fuente: Propia

✓ Segunda línea de impulsión

Bombee el agua residual desde la cámara de bombeo Peru Birf hasta el buzón ubicado en la intersección de la carretera de acceso al Camal, esta línea de impulsión es de tubería PVC DE 8" y tiene una extensión de 129 ml., y data del año 1999, su estado de conservación es regular.



Figura 54.-LINEA DE IMPULSION N° 02 “CAISSON PERU BIRF”
Fuente: Propia

✓ *Tercera línea de impulsión*

Bombee el agua residual desde la cámara de bombeo Peru Birf hasta el buzón ubicado en la Prolongación del Jr. 28 de Julio, esta línea de impulsión es de tubería PVC DE 12” y tiene una extensión de 163 ml., y data del año 1999, su estado de conservación es regular.

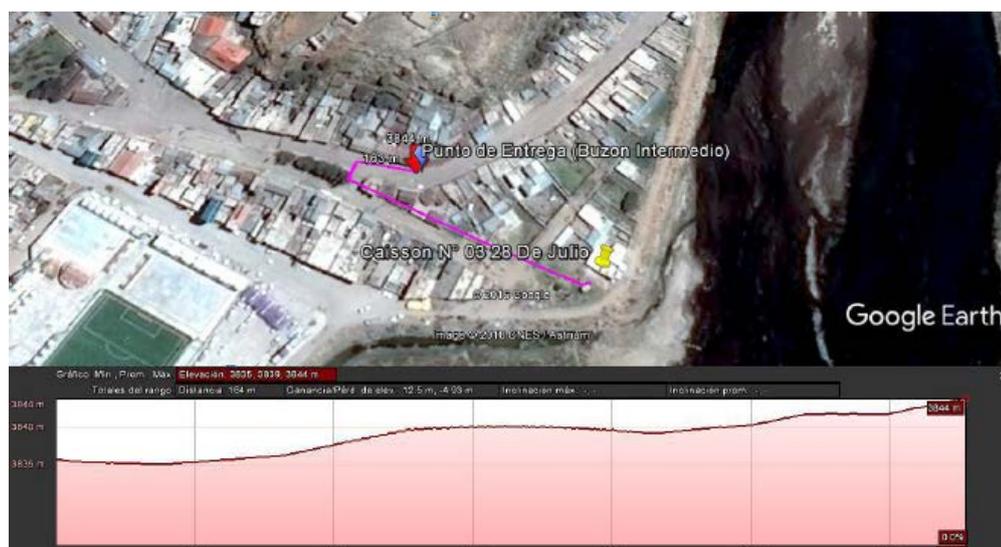


Figura 55.-LINEA DE IMPULSION N° 03 “CAISSON 28 DE JULIO”
Fuente: Propia

✓ *Cuarta línea de impulsión*

Bombee el agua residual desde la cámara de bombeo Caymahui hasta el buzón de entrega ubicado en la intersección de la Av. América con el Jr. Lima, esta línea de impulsión es de tubería PVC DE 8” y tiene una extensión de 1390 ml., y data del año 1999, su estado de conservación es regular.

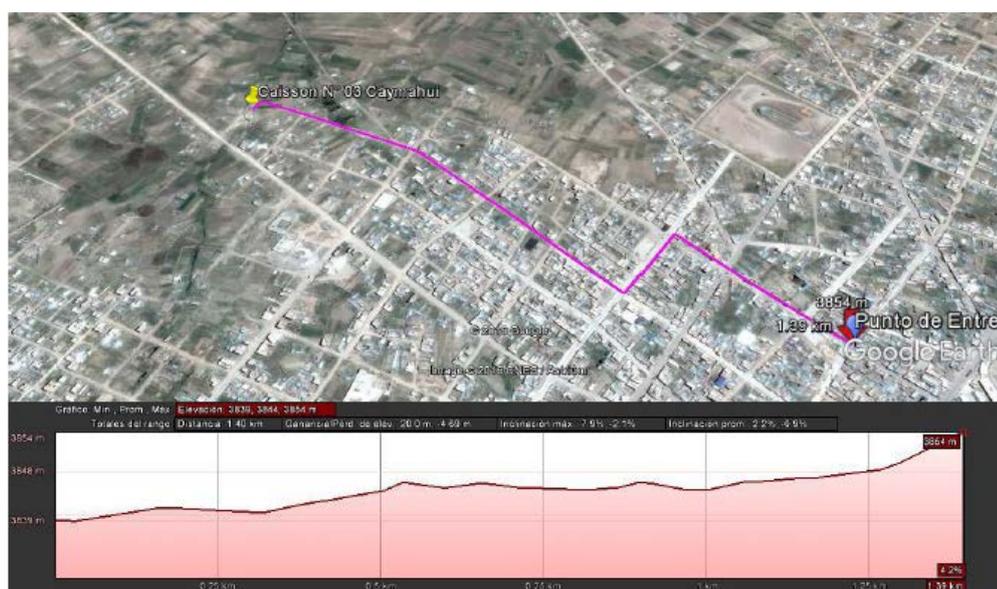


Figura 56.-LINEA DE IMPULSION N° 04 “CAISSON 28 DE JULIO”
Fuente: Propia

✓ *Quinta línea de impulsión*

Bombee el agua residual desde la cámara de bombeo Rio Blanco hasta el buzón de entrega ubicado en la Av. Panamericana, esta línea de impulsión es de tubería PVC DE 8” y tiene una extensión de 1390 ml., y data del año 2015, su estado de conservación es regular.



Figura 57.-LINEA DE IMPULSION N° 05 “CAISSON 28 DE JULIO”

Fuente: Propia

3.1.3.1.4. Intercepción de emisores

Los emisores que transportan las aguas residuales desde la red colectora hasta la laguna de oxidación de estabilización denominado CHO-JJOHAUIRA para el tratamiento de aguas servidas de la población que vive en la ciudad de Ilave, está conformado por tubería PVC de 10”, en un tramo de 424.01 ml. la cual fue instalada en el año 2001. Y su estado de conservación es regular.

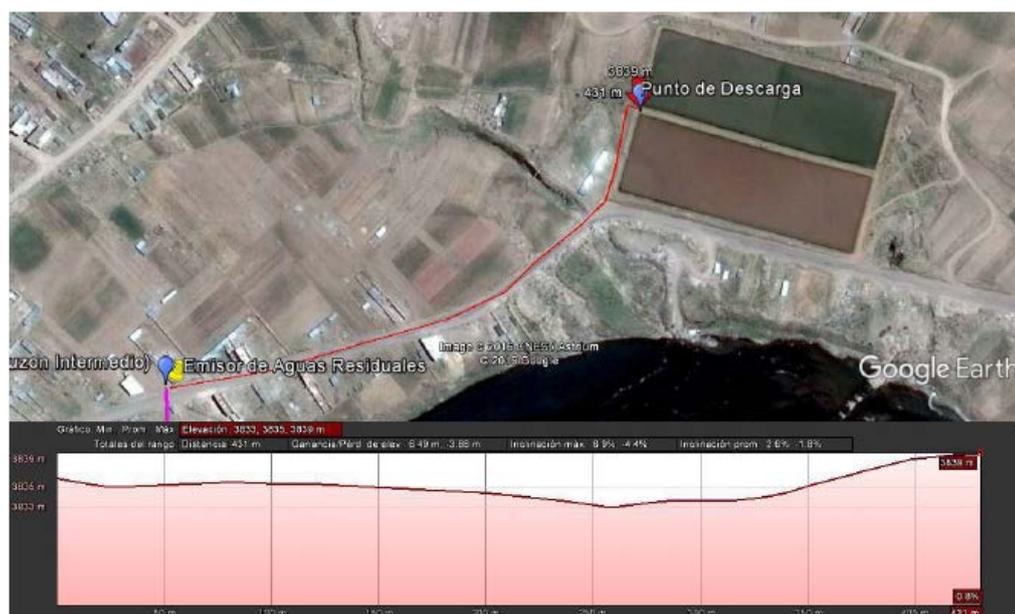


Figura 58.-INTERCEPTOR EMISOR DE AGUAS RESIDUALES

Fuente: Propia

Tabla 25.- Obras existentes antes del ingreso a la lagunas de estabilización.

OBRAS EXISTENTES ANTES DEL INGRESO A LA LAGUNA DE ESTABILIZACION			
ESTRUCTURAS		ESTADO ACTUAL	
REDES			
Red de Colectores	Longitud	Material	Diámetro
<i>Red de colectores Principales</i>	8.7 Km.	CSN	10"
<i>Red de Colectores Secundarias</i>	5.8 Km.	PVC	12"
	25.8 Km.	CSN	8"
	17.2 Km.	PVC	8"
CAMARA DE BOMBEO DE AGUAS RESIDUALES			
Año de Ejecución	Bombas	Qprom	Tiempo, funcionamiento
N° 01 Caisson San Francisco de Borja			
2001	25HP, 30HP	15 l/s	10 horas al día
N° 02 Caisson Perú Birf			
2001	35HP,30HP	30 l/s	24 horas al día
N° 03 28 de Julio			
2001	15HP	15 l/s	01 horas al día
N° 04 Caymahui			
2013	15 HP	10 l/s	01 horas al día
N° 05 Rio Blanco cono sur			
2015	15 HP	5 l/s	Tres días a la semana y 03 horas al día

FUENTE: Elaboración propia.

3.1.4. Monitoreo y evaluación de la operatividad de la laguna de estabilización existente

3.1.4.1. Descripción

En la parte este de la ciudad en las coordenadas UTM Este: 433090 Norte: 8222795, a una altitud promedio de 3826 msnm existe una laguna de oxidación de estabilización para tratamiento de aguas servidas de la población que vive en dicha zona, denominado CHOJJOHAUIRA el cual está conformado por 2 lagunas primarias, cuyas longitudes son de 180 m.l. de largo por 54 m.l. de ancho con tirante de flujo de 1.50 m. cada laguna y su disposición final es al Rio Ilave, y fue construida en el año 2001.

- ✓ La laguna de Oxidación Chojjohauira tienen las siguientes características técnicas:

✚	Laguna de estabilización de 180 ml. de largo por 54 ml. de ancho.	
✚	Periodo de retención	: 3.16 días
✚	Área total	: 0.965 Has
✚	Lagunas Primarias	: 02 Unidades
✚	Profundidad	: 1 a 1.50 m.
✚	Borde libre	: 0.5 m.
✚	Inclinación de taludes	: 3 m.
✚	Cuerpo receptor	: Rio Ilave

3.1.4.2. Muestreo

El monitoreo tomo un periodo de 30 días, en los cuales se recolectaron las siguientes informaciones:

- ✓ Coordinación con la EPS UGASS-ILAVE.
- ✓ Recopilación de datos
- ✓ Población servida
- ✓ Edad de las lagunas
- ✓ Copia de planos
- ✓ Evaluación física de la laguna, toma de muestras.

El programa de muestreo que se aplicó para caracterizar el agua residual de la ciudad de Ilave, comprendió en su primera fase, visitas de campo que permitieron obtener información básica respecto a los sistemas prestadores del servicio de agua potable, puntos de descargas del alcantarillado sanitario, características del cuerpo receptor y definir el sitio más idóneo para el posible tratamiento.

Para la evaluación de las diferentes características de las aguas residuales, se siguieron los métodos normales y/o estándar; además de una caracterización acertada de las aguas residuales. Se requirió una técnica apropiada de muestreo que asegure resultados representativos del caudal global de aguas residuales y no solamente del caudal que circula en el instante del muestreo.

En general, para que la muestra sea representativa, se optó por sitios de muestreo con flujo muy turbulento, donde las aguas residuales estuvieron muy mezcladas; sin embargo, el sitio de muestreo se seleccionó de acuerdo con el problema individual de estudio, el periodo de muestreo dependió del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de recursos económicos y de los propósitos del programa de muestreo.

Muestras instantáneas o muestras simples, representan solamente las características del agua residual para el instante de muestreo y, en la mayoría de los casos, pueden no ser representativas de un periodo prolongado puesto que estas características varían con el tiempo.

Igualmente se prefieren muestras compuestas, o mezclas de muestras simples o instantáneas, para asegurar representatividad y detectar efectos de la descarga variable de los diferentes contaminantes.

El análisis previo de los usos del agua y de las fuentes contaminantes para la elaboración de diagramas de flujo formular más apropiadamente un programa de muestreo.

Las muestras simples son particularmente deseables cuando el flujo de agua residual no es continuo, cuando la descarga de contaminantes es intermiten-

te, cuando las características del residuo son relativamente constantes o cuando el parámetro que se va a analizar pueden cambiar de manera significativa durante el periodo de muestreo.

Por otro lado en este capítulo se analizara la composición físico-química y bacteriológica del agua residual urbana de la ciudad de Ilave.

La caracterización del agua residual urbana, se efectuó mediante la determinación de los parámetros más representativos de su composición los cuales son: pH, Sólidos en suspensión, DBO, DQO, Coliformes totales, Escherichia Coli.

3.1.4.2.1. Toma de muestras

El objetivo de la toma de muestras In-situ, fue la obtención de un volumen de agua residual, que fuera lo suficientemente pequeño para que sea transportado con facilidad y manipulado en el laboratorio sin que deje de ser representativo de la fuente que se desea caracterizar. Fue necesario haber sido capacitado para realizar el muestreo y tener clara conciencia de la responsabilidad de esta operación, con objeto de garantizar que el resultado analítico represente la composición real.



Figura 59.- Toma de Muestras In Situ

Foto tomada en 04/05/2017 07:50 am. Laguna de estabilización de la ciudad de Ilave.

(a) Punto de muestreo

Se ha identificado tres puntos de muestreo, en función a los componentes de la PTAR:

1. Ingreso a la laguna de estabilización (afluente)



Figura 60.- Foto Ingreso de PTAR

Foto tomada en 04/05/2017 07:59 am. Laguna de estabilización de la ciudad de Ilave, AFLUENTE.

2. Dentro de la laguna de estabilización (parte intermedia)



Figura 61.- Foto parte Intermedia de PTAR.

Foto tomada en 04/05/2017 08:07 am. Laguna de estabilización de la ciudad de Ilave, Medio de Laguna.

3. Salida de la laguna de estabilización (efluente de la laguna)



Figura 62.- Foto punto de salida.

Foto tomada en 04/05/2017 08:21 am. Laguna de estabilización de la ciudad de Ilave, Punto de salida, contacto con el cuerpo receptor.

4. Aguas arriba del punto del punto de contacto con el cuerpo receptor.



Figura 63.- Foto Muestra cuerpo Receptor

Foto tomada en 04/05/2017 08:29 am. Riode la ciudad de Ilave, Aguas arriba del punto de contacto aguas residuales vs. Cuerpo receptor.

Para la tercera muestra, el lugar ideal de muestreo fue antes de que la descarga ingrese a un curso de agua (cuerpo receptor), en este caso al río *Winqi*.

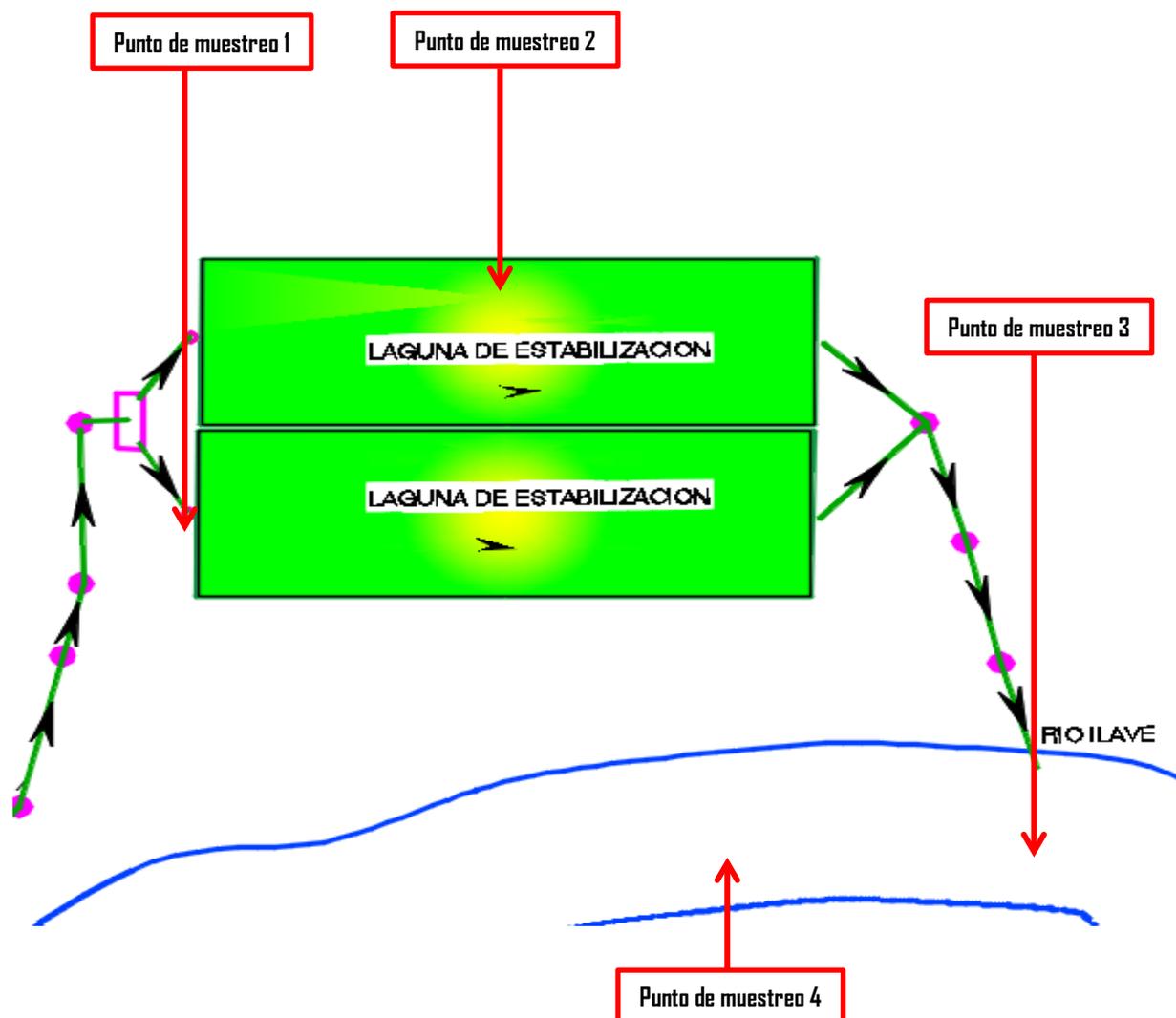


Figura 64.-ESQUEMA DE UBICACION DE PUNTOS DE MUESTREO

Punto de muestreo Nro. 1: E: 432997.05 N: 8222783.12

Punto de muestreo Nro. 2: E: 433083.61 N: 8222761.32

Punto de muestreo Nro. 3: E: 433218.12 N: 8222606.60

Punto de muestreo Nro. 4: E: 433178.11 N: 8222617.33

WGS84 Zona 19L, Fuente Propia con el uso de GPS.

Los puntos de muestreo al ingreso y salida de la PTAR, se consideran los principales, en vista de que estos muestran la eficiencia de la planta, también el segundo punto de muestreo nos brindara en qué estado se está tratando biológicamente las aguas residuales, cabe recalcar que para efectuar el balance de masas se optó por tomar una muestra del cuerpo receptor aguas arriba del punto de entrega a este.

(b) Equipo de muestreo

En cada muestreo se ha utilizado:

- Botellas de Vidrio con capacidad de 1 litro para la toma de muestras de agua residual destinadas al análisis físico-químico, lavadas y esterilizadas con una solución de permanganato de potasio y ácido sulfúrico.
- 1 botella con boca ancha para aceites y grasas, debidamente esterilizadas.
- Equipo de refrigeración apropiado para transporte de las muestras.
- Balde de volumen conocido.
- 1 Cronómetro
- 1 Termómetro
- Cinta para etiquetar las muestras
- Botas.
- Lentes.
- Guantes apropiados.
- Mascarilla.
- Mandil.

(c) Procedimiento de muestro

El método de muestreo fue desarrollado siguiendo los procedimientos del anexo *RM-273-2013-MVCS* de la Oficina de Medio Ambiente(OMA) denominado **PROTOCOLO DE MONITOREO DE LA CALIDAD DE LOS EFLUENTE DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE**

AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS O MUNICIPALES. Ítem**6.4.3. Muestreo.**

- ✓ La toma de la primera muestra se realizó a las 08:00 para ensayos físicoquímicos en la botella de vidrio. Cabe recalcar que las muestras recolectadas fueron simples.
- ✓ Para la toma de muestras bacteriológicas se escogieron una hora pico, 12h00, recolectándose 1 muestra.

Pasos:

- ✚ Identificar correctamente cada una de las muestras, indicando: la fecha, hora, sitio de toma, origen del agua, temperatura de la muestra.
- ✚ Seguidamente se a homogenizado la muestra en un recipiente antes de efectuar el muestreo.

**Figura 65.- Toma de Muestra para DBO.**

Foto tomada en 04/05/2017 07:59 am. (Ingreso de PTAR)

- ✚ Luego introducir un recipiente en la muestra homogenizada para extraer la muestra en el envase de vidrio.



Figura 66.- Muestra en recipiente.

Foto tomada en 04/05/2017 07:59 am. (Ingreso de PTAR)

- ✚ Sellar y colocar en una caja apropiada para su conservación de $\pm 4^{\circ}\text{C}$, tener en cuenta que la muestra no debe exponerse a los rayos del sol.



Figura 67.- Muestras en caja.

Muestras tomadas:



Figura 68.- Punto de Muestra 01
Foto tomada en 04/05/2017 07:59 am. (Ingreso de PTAR)



Figura 69.- Punto de Muestra 02
Foto tomada en 04/05/2017 08:15 am. (Parte media de PTAR)



Figura 70.- Punto de Muestra 03.
Foto tomada en 04/05/2017 08:24 am. (Efluente de PTAR)



Figura 71.- Punto de Muestra 04
Foto tomada en 04/05/2017 08:32 am. (Rio Aguas arriba)

3.1.4.2.2. Aforo de aguas residuales

El aforo de las aguas residuales al ingreso de la PTAR, se coordinó con la Unidad de Gestión Administrativa de Servicios de Saneamiento de Ilave UGASS-ILAVE, para tener datos más representativos y exactos, efectuando independientemente el aforo por el método volumétrico, con el uso de un recipiente de un volumen de 50 litros, además de un cronometro, para la determinación del caudal; por otro lado se solicitó a la UGASS-ILAVE datos de caudales que ingresan a la PTAR (Laguna de estabilización CHOJOJAHUIRA), al cual se tuvo respuesta y obteniendo las siguientes mediciones que son acreditados por dicha entidad mediante un ***CERTIFICADO DE MONITOREO***:

Datos del certificado de monitoreo Nro. 01-*MEDICION DE CAUDAL DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN CHOJOJAHUIRA HORARIO*

Tabla 26.- Medición de Caudal PTAR ILAVE sector CHOJOJAHUIRA Horario

TIEMPO	CAUDAL	OBSERVACIÓN
00 Horas	2.5 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
01 Horas	2.5 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
02 Horas	2.5 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
03 Horas	11.4 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
04 Horas	13.3 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
05 Horas	49.4 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
06 Horas	48.5 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
07 Horas	48.2 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
08 Horas	48.2 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
09 Horas	47.2 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
10 Horas	35.6 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
11 Horas	32.5 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
12 Horas	45.9 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
13 Horas	33.2 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
14 Horas	30.3 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
15 Horas	25.6 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
16 Horas	28.1 L/seg.	METODO VOLUMETRICO

17 Horas	26.1 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
18 Horas	27.3 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
19 Horas	25.8 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
20 Horas	18.1 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
21 Horas	15.3 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
22 Horas	10.1 L/seg.	METODO VOLUMETRICO
23 Horas	2.6 L/seg.	METODO VOLUMETRICO

FUENTE: CERTIFICADO DE MONITOREO FECHA:14/05/2017 (Ver Anexo).

Datos del certificado de monitoreo Nro. 02-MEDICION DE CAUDAL DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACIÓN CHOJOJAHUIRA, en las siguientes fechas:

Tabla 27.-Medición de Caudal PTAR ILAVE sector CHOJOJAHUIRA Días más Críticos.

Nro.	FECHA	HORA	CAUDAL	OBSERVACION
1	30/04/2017	7 am.	48 l/s	METODO VOLUMETRICO
2	06/05/2017	11 pm.	2.4 l/s	METODO VOLUMETRICO
3	07/05/2017	6:55 am.	49 l/s	METODO VOLUMETRICO
4	13/05/2017	11:30 pm.	2.6 l/s	METODO VOLUMETRICO
5	14/05/2017	6:30 am.	48 l/s	METODO VOLUMETRICO
6	20/05/2017	12 am.	2.1 l/s	METODO VOLUMETRICO
7	21/05/2017	7:30 am.	47 l/s	METODO VOLUMETRICO
8	22/05/2017	6:30 am.	50 l/s	METODO VOLUMETRICO
9	24/05/2017	6:30 am.	49 l/s	METODO VOLUMETRICO
10	29/05/2017	6:30 am.	50 l/s	METODO VOLUMETRICO

FUENTE: CERTIFICADO DE MONITOREO (Ver Anexo).

3.1.4.2.3. Medición de la temperatura en las muestras

Con respecto a la temperatura de la PTAR, esta se ha medido en campo con un equipo multiparámetro, cada vez que se hizo el monitoreo de las aguas residuales (Toma de Muestras).

En cada muestreo se tomó la temperatura inmediatamente después de la recolección de la muestra.

Tabla 28.- TEMPERATURA DE AGUA Y AIRE

TEMPERATURA

Nombre de EPS:	UGASS-ILAVE		
Nombre de PTAR:	CHOJOJAHUIRA		
Ubicación de PTAR:	COSTADO DEL RIO ILAVE SECTOR CHOJOJAHUIRA		
Coordenadas:	WGS84 19L E: 432997.10 N: 8222783.63		
Localidad:	Distrito:	Provincia:	Departamento:
Ilave	Ilave	El Collao	Puno
FECHA:	Domingo, 14 de Mayo de 2017		
Nro. Muestreo	Hora	Temp. AGUA M 01 (°C)	Temp. AIRE M 02 (°C)
1	06:00:00 a.m.	4.1	5.5
2	07:00:00 a.m.	4.9	6.8
3	08:00:00 a.m.	4.8	9.4
4	09:00:00 a.m.	9.3	10.8
5	10:00:00 a.m.	13	14.1
6	11:00:00 a.m.	14.7	16.7
7	12:00:00 p.m.	17.4	21.9
8	01:00:00 p.m.	20	22.2
9	02:00:00 p.m.	18	22.0
10	03:00:00 p.m.	14.9	16.4
11	04:00:00 p.m.	11.2	12.9
12	05:00:00 p.m.	15.1	11.2
13	06:00:00 p.m.	11.7	5.1
14	07:00:00 p.m.	11.2	5.8
15	08:00:00 p.m.	10.7	4.4
16	09:00:00 p.m.	12.2	3.1
17	10:00:00 p.m.	8.3	2.6
18	11:00:00 p.m.	8.0	2.1
19	12:00:00 a.m.	7.5	2.2
20	01:00:00 a.m.	7.1	0.6
21	02:00:00 a.m.	4.6	2.6
22	03:00:00 a.m.	4.3	1.6
23	04:00:00 a.m.	4.5	1.9
24	05:00:00 a.m.	4.62	3.0
TEMP PROM:		10.1 °C	8.5 °C
TEMP MAX:		20.0 °C	22.2 °C
TEMP MIN:		4.1 °C	1.6 °C

FUENTE: Datos obtenidos en el ingreso de la PTAR InSitu.

3.1.4.2.4. Análisis de laboratorio

Se ha realizado 01 monitoreo de las aguas residuales de la PTAR de la ciudad de Ilave en el sector *CHOJOJAHUIRA*, de los cuales de efectuaron en el *LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD de la facultad*

de Ingeniería Química, de la Universidad Nacional de Altiplano; también el análisis microbiológico fue realizada en los laboratorios de la *FACULTAD DE CIENCIAS DE LA SALUD (dirección de estudios de la carrera profesional de medicina)*, de la Universidad nacional del alti-plano; para tal efecto se adjunta en el anexo el Certificado de Análisis.

Para esta etapa consistió en efectuar los ensayos de laboratorio correspondientes a cada uno de los parámetros físico químico y bacteriológico (Los más representativos), los cuales nos permitieron caracterizar las aguas residuales.

3.1.4.2.4.1. Resultados de laboratorio

Tabla 29.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, INGRESO DE LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Resultados Parámetros Físico-Químicos			
<i>Parámetros</i>	Unidad	Resultados	Método
<i>Potencial de Hidrógeno (pH)</i>	pH	8.00	Electrométrico
<i>Sólidos Suspensión (SS)</i>	mg/L	<0.10	Colorimetría
<i>Conductividad Eléctrica</i>	<i>uS/cm</i>	960.30	Electrométrico
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	224.10	Digestión Cerrada
<i>Demanda Química de Oxígeno (DQO)</i>	mg/L	560.00	Digestión Cerrada
<i>Aceites y grasas</i>	mg/L	1.80	Gravimetría

FUENTE: Certificado de Análisis Nro. 0063 L.Q-2017, Código de Muestra B -2080/01, Muestreo: 04/05/2017, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo).

Tabla 30.- RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLOGICO AL INGRESO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Resultados de análisis microbiológico

<i>Parámetros Bacteriológicos</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>
<i>Coliformes totales (35 °C)</i>	(NMP/100 ml)	8.9
<i>Escherichia Coli (44.5 °C)</i>	(NMP/100 ml)	5.6

FUENTE: Certificado de Análisis M/01, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo)

Tabla 31.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, DENTRO DE LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Resultados Parámetros Físico-Químicos			
<i>Parámetros</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>	<i>Método</i>
<i>Potencial de Hidrógeno (pH)</i>	pH	8.00	Electrométrico
<i>Sólidos Suspensión (SS)</i>	mg/L	25.17	Colorimetría
<i>Conductividad Eléctrica</i>	μ S/cm	870.0	Electrométrico
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	284.8	Digestión Cerrada
<i>Demanda Química de Oxígeno (DQO)</i>	mg/L	712.0	Digestión Cerrada
<i>Aceites y grasas</i>	mg/L	6.08	Gravimetría

FUENTE: Certificado de Análisis Nro. 0064 L.Q-2017, Código de Muestra B -2080/02, Muestreo: 04/05/2017, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo).

Tabla 32.- RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLÓGICO DENTRO DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Resultados de análisis microbiológico		
<i>Parámetros Bacteriológicos</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>
<i>Coliformes totales (35 °C)</i>	(NMP/100 ml)	9.5
<i>Escherichia Coli (44.5 °C)</i>	(NMP/100 ml)	4.1

FUENTE: Certificado de Análisis M/02, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo)

Tabla 33.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, SALIDA DE LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Resultados Parámetros Físico-Químicos			
<i>Parámetros</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>	<i>Método</i>
<i>Potencial de Hidrógeno (pH)</i>	pH	7.91	Electrométrico
<i>Sólidos Suspensión (SS)</i>	mg/L	120.01	Colorimetría
<i>Conductividad Eléctrica</i>	μ S/cm	890.0	Electrométrico
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	240.0	Digestión Cerrada
<i>Demanda Química de Oxígeno (DQO)</i>	mg/L	600.0	Digestión Cerrada
<i>Aceites y grasas</i>	mg/L	3.20	Gravimetría

FUENTE: Certificado de Análisis Nro. 0065 L.Q-2017, Código de Muestra B -2080/03, Muestreo: 04/05/2017, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo).

Tabla 34.- RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLOGICO EN LA SALIDA DE LA LAGUNA DE ESTABILIZACION.

Resultados de análisis microbiológico		
<i>Parámetros Bacteriológicos</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>
<i>Coliformes totales (35 °C)</i>	(NMP/100 ml)	3.2
<i>Escherichia Coli (44.5 °C)</i>	(NMP/100 ml)	1.1

FUENTE: Certificado de Análisis M/03, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo)

Tabla 35.- RESULTADOS DE LOS PARAMETROS FISICO-QUIMICOS, CUERPO RECEPTOR.

Resultados Parámetros Físico-Químicos			
<i>Parámetros</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>	<i>Método</i>
<i>Potencial de Hidrógeno (pH)</i>	pH	8.30	Electrométrico
<i>Sólidos Suspensión (SS)</i>	mg/L	110.96	Colorimetría
<i>Conductividad Eléctrica</i>	μ S/cm	350.02	Electrométrico
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	2.02	Digestión Cerrada
<i>Demanda Química de Oxígeno (DQO)</i>	mg/L	5.04	Digestión Cerrada

<i>Aceites y grasas</i>	mg/L	<0.10	Gravimetría
-------------------------	------	-------	-------------

FUENTE: Certificado de Análisis Nro. 0066 L.Q-2017, Código de Muestra B -2080/04, Muestreo: 04/05/2017, Análisis: 04/05/2017. (Ver Anexo).

Tabla 36.- RESULTADOS DE ANALISIS MICROBIOLOGICO EN CUERPO RECEPTOR.

<i>Resultados de análisis microbiológico</i>		
<i>Parámetros Bacteriológicos</i>	<i>Unidad</i>	<i>Resultados</i>
<i>Coliformes totales (35 °C)</i>	(NMP/100 ml)	71.8
<i>Escherichia Coli (44.5 °C)</i>	(NMP/100 ml)	31.1

FUENTE: Certificado de Análisis M/04, Analisis:04/05/2017.(Ver Anexo)



Figura 72.- TOMA DE MUESTRAS PARA ANALISIS FISICO QUIMICO.



Figura 73.- MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL EN EL LABORATORIO PARA ANALISIS

Tabla 37.- REPORTE DE LA DBO DE UGASS-ILAVE 2017-2016.



DEMANDA BIOQUIMICA DE OXIGENO (DBO)

RFP: 32

DATOS			AÑO 2016-2017											
PARAMETRO	UND	CURSO	MESES											
			ENE 2017	FEB 2017	MAR 2017	ABR 2017	MAY 2017	JUN 2016	JUL 2016	AGO 2016	SEP 2016	OCT 2016	NOV 2016	DIC 2016
DBO	mg/l	AFLUENTE	212.81	224.63	271.92	295.57	260.1	295.57	263.45	283.74	288.94	312.53	300.74	212.28
		EFLUENTE	50.02	45.57	63.66	66.91	59.11	81.85	86.4	86.4	92.99	122.47	81.65	86.18
		REM. BIOL.%	0.7650	0.7971	0.7659	0.7736	0.7727	0.7231	0.6720	0.6955	0.6782	0.6081	0.7285	0.5940
		μ(LMP 10 mg/l)	-4.002	-3.557	-5.366	-5.691	-4.911	-7.185	-7.64	-7.64	-8.299	-11.247	-7.165	-7.618

FUENTE: UGASS-ILAVE del año 2016-2017.

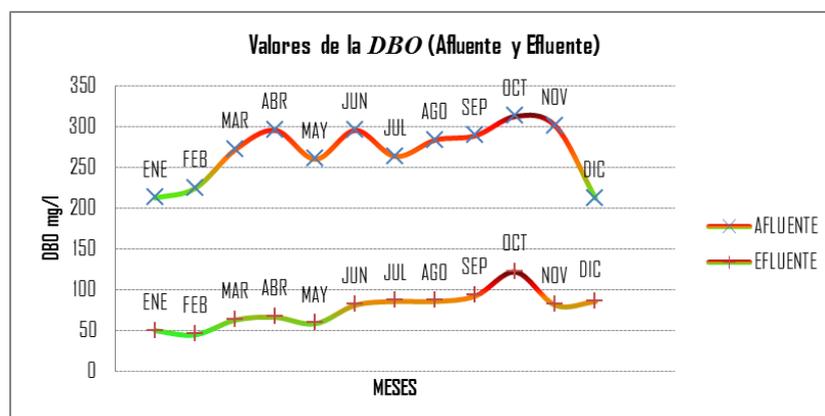




Tabla 38.-REPORTE DE COLIFORMES DE UGASS-ILAVE 2016-2017.

BIOSISTEMA		CURSO		MES AÑO 2016-2017												RFP:
PARAMETROS DE COLIMETRIA (AFLUENTE/EFLUENTE)														32		
		ENE 2017	FEB 2017	MAR 2017	ABR 2017	MAY 2017	JUN 2016	JUL 2016	AGO 2016	SEP 2016	OCT 2016	NOV 2016	DIC 2016			
COLIFORMES TOTALES	AFLUENTE	5.70E+07	2.80E+07	5.00E+07	4.20E+07	1.80E+07	5.00E+07	4.30E+07	2.70E+07	4.80E+07	8.00E+07	9.80E+07	7.40E+07			
	EFLUENTE	1.20E+05	8.00E+04	3.10E+05	2.20E+05	3.50E+05	6.80E+05	5.80E+05	6.20E+05	4.10E+05	1.40E+05	6.00E+05	9.80E+05			
COLIFORMES FECALES	AFLUENTE	2.20E+07	1.50E+07	1.80E+07	1.40E+07	1.10E+07	1.80E+07	1.80E+07	1.20E+07	1.50E+07	2.30E+07	1.20E+07	8.00E+06			
	EFLUENTE	4.00E+04	3.00E+04	9.00E+04	1.20E+05	2.20E+05	1.80E+05	2.50E+05	1.90E+05	1.20E+05	6.80E+05	9.00E+04	1.00E+05			

FUENTE: UGASS-ILAVE del año 2016-2017.

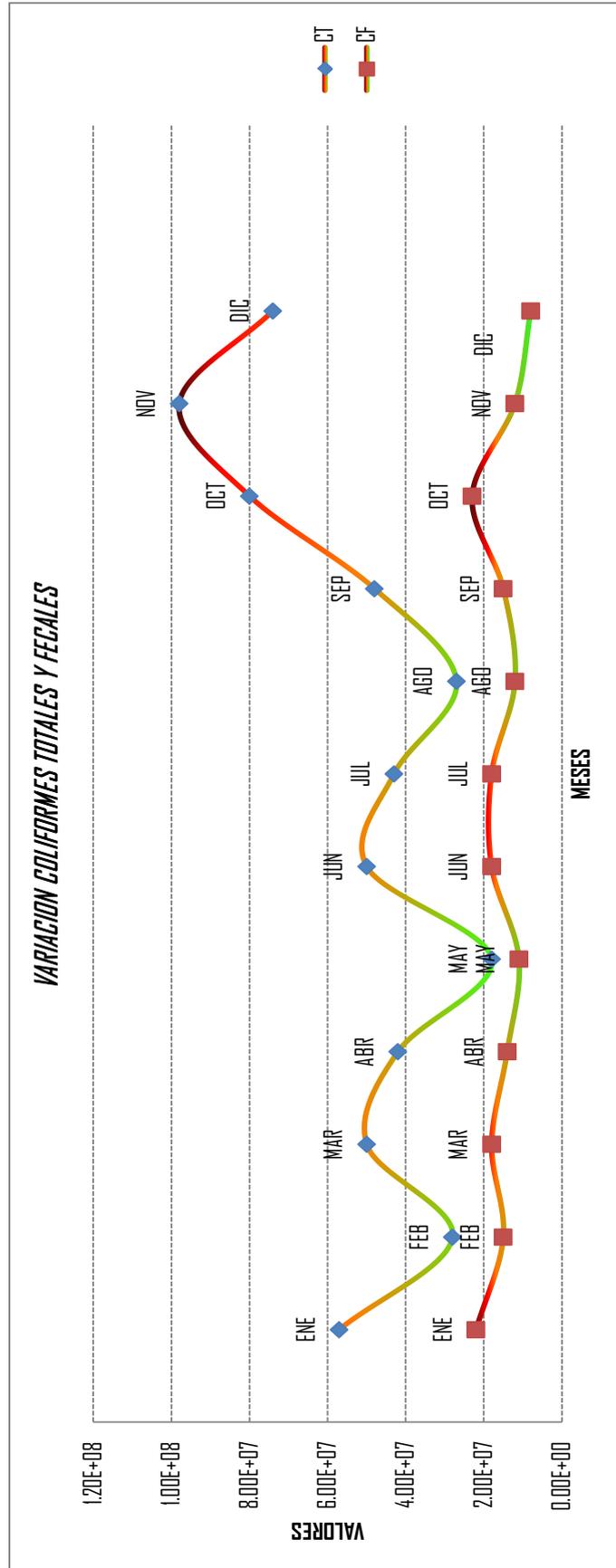


Tabla 39.- Comparación de la Norma y Resultados Obtenidos

<i>Comparación de LMP Vs Resultados de Laboratorio</i>					
Parámetros	Unidad	LMP DS N° 003-2010-MINAM	Muestra tomada en el efluente de la Ptar	Resultados	Conclusión
<i>Potencial de Hidrógeno (pH)</i>	Unidad	6.5-8.5		7.91	Está en el Margen
<i>Sólidos Suspensión (SS)</i>	mg/L	150		120.01	No Cumple
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	100		240	No Cumple
<i>Demanda Química de Oxígeno (DQO)</i>	mg/L	200		600	No Cumple
<i>Temperatura</i>	°C	<35		<0.10	Está en el Margen

FUENTE: Elaboración Propia

3.1.4.2.5. Análisis y discusión de resultados

Con respecto al *caudal* se efectuó un aforo, también se contó con los datos obtenidos que realizó la UGASS-ILAVE de los cuales se tiene:

De la medición del caudal según los datos obtenidos en la etapa de monitoreo es (Durante 01 año de Monitoreo):

- ✓ Flujo de entrada promedio horas punta:
Es 48.0 l/s. (De 4:00 a.m. hasta las 18:00 horas) DIA.
- ✓ Flujo de entrada promedio horas normales:
Es 4.0 l/s (De 18:00 horas a 4:00 a.m.) NO-CHE
- ✓ Flujo de salida promedio horas punta:
Es 30.0 l/s (De 4:00 a.m. hasta las 19:00 horas) DIA.
- ✓ Flujo de salida promedio horas normales:
Es 3.0 l/s (De 19:00 horas hasta las 4:a.m.) NO-CHE.

Es lógico que sean variables los caudales, esto generalmente por el tiempo de bombeo de los cuatro caisson de aguas servidas.

Para el Rediseño de la PTAR se realizara un comparativo de los datos obtenidos mediante el monitoreo, con cálculos actuales usando el criterio de dotación para cada habitante eso se mostrara en el capítulo de rediseño.

Con respecto a las muestras llevadas para su análisis en el laboratorio:

Según la tabla 34, se tiene un reporte de monitoreo de la DBO en los diferentes meses del año como son:

<i>DBO₅ DEL AFLUENTE DURANTE EL AÑO 2016-2017</i>			
<i>AÑO</i>	<i>MESES</i>	<i>RESULTADO</i>	<i>MOTIVO</i>
2016	JUNIO	295.57 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2016	JULIO	263.45 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2016	AGOSTO	283.74 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2016	SEPTIEMBRE	288.94 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2016	OCTUBRE	312.53 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2016	NOVIEMBRE	300.74 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2016	DICIEMBRE	212.28 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2017	ENERO	212.81 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2017	FEBRERO	224.63 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2017	MARZO	271.92 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2017	ABRIL	295.57 mg/l	Monitoreo UGASS-ILAVE
2017	MAYO	224.10 mg/l	Ejecución de proyecto de tesis
<i>DBO₅ promedio =</i>		<i>265.52 mg/l</i>	

La DBO₅ que se usara para efecto de Rediseño será de **265.52 mg/l**; que es un promedio de los datos obtenidos durante el monitoreo cabe recalcar que son los más representativos durante todo el año.

Por otro lado la DBO₅ Máximo que es **312.53 mg/l**, que sería absurdo colocar la demanda bioquímica de oxígeno máxima, porque existen meses como se aprecia en el siguiente figura DBO-TIEMPO, que son variables; cabe mencionar que la DBO está relacionado al periodo de retención y al cambio brusco del caudal entrante y este a su vez es variable (Horario, Mensual, Anual), además se tiene que tener en cuenta que no se realiza correctamente la toma de muestras y los datos obtenidos no son de un laboratorio acreditado que nos brinden datos totalmente confiables.

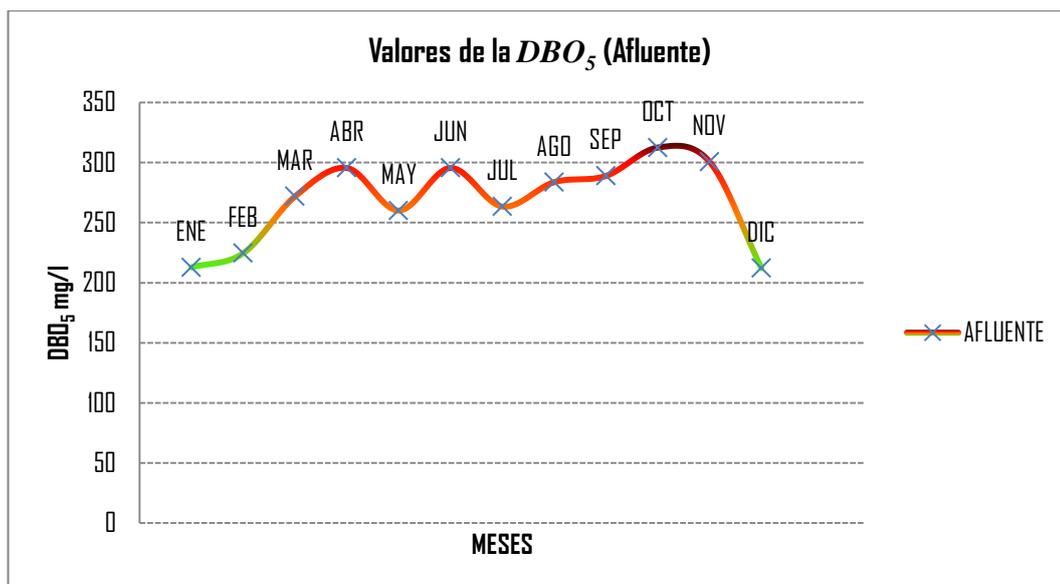


Figura 74.-Valores de DBO Afluente, Mensual.

FUENTE: Elaboración Propia

3.1.4.3. Condiciones actuales de funcionamiento de la laguna de estabilización

La infraestructura de la laguna de estabilización existente de la localidad de Ilave, es de tipo primario para la remoción de materia orgánica; en esta parte identificaremos cada uno de los componentes tal como se encuentra en la actualidad los cuales son:

✓ Canaleta de aproximación:

En el sistema de la PTAR no existe una canaleta de aproximación, por otro lado existe una tubería de 12" de diámetro que funciona como el emisor el cual interconecta al tratamiento preliminar que es la cámara de rejillas, esta tubería está expuesta a la intemperie y tiene una rotura la cual está dotado de un parche provisional el cual es insuficiente para evitar la fuga del agua residual, esta se encuentra acumulado y creando un foco infeccioso atrayendo mosquitos y un olor nauseabundo en la zona.



Figura 75.- Emisor causando contaminación.
Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).



Figura 76.- Emisor dañado (presenta rotura)

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), a la tubería del emisor que se dirige a la PTAR, la rotura que tiene provoca una contaminación directa al medio ambiente, además tiene un caudal de 0.1 l/s, y el área afectada es de 50x20m.

✓ **Cámara de rejas:**

La cámara de rejas es única estructura y el primer componente en el tratamiento preliminar existente en esta PTAR. Componente encargado de separar los sólidos y este componente se encuentra con una ligera inclinación toda la estructura fruto de un asentamiento que no fue previsto en la concepción del proyecto, por otro lado está construido de concreto armado, se verifica que no cuenta con recubrimiento y el concreto está expuesto directamente a las aguas residuales, también se verifica que en el proceso constructivo no se mantuvo la simetría que requiere dicha estructura; en el fondo de la cámara

de rejas cuenta con una inclinación de 2%, las paredes cuentan con un espesor promedio de 31cm. La rejilla se encuentra oxidada por la presencia de sulfatos que es contenida en las aguas residuales, con un diámetro de ½” barras corrugadas con una inclinación de 60°, solo cuenta con una rejilla y un by – pass de 31cm.

Este tratamiento preliminar no cuenta con un lecho de secado de sólidos que retienen la rejilla.



Figura 77.- Cámara de Rejas (vista en planta)

Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).



Figura 78.- Cámara de Rejas Medidas.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), la cámara de rejas tiene un largo de 3.22m, con un ancho variable de 0.84m. Parte delgada y de 1.30m parte intermedia, con un divisor de aguas de espesor de 0.22m y un largo de 1.74m.



Figura 79.- Rejas.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), las rejas son de acero corrugado con un diámetro de $\frac{1}{2}$ " distribuidos @2.5cm. con 05 varillas, con una inclinación de 60° . Se muestra en la foto que los sólidos extraídos son puestos a la medio ambiente sin tratamiento alguno están compuestas mayormente de plásticos, están pueden ser llevadas por efecto del aire hasta las lagunas; además de botellas, juguetes y restos orgánicos.

✓ **Repartidor de caudal:**

Seguida de la cámara de rejás el sistema cuenta con un repartidor de caudal que en su condición actual ya no funciona correctamente puesto que no cuenta con los vertederos de tipo triangular con la cual fue diseño en el proyecto, el cual fue extraída a falta de la tapa que protege a esta estructura, por otro lado es evidente la falta de mantenimiento a la estructura, el concreto se encuentra en estado de deterioro (Desprendimiento de recubrimiento).

El repartidor de caudal está construida de concreto armado de dimensiones 1.40x1.84m de forma rectangular.



Figura 80.- Forma del repartidor de caudal.

El repartidor de caudal no cuenta con el vertedero previsto en el diseño esta fue extraído como se muestra en la siguiente figura, además el flujo del agua no se distribuye uniformemente, el agua residual se distribuye.



Figura 81.- Dimensiones del repartidor de caudal

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), la cámara repartidora de caudal funciona casi sumergido, se visualiza en la imagen que la cámara de rejas no trabaja adecuadamente puesto que se verifica la presencia de sólidos, estos sólidos pueden ser causantes de la formación de natas en la laguna de estabilización y crenado malos olores.

✓ **Laguna de estabilización:**

Las lagunas existentes, son dos unidades distribuidas en paralelo y fue construido en los años 1997-2001, Ejecución del Expediente Técnico Obra Ampliación de agua potable y desagüe -ILAVE. Con componentes COL FONAVI - 940520, cuyos componentes son: Casetas de Bombeo de aguas servidas (dos unidades), Red matriz de agua potable, Conexiones de agua potable, red matriz de desagüe, Conexiones de desagüe, línea de impulsión dos unidades, *laguna de oxidación*, red primaria para estaciones de bombeo (02 unidades). Efectuada por COL UTE FONAVI, mediante la Empresa INDUSTERM S.R. Ltda., está construida en una excavación de tierra en suelo gravo-arenoso, que esta impermeabilizado en los taludes y el fondo, y tiene las siguientes características:

✚ Largo	: 180 m.
✚ Ancho	: 54 m.
✚ Largo de espejo de agua	: 176 m.
✚ Ancho de espejo de agua	: 52 m.

- ✚ Altura de agua sin lodos : 1.5m.
- ✚ Volumen útil de la laguna sin lodos : 26,334 m³.
- ✚ Borde libre : 0.50m.
- ✚ Talud : V/H=1/2

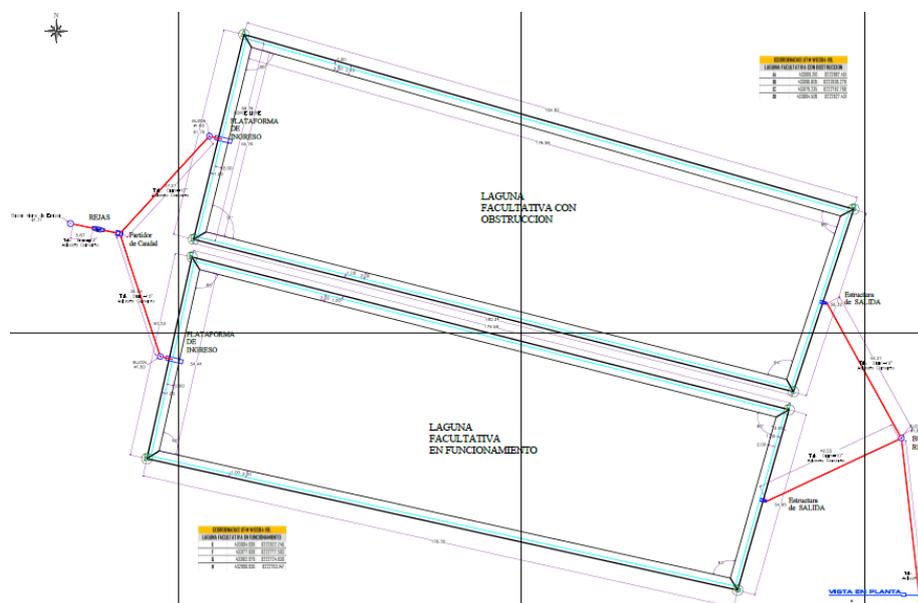


Figura 82.- Vista aérea de la laguna de estabilización.
Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).
 El fondo y los taludes de la laguna están impermeabilizados con arcilla de 20cm de espesor.

Se verifica que la PTAR no cuenta con un cerco perímetro, así como requiere y lo indica en el Reglamento Nacional de Edificaciones OS 0.90.

Los componentes de la plaza actualmente se encuentran en funcionamiento pese a que hayan colapsado por falta de mantenimiento y el crecimiento poblacional.



Figura 83.- Vista de la Laguna de Estabilización.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017),

✓ **Geometría de las lagunas:**

La sección transversal de la laguna, tiene forma trapezoidal, teniendo la base la menor dimensión.

Las lagunas de estabilización son del tipo facultativo.

El área superficial de las lagunas de estabilización existente, tiene la forma rectangular con una relación largo/ancho de 3.4, lo cual se verifica que se encuentra en los parámetros.

La altura total es de 2.00 m. y la altura del tirante de agua sin lodos es de 1.50m. Se tiene una acumulación de lodos considerable el cual se detallara en la sección de evaluación.

3.1.4.4. Evaluación del sistema

La planta de tratamiento de aguas residuales de la localidad de Ilave, que está ubicado en el sector llamado CHOJOJAHUIRA, cuenta con más de 16 años de funcionamiento el cual no tuvo mantenimiento a los componentes de dicha planta, también otro factor muy importante es la falta de remoción de lodos de las lagunas que son del tipo facultativo, que desde la puesta en funcionamiento en el año 2001 hasta hoy 2017 no se realizó el retiro de los lodos y este es el principal factor por la cual la planta no trata las aguas residuales según lo exige los Límites Máximos Permisibles y Estándares de Calidad Ambiental, a fin de verificar y realizar una evaluación de su operatividad a dicha planta o definir si aún es posible realizar un mejoramiento, de tal forma que se pueda solucionar bajo un rediseño el problema que tiene la planta de la localidad de Ilave.

El sistema a tratar se verificara en cuanto a las variables ya establecidas In Situ, los cuales son: población de diseño, aporte per cápita de DBO_5 , la temperatura y el Ph. Estos parámetros, con el terreno ya establecido y sus componentes realizados, se verificara y evaluara conforme al sistema que se adecue a las estructuras realizadas, con el fin de realizar una propuesta para su adecuación y posterior funcionamiento óptimo.

- El sistema escogido, podría tratarse de lagunas anaerobias; sin embargo, el sistema tiene una baja remoción de materia orgánica (DBO y SS), con relación a la temperatura de la localidad de Ilave, son menores a $10^{\circ}C$, el cual el RNE OS 090 recomienda el uso de lagunas facultativas, que contemplan una remoción de 70 a 85%

Tabla 40.-PROCESO DE TRATAMIENTO Y REMOCIÓN.

PROCESO DE TRATAMIENTO	REMOCIÓN (%)		REMOCIÓN ciclos log10	
	DBO	Sólidos en Suspensión	Bacterias	Helminos
<i>Sedimentación primaria</i>	25 - 30	40 - 70	0 - 1	0 - 1
<i>Lodos activados (a)</i>	70 - 95	70 - 95	0 - 2	0 - 1
<i>Filtros Percoladores (a)</i>	50 - 90	70 - 90	0 - 2	0 - 1
<i>Lagunas Aireadas (b)</i>	80 - 90	(c.)	1. - 2	0 - 1
<i>Zanjas de Oxidación (d)</i>	70 - 95	80 - 95	1. - 2	0 - 1
<i>Lagunas de Estabilización (e.)</i>	70 - 85	(c.)	1. - 6	1. - 4

Fuente: (011-2012-Vivienda, 2012)

(a) precedidos y seguidos de sedimentación.

(b) incluye laguna secundaria.

(c) dependiente del tipo de lagunas.

(d) seguidas de sedimentación.

(e) dependiendo del número de lagunas y otros factores como: temperatura, periodo de retención y forma de las lagunas.

3.1.4.4.1. Evaluación del tratamiento preliminar

Para el tratamiento preliminar, se tiene solo la cámara de rejas y la estructura de repartidor de caudal; los cuales presentan fisuras, desprendimiento del recubrimiento, además que ya cumplido su periodo de diseño, estas estructuras ya no funcionan correctamente, se puede concluir que ya colapsaron, por causa del aumento poblacional por ende el Caudal máximo horario.

Para el buen funcionamiento del tratamiento preliminar se plantea rediseñar nuevas estructuras a fin de que se garantice el buen funcionamiento hidráulico y manejo ambiental de los sólidos retenidos.

En cuanto a la cámara de rejas el RNE OS 090, indica que las cribas deben estar dotados de:

- ❖ Una plataforma de operación y drenaje del material cribado con barandas de seguridad.
- ❖ Iluminación para la operación durando la noche.
- ❖ Espacio suficiente para el almacenamiento temporal del material cribado en condiciones sanitarias adecuadas. (Lecho de secado).
- ❖ Solución técnica para la disposición final del material cribado.(En este caso después de que los sólidos retenidos en las cribas sean llevados a un lecho de secado, se trasladara a un relleno sanitario).
- ❖ Por otro lado también plantea que, deben tener compuertas los By-pass que son necesarias para poner fuera de funcionamiento cualquiera de las unidades.
- ❖ Adicional a esto se plantea una pileta para la operación y mantenimiento del componente.

En cuanto al rediseño de los canales el RNE OS 090 indica, se efectuara en condiciones de caudal máximo horario, puede considerarse las siguientes alternativas:

- ❖ Los canales de las rejas estarán dotados de 03 canales con cribas de igual dimensión, de los cuales uno servirá de by pass en caso de emergencia o mantenimiento. En este caso dos de los tres canales tendrán la capacidad para conducir el máximo horario.

- ❖ Dos canales con cribas, cada uno dimensionados para el caudal máximo horario.

Para el diseño de cribas de rejillas se tomarán en cuenta los siguientes aspectos:

- ❖ Se utilizarán barras de sección rectangular de 5 a 15mm de espesor de 30 a 75mm. De ancho, las dimensiones dependerán de la longitud de las barras y el mecanismo de limpieza.
- ❖ El espaciamiento de las barras estará entre 20 y 50mm. Para localidades con un sistema inadecuado de recolección de residuos sólidos se recomienda un espaciamiento no mayor de 25mm.
- ❖ Las dimensiones y espaciamiento entre barras se escogerán de modo que la velocidad del canal antes de y a través de las barras sea adecuada. La velocidad a través de las barras limpias debe mantenerse entre 0.60 a 0.75m/s, basado en el caudal máximo horario. Por otro lado las velocidades deben estar verificadas por los caudales máximos, mínimos y medios.
- ❖ Determinada las dimensiones se procederá a calcular la velocidad del canal antes de las barras, la misma que debe mantenerse entre 0.30 a 0.60 m/s siendo 0.45m/s un valor comúnmente utilizado.

En conclusión el tratamiento preliminar que está compuesto por una cámara de rejillas, es un diseño que no está acorde a las normas actuales el cual necesita un rediseño, teniendo en cuenta los criterios de diseño que plantea el RNE OS 090.



Figura 84.- Tratamiento preliminar actual.

3.1.4.4.2. Evaluación de las estructuras de Entrada, Interconexión y Salida de la Laguna

3.1.4.4.2.1. Evaluación de las Interconexión

Después de la estructura de repartición de caudal esta se distribuyen de manera casi equitativa por motivos de que está colapsando dicha estructura, este caudal distribuido es conducido por una tubería de 12", a un buzón para cada laguna.

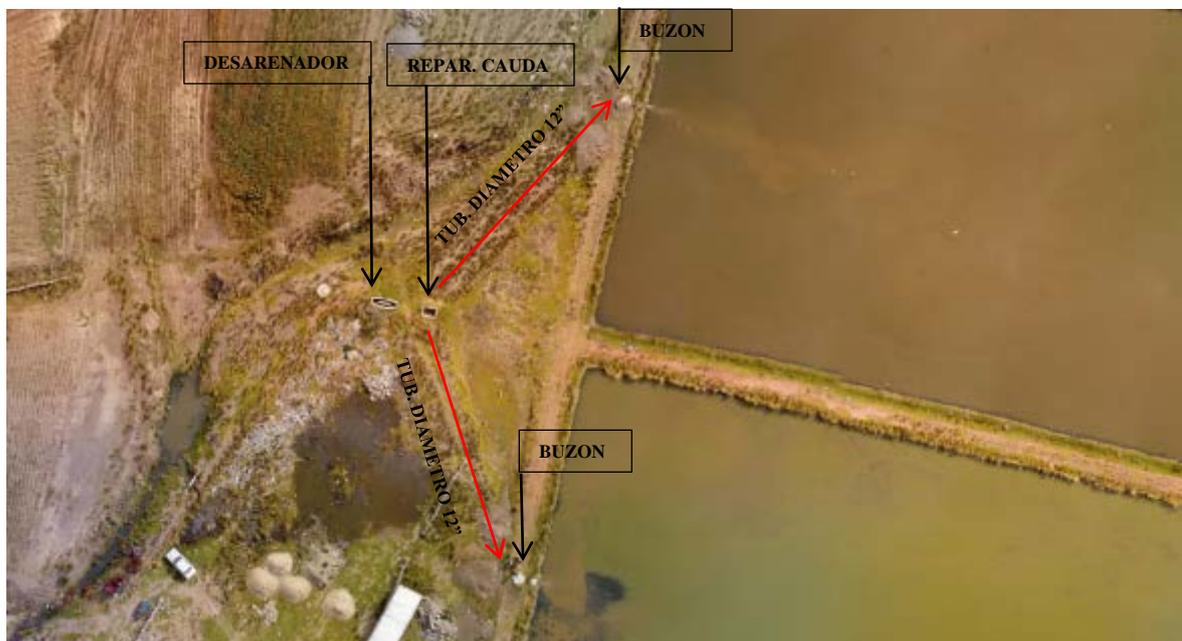


Figura 85.- Ubicación de Buzones.

Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).

Los buzones son de concreto armado y con tapa de concreto, tiene una altura de 1.20m, falta de mantenimiento, crecimiento de plantas.



Figura 86.- Vista del Buzón de interconexión.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017)

3.1.4.4.2. Evaluación de estructura de entrada

La estructura de entrada esta provista de una tubería de 12” de diámetro, y que a su vez está recubierta por concreto, este recubrimiento tiene la dimensión de 1.00x1.20m, y con una terminación con inclinación.

Estas estructuras se encontraron y se verificaron que están obstruidas a falta de mantenimiento, en uno de los casos está pegado parte de las natas suspendidas en las lagunas.



Figura 87.- Estructura de Entrada a la Laguna 01.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), en la foto se verifica que tiene cubierta vegetal en el borde libre de los taludes además de las natas pegadas a la tubería.



Figura 88.- Estructura de Entrada a la Laguna 02.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), en la foto se verifica que tiene cubierta vegetal en el borde libre de los taludes además de las natas pegadas a la tubería, en esta foto reduce el caudal de ingreso, se puede concluir que esta laguna no trabaja adecuadamente.

3.1.4.4.2.3. Evaluación de estructura de salida

Las estructuras de salida son la que se muestra en la siguiente figura.



Figura 89.- Estructura de salida de laguna 02,01

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), en la foto de la izquierda se visualiza la estructura de salida de laguna 02, en la foto de la derecha se visualiza la estructura de salida de la laguna 01.

Las estructuras de salida está construida de concreto, el cual por la falta de mantenimiento la estructura se encuentra en partes quebrada, en las aristas, en su diseño original estuvo dotada de un vertedero se sección triangular para mantener el periodo de retención hidráulica, por este motivo esta estructura ya no garantiza el periodo de retención hidráulica reduciendo esta significativamente a tal sentido que la laguna pierda su eficiencia de tratamiento.

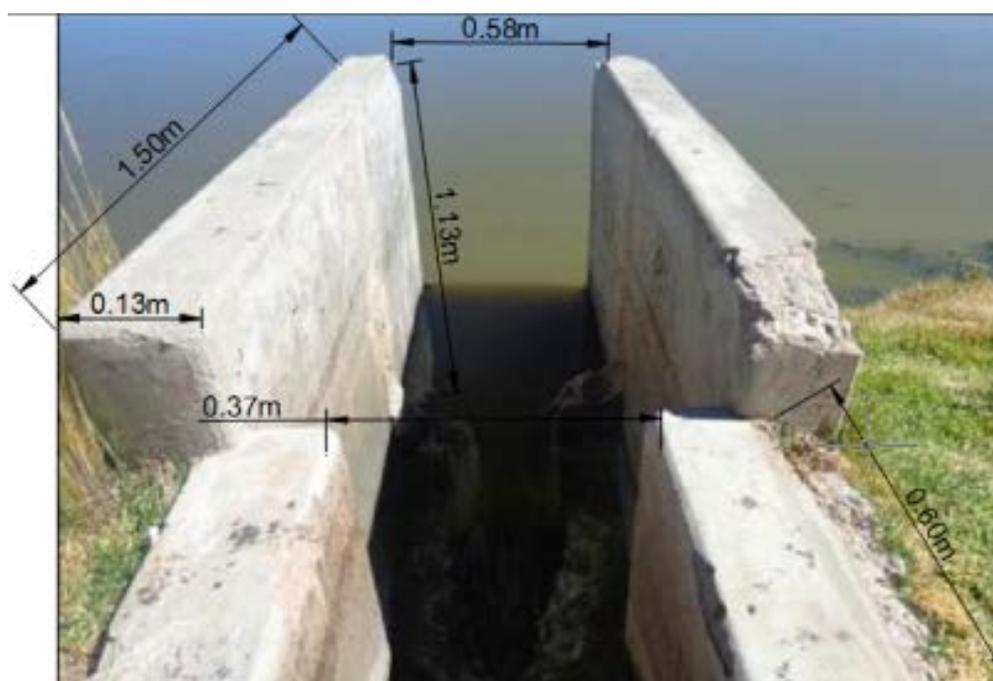


Figura 90.- Condición actual de la estructura de salida.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), se verifica que ya no cuenta con el vertedero para mantener el tiempo de retención hidráulica, esto a falta de mantenimiento y cuidado de las estructuras.



Figura 91.- Condición actual del vertedero de la estructura de salida.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), se verifica que la estructura de sujeción del vertedero esta fracturado, y el caudal de salida de la laguna no está controlado, por ende la disminución de tiempo de retención hidráulica y reducción de la eficiencia de sistema, se puede verificar también que el caudal de salida es con un flujo turbulento.

3.1.4.4.2.4. Evaluación de lodos y natas

Los lodos hasta la fecha presentan acumulación de sobrecarga sedimentados en el fondo no digerido. La falta de aireación imposibilita la eficacia digestiva de los microorganismos en reducir la materia orgánica, por tanto el vertido no cumple con los parámetros establecidos para el vertido de aguas en cuerpos receptores como el río.

Actualmente la acumulación de lodos tiene una altura de 1.20m esto en la zona de ingreso a la laguna y en la parte de la salida de la laguna esta tiene una altura de 0.60m. Esta acumulación de lodos se debe a que no se ha efectuado una limpieza o el retiro del lodo de las lagunas desde que inició su funcionamiento, que fue a partir de marzo del año 2001.



Figura 92.- Acumulación de lodo al ingreso de la laguna.
Fuente: Foto tomada (19/05/2017)

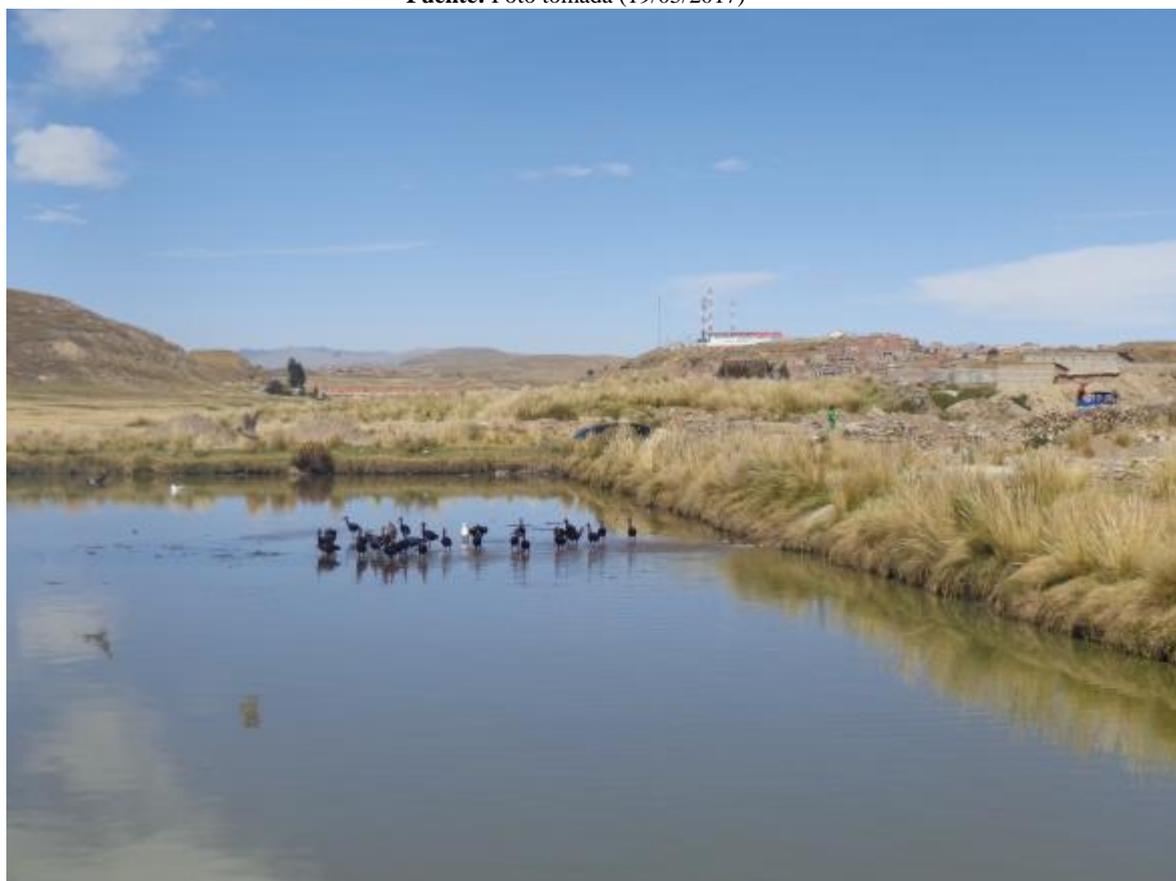


Figura 93.- Acumulación de lodo ingreso de laguna 01.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), se verifica que en el monitoreo realizado que la acumulación de lodos en gran mayoría es por la falta de un desarenador, en la foto de puede apreciar que las aves que no son del tipo acuático están paradas al ingreso de la laguna, se verifica que exactamente al ingreso tiene una altura de lodo que varía entre 1.20 a 1.40m en los primeros 48 metros de largo

Por otro lado también se puede apreciar que en relación a los lodos existentes en la laguna de tipo facultativo, que se encuentra

suspendido un gran porcentaje del lodo digerido en el fondo de la laguna, esto es expulsado a causa de producción de gases como es metano, para esto se recomienda una limpieza y disposición de lodos.



Figura 94.- Lodo suspendido en la laguna.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), se visualiza el lodo suspendido en la laguna esto puede causar la reducción de la eficiencia de la laguna a causa que dé en la parte superior de la laguna actúa el proceso aerobio, lo que significa en presencia de oxígeno para las algas presentes. En tal las algas ya no podrán realizar la fotosíntesis para el intercambio de oxígeno, por la reducción solar en esta.



Figura 95.- Presencia de natas.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), se visualiza las natas y grasas que no permiten el tratamiento biológico.

3.1.4.4.2.5. Evaluación de corto circuito hidráulico

En nuestro sistema tenemos 01 dispositivo de entrada que es muy simple, el cual causan zonas muertas en las esquinas y en la parte de la entrada turbulencia por la caída del agua residual que no promueve el flujo de tipo pistón. Como resultado, la laguna tiene cortos circuitos hidráulicos, lo que disminuye el volumen útil de la laguna y, entonces, eficiencia de funcionamiento. Se debe diseñar dispositivos múltiples de entrada y salida en las lagunas facultativas y dispositivos con mamparas desviadoras en lagunas de maduración.

Las lagunas facultativas deben utilizar entradas y salidas múltiples para aproximarse al flujo de tipo pistón.

Las facultativas requieren de aprovechamiento del área total para recibir la máxima insolación solar para la formación de la fotosíntesis.

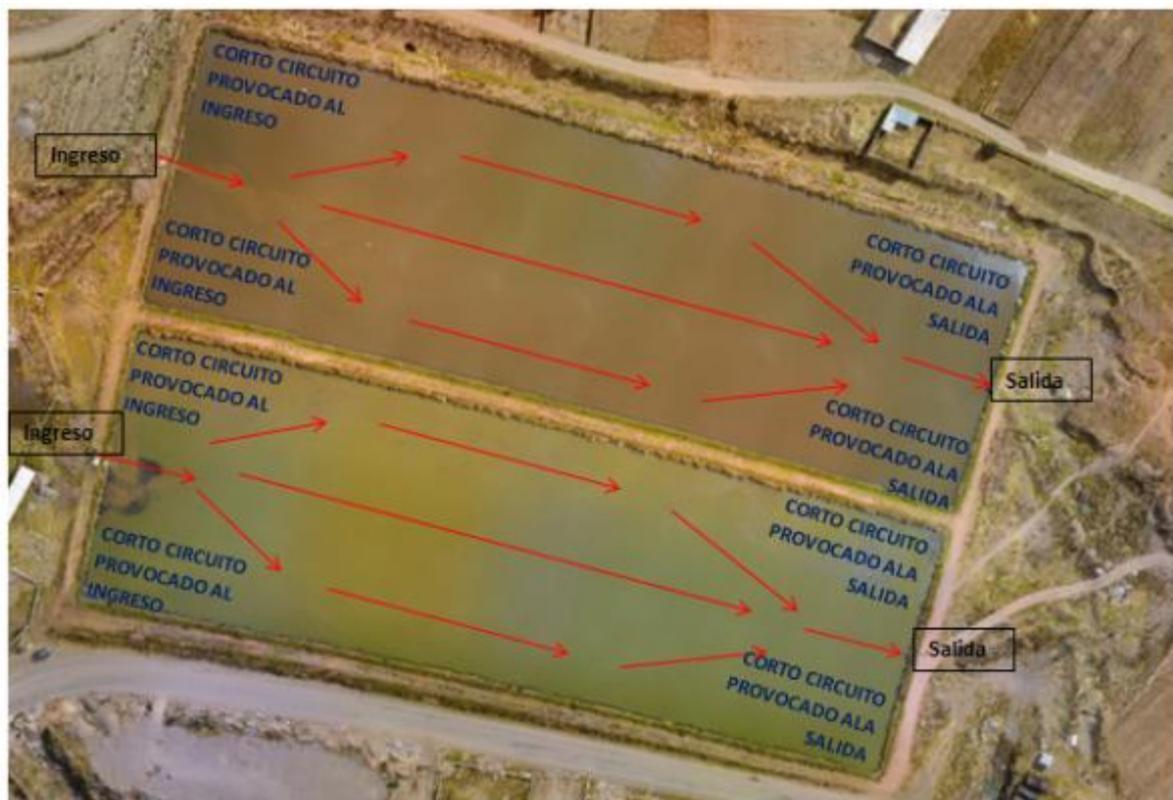


Figura 96.- Zona de ubicación del corto circuito hidráulico.

Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017). La zona donde se ubica el corto circuito hidráulico genera zonas muertas. También se puede visualizar la figura 93 donde se aprecia la zona muerta generando natas.

En la siguiente imagen se puede apreciar diferentes tomas aéreas del corto circuito generando zonas muertas y acumulación de natas.

Esto se visualiza a salida de la esquina izquierda de la laguna 02.

Así como también se puede visualizar en la laguna 01, parte izquierda salida, en las dos fotos se muestra la acumulación de natas.



Figura 97.- Cortó circuito en laguna 02

Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).



Figura 98.- Cortó circuito en laguna 01

Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).

3.1.4.4.2.6. Evaluación del dispositivo de descarga final

El agua residual tratado es conducido a un cuerpo receptor que es el río Ilave, denominado *Río Winqi*, que según los análisis de laboratorio practicados al efluente, agua tratada, no cumplen con los Límites Máximos Permisibles, y con los ECAs.

Situación que al verter esta agua tratada contribuye a la contaminación del cuerpo receptor, para lo cual se plantea un rediseño a nivel hidráulico para mejorar y optimizar el tratamiento y reducir la contaminación a fin de cumplir con las normas de vertimiento.

Además se observa que el efluente es de mala calidad, porque se muestra oscura con un asentó verdoso a gris, o que indica que la laguna no debe estar tratando las aguas residuales adecuadamente.

En la siguiente figura se muestra en vertimiento de las aguas residuales por medio de una estructura de alivio, el cual genera demasiada turbulencia al punto de generar espuma, se sigue teniendo un olor pestilente.



Figura 99.- Estructura de alivió, contacto de agua tratada con el cuerpo receptor.

Fuente: Foto aérea tomada desde un Drone (18/05/2017).se verifica que la estructura de alivió genera mucha espuma, lo que no debería ocurrir, se deja en constancia que al momento del monitoreo se sigue manteniendo el olor pestilento.



Figura 100.- Encuentro del efluente tratado con el cuerpo receptor

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), se visualiza la socavación del río producto de la turbulencia con la cual entrega la estructura de alivió al río.



Figura 101.- Salida del efluente tratado al río.

Fuente: Foto tomada (19/05/2017), estructura de alivio socavada producto de la turbulencia producida por dicha estructura, además la presencia de espuma.



Figura 102.- Encuentro del efluente vs. Cuerpo receptor

Fuente: Foto tomada (19/05/2017).

Algunos detergentes y otros agentes de actividad superficial, lo que se llaman los tensoactivos, que están en las aguas residuales no son biodegradables. Como resultado, si la descarga final está arriba del cuerpo receptor (estructura de alivio), se puede formar espuma por la turbulencia de la descarga como se ve en las fotos anteriores. Por otro lado mientras la espuma no es un problema serio desde el punto de vista de contaminación, es un problema visual y estético, y el público puede pensar que la instalación no está funcionando bien y está contaminando el cuerpo receptor (en nuestro caso si contamina).

3.1.4.5. Cálculo y análisis de la operatividad

En esta parte se realizara la evaluación a nivel de depuración de la DBO para su vertido al río.

- **Relación entre DBO Y DQO.**

Si la relación de la DBO total entre la DQO total es mayor a 0.6, se puede concluir que el agua tiene influencia doméstica, y si es menor a 0.6, el agua presenta influencia industrial. (Comision Estatal del Agua de Jalisco, 2013).

$$\frac{DBO_T}{DQO_T} \geq 0.6$$

Para una concentración de DBO_5 de **265.52 mg/l** y de **DQO 560 mg/l**, la relación entre DBO/DQO es de **0.47**, lo cual indica que el agua residual de la ciudad de Ilave contiene afluentes a la red de alcantarillado del tipo industrial, sin embargo es necesario medir la biodegradabilidad y confirmar si este efluente puede ser tratado o realizar el monitoreo de los

efluentes y separar dichas conexiones en otro tipo de tratamiento solo para este tipo de afluentes industriales.

- **Medida de la biodegradabilidad.**

La materia orgánica biodegradable se mide en términos de la DBO y la materia orgánica total por la DQO. *Si DQO/DBO_5 , es mayor que 2 y menor que 3, los residuos se consideran tratables mediante procesos biológicos.* Por lo tanto, de la caracterización de aguas residuales para Ilave se puede determinar que la relación DQO/DBO_5 del agua residual domestica bruta es biodegradable.

SEOÁNEZ Mariano (2004), define la siguiente relación de biodegradabilidad:

$$K = \frac{DQO}{DBO_5}$$

Y representa la fracción de DQO que es biodegradable. Los casos típicos de relación de biodegradabilidad se presentan en la tabla:

Tabla 41.- BIODEGRADABILIDAD.

K	Afluente
1.5	Afluente biodegradable de forma natural
$2 < k < 3$	Afluente urbano biodegradable si se trata.
$k > 5$	Afluente no biodegradable. Es típico de muchos afluentes industriales.

Fuente: Seoanez Mariano (2004).

Para una concentración de DBO_5 máxima de **265.52 mg/l** y de DQO **560 mg/l**, el coeficiente **K es de 2.10**, lo que indica que el agua residual de la ciudad de Ilave es biodegradable aplicándose un tratamiento secundario.

3.1.4.6. Reporte de resultados

Como resultado de la evaluación de la PTAR de la localidad de Ilave, se tiene los siguientes reportes y resultados:

3.1.4.6.1. Caudal

El caudal del agua residual promedio que ingresa a la PTAR, se optara por hacer un promedio aritmético de los datos obtenidos de la tabla 14, Medición de caudal Ptar Ilave sector CHOJOJAHUIRA Días más Críticos, en las horas más críticas caudal máximo.

Tabla 42.-Medición de Caudal PTAR ILAVE sector CHOJOJAHUIRA Días más Críticos.

Nro.	FECHA	HORA	CAUDAL	OBSERVACION
1	30/04/2017	7 am.	48 l/s	METODO VOLUMETRICO
2	06/05/2017	11 pm.	2.4 l/s	METODO VOLUMETRICO
3	07/05/2017	6:55 am.	49 l/s	METODO VOLUMETRICO
4	13/05/2017	11:30 pm.	2.6 l/s	METODO VOLUMETRICO
5	14/05/2017	6:30 am.	48 l/s	METODO VOLUMETRICO
6	20/05/2017	12 am.	2.1 l/s	METODO VOLUMETRICO
7	21/05/2017	7:30 am.	47 l/s	METODO VOLUMETRICO
8	22/05/2017	6:30 am.	50 l/s	METODO VOLUMETRICO
9	24/05/2017	6:30 am.	49 l/s	METODO VOLUMETRICO
10	29/05/2017	6:30 am.	50 l/s	METODO VOLUMETRICO

FUENTE: CERTIFICADO DE MONITOREO (Ver Anexo).

Por lo tanto el promedio aritmético será: 48, 49, 48, 47, 50, 49, 50 l/s. que resulta, **48.71 l/s**, que es el caudal en la hora de uso más crítico, (Cabe mencionar que este caudal es cuando está en funcionamiento las 05 estaciones de bombeo de las aguas residuales). Además según el reporte de la UGASS-ILAVE, ratifica que el caudal de ingreso a la PTAR es de **48l/s**. dato que está en el margen del promedio.

Y el caudal a optar será **48.71 l/s**, caudal más representativo.

3.1.4.6.2. Dotación

De acuerdo al caudal **48.71 l/s**, y una población actual en la cual se detallara a continuación.

La población estimada del Distrito de Ilave de acuerdo al censo nacional XI de población y VI de vivienda 2007, es de 54,138 habitantes; que representa el 66.78% del total de la provincia de El Collao (81,059 habitantes); a nivel del distrito se tiene una población masculina de 27,470 habitantes y femenina de 26,668 habitantes, que representa 50.74% y 49.26% respectivamente; la población urbana significa el 40.92% y la rural 59.08% como se observa en la siguiente tabla.

Tabla 43.-Población total. Por sexo y Ámbito Geográfico del distrito de

<i>Según Sexo</i>	<i>Tipo de área</i>		<i>Total</i>
	<i>Urbano</i>	<i>Rural</i>	
<i>Hombre</i>	11,365.00	16,105.00	27,470.00
<i>Mujer</i>	10,788.00	15,880.00	26,668.00
<i>Total</i>	22,153.00	31,985.00	54,138.00

FUENTE: Censos Nacionales XI Población y VI de Vivienda 2007

El cual refleja una población total de **22,153 habitantes al año 2007**; por otro lado tras la elaboración del Proyecto de Inversión Pública, Perfil de proyecto denominado, *AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DEL SISTEMA DE ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DEL MEDIO URBANO DEL DISTRITO DE ILAVE*, en este perfil se desarrolló una encuesta a toda la población urbana de Ilave, para tener un mejor horizonte para la determinación de la población actual, fruto de la encuesta de tuvo **29,414 habitantes al año**

2016 (se tuvo acceso a las planillas de las encuestas, en la etapa de recolección de datos), además según la proyección poblacional estimadas con la Tasa de Crecimiento Intercensal Distrital Urbana (TCI-DU) al año 2016, la ciudad de Ilave cuenta con **28,998 habitantes** con una **tasa de crecimiento de 3.2%**.

Por lo tanto se optara la población al año 2016 de **29,414 habitantes**.

Con estos datos se procede a determinar la dotación mediante la siguiente formula:

$$Q = \frac{\text{Dotacion} \times \text{Poblacion}}{86400} \dots \dots \dots \text{Caudal para Agua potables}$$

Para desagüe se considera un 80% de contribución.

$$Q = \frac{0.80 \times \text{Dotacion} \times \text{Poblacion}}{86400} \dots \dots \dots \text{Caudal para desagüe}$$

Despejando de la ecuación la Dotación.

$$\text{Dotación} = \frac{Q \times 86400}{0.80 \times \text{Poblacion}} \text{ l/p/día}$$

Reemplazando en la ecuación se obtiene **178.85 l/p/día**.

❖ Por lo tanto se tiene una **dotación de 178.85 l/p/día**.

3.1.4.6.3. Periodo de retención

El periodo de retención hidráulica de la laguna se determinara en función al cálculo del volumen actual de la laguna y el caudal de aguas residuales que ingresa a la PTAR, mediante la siguiente expresión:

$$\text{Tiempo de Retencion} = \frac{\text{Volumen de la Laguna (m}^3\text{)}}{\text{Caudal de Ingreso } \left(\frac{\text{m}^3}{\text{día}}\right)}$$

Se toma los datos obtenidos en campo:

✚ Largo de espejo de agua	: 176 m.
✚ Ancho de espejo de agua	: 52 m.
✚ Largo del fondo de la laguna	: 173.50 m.
✚ Ancho del fondo de la laguna	: 49.50 m.
✚ Altura de agua sin lodos	: 1.5m.
✚ Caudal de agua residuales	: 48.71 l/s.
✚ Caudal de aguas residuales en m ³ /día	: 4208.544 m ³ /día.
✚ Borde libre	: 0.50m.

Y se reemplaza en la siguiente formula:

$$\text{Volumen de Tronco} = \frac{h}{3} (A_1 + A_2 + \sqrt{A_1 A_2})$$

$$\text{Volumen de Tronco} = \frac{1.50}{3} (176 \times 52 + 173.50 \times 49.50 + \sqrt{176 \times 52 \times 173.50 \times 49.50})$$

$$\text{Volumen de la Laguna Util} = \mathbf{13,302.95 \text{ m}^3}$$

- ❖ Por lo tanto el caudal y el volumen de la laguna útil reemplazamos en la siguiente ecuación:

$$\text{Tiempos de Retencion} = \frac{13,302.95 \text{ (m}^3\text{)}}{4,208.544 \text{ (}\frac{\text{m}^3}{\text{día}}\text{)}} = 3.16 \text{ Dias.}$$

- ❖ El periodo de retención de cada laguna es **3.16 días.(laguna sin lodos)**

- ❖ Teniendo el volumen de los lodos que es **10,533.6 m³**, reemplazamos en la fórmula del periodo de retención.

$$\text{Tiempos de Retencion} = \frac{10,533.60 \text{ (m}^3\text{)}}{4,208.544 \text{ (}\frac{\text{m}^3}{\text{día}}\text{)}} = 2.50 \text{ Dias.}$$

- ❖ El periodo de retención de cada laguna es **2.50 días. (laguna con lodos).**

3.1.4.6.4. Cantidad de lodos

La cantidad de lodos acumulado, que se estima es de $10,533.6 \text{ m}^3$. *De aclarar que la cantidad del lodo es a causa de que nunca se realizó el retiro de los lodos de la Ptar.*

3.1.4.6.5. Remoción de coliformes

- ❖ Se tiene los datos de UGASS-ILAVE, para el manejo de estos datos se considerara el promedio aritmético del monitoreo anual 12 meses, que parte desde Junio del 2016 hasta Mayo del 2017, en la cual tenemos:

Tabla 44.- Resultado de Coliformes Ingreso, según UGASS-ILAVE

<i>Parámetros Fisicoquímicos</i>	Unidad de Medida	Promedio	
		Afluyente	Efluente
<i>Coliformes Totales</i>	NMP/100 ml	5.13E+07	4.24E+05
<i>Coliformes Termotolerantes</i>	NMP/100 ml	1.55E+07	1.76E+05

Fuente: Elaboración propia.

- ❖ Por otro lado también se tiene los resultados de los análisis que se realizaron para la presente investigación, al Laboratorio De Control De Calidad, De La Facultad De Ingeniería Química, De La Universidad Nacional Del Altiplano; cuyos resultados de los análisis de laboratorio son:

Tabla 45.- Resultado de Coliformes Ingreso, según el monitoreo de la investigación

<i>Parámetros Fisicoquímicos</i>	Unidad de Medida	Promedio	
		Afluyente	Efluente
<i>Coliformes Totales</i>	NMP/100 ml	8.9E+07	3.2E+05
<i>Coliformes Termotolerantes</i>	NMP/100 ml	5.6E+07	1.1E+05

Fuente: Elaboración propia.

3.1.4.6.6. Remoción de huevos de helmintos

En Decreto Supremo N°003-2010-MINAM, que prueba los Límites Máximos Permisibles (LMP), para efluentes de Plantas de tratamiento de Aguas Domesticas o Municipales, no existe la evaluación o análisis de este parámetro, por lo que no se incluye en esta investigación.

3.1.4.6.7. Remoción de parámetros convencionales: DBO, DQO y SS

Se concluye que de los datos obtenidos los análisis de laboratorio se tiene:

Demanda Bioquímica de Oxígeno DBO₅

- Ingreso a la planta de tratamiento : 265.52 mg/l
- Salida de la planta de tratamiento : 240.00 mg/l

Demanda Química de Oxígeno DQO

- Ingreso a la planta de tratamiento : 560.00 mg/l
- Salida de la planta de tratamiento : 600.00 mg/l

Sólidos en Suspensión

- Ingreso a la planta de tratamiento : <0.10 mg/l
- Salida de la planta de tratamiento : 120.00 mg/l

3.1.4.6.8. Calidad de agua del efluente y del cuerpo receptor

En general, la calidad del agua del efluente no es de buena calidad, en vista de que algunos parámetros importantes no cumplen los LMPs establecidos por la Norma (*DS N°003-2010-MINAM*).

- ❖ Se observa que a la salida la presencia de coliformes termotolerantes en una concentración $1.1E+05$ NMP/100 ml, siendo el LMP de $1.0E+04$.
- ❖ Igualmente, el parámetro DBO_5 tampoco cumple, porque se tiene un DBO_5 de 240.00 mg/l en la salida de la PTAR, siendo el LMP de 100 mg/l.
- ❖ Igualmente, el parámetro DQO tampoco cumple, porque se tiene un DQO de 600.00 mg/l en la salida de la PTAR, siendo el LMP de 200 mg/l.
- ❖ El parámetro de sólidos totales en suspensión si cumple, pero es muy cercano a los LMPs, se tiene 120 mg/l a la salida de la PTAR, siendo en los LMPs de 150 mg/l. se verifica que es muy cercano a los LMPs, para lo cual se tendrá en cuenta para la etapa de Rediseño.
- ❖ Por otra parte, mediante constatación física se observa que el agua del efluente se muestra con un asentó verdoso gris.

En el cuerpo receptor tenemos:

- ❖ Se observa que en el cuerpo receptor se tiene coliformes termotolerantes en una concentración $31.1E+05$ NMP/100 ml, siendo el LMP de $1.0E+04$.
- ❖ También, el parámetro DBO_5 cumple, porque se tiene un DBO_5 de 2.02 mg/l en el cuerpo receptor.
- ❖ También el parámetro DQO es de 5.04 mg/l

- ❖ El parámetro de sólidos totales en suspensión se tiene 110.96 mg/l.

3.2. Rediseño hidráulico del sistema de lagunas de estabilización de la localidad de Ilave

Para el rediseño del sistema de lagunas, primero se elegirá el tren de tratamiento, seguidamente rediseñarlo, el tren de tratamiento se elegirá basados en la concepción del diseño original que son por lagunas, como propuesta de mejoramiento al sistema evaluado.

3.2.1. Elección del tren de tratamiento

La planta de tratamiento de aguas residuales en la actualidad está constituida por dos lagunas del tipo facultativo, que esta ubicadas en paralelo.

Se elegirán las condiciones para dicho tratamiento contempladas por la norma RNE OS.090.

Tabla 46.-Necesidades De Las Lagunas

LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN					
<i>TRATAMIENTO</i>	<i>AREA</i>	<i>PROF.</i>	<i>TEMP.</i>	<i>CONCENT.</i>	<i>EFIC.</i>
<i>LAGUNAS ANAEROBIAS</i>	Disponibilidad limitada	2.5 a 5 m	> 15 °C	Alta	Reducida
<i>LAGUNAS AEROBIAS</i>	Disponibilidad ilimitada	<1m	> 4 °C	Media	Buena
<i>LAGUNAS AIREADAS</i>	Disponibilidad limitada	3 a 5m	> 4 °C	Alta	Buena
<i>LAGUNAS FACULTATIVAS</i>	Disponibilidad ilimitada	<1.8 m	> 4 °C	Alta	Buena

Fuente: (011-2012-Vivienda, 2012)

(Pancca Peralta, 2016, pág. 154), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, facultad de ingeniería civil y arquitectura, titulada: “Evaluación De La Operatividad Y Alternativa De Solución De La

Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En La Localidad De Putina”, menciona que para evaluar una planta en sus condiciones más optimas según el tipo de tratamiento de la tabla anterior.

Por otro lado también menciona que para la elección de un tratamiento adecuado se debe tener en cuenta el siguiente cuadro de necesidades que requiere para el diseño y la elección de uno de ellos:

Tabla 47.-Cuadro De Necesidades.

TRATAMIENTO	LAGUNAS ANAEROBIAS		
<i>Área</i>	Disponibilidad de terreno es limitada		
<i>Profundidad</i>	2.50 m	a	5.00 m
<i>Temperatura</i>	> 15 °C		
<i>Concentración</i>	Alta		
<i>Eficiencia</i>	Reducida		
TRATAMIENTO	LAGUNAS AIREADAS		
<i>Área</i>	Disponibilidad de terreno es limitada		
<i>Profundidad</i>	3.00 m	a	5.00 m
<i>Temperatura</i>	> 4 °C		
<i>Concentración</i>	Alta		
<i>Eficiencia</i>	Buena		
TRATAMIENTO	LAGUNAS FACULTATIVAS		
<i>Área</i>	Disponibilidad de terreno es ilimitada		
<i>Profundidad</i>	0.00 m	a	1.80 m
<i>Temperatura</i>	> 4 °C		
<i>Concentración</i>	Alta		
<i>Eficiencia</i>	Buena		

Fuente: (Pancca Peralta, 2016, pág. 154)

Según (011-2012-Vivienda, 2012), Reglamento Nacional de Edificaciones Norma OS 090, indica que para la selección de los procesos de tratamiento de las aguas residuales se usara como guía los valores del cuadro siguiente:

Tabla 48.- RNE OS 090, Selección de Procesos de Tratamiento.

PROCESO DE TRATA-	REMOCIÓN (%)	REMOCIÓN
--------------------------	---------------------	-----------------

MIENTO	ciclos log10			
	DBO	Sólidos en suspensión	Bacterias	Helmintos
<i>Sedimentación primaria</i>	25-30	40-70	0-1	0-1
<i>Lodos activados (a)</i>	70-95	70-95	0-2	0-1
<i>Filtros percoladores (a)</i>	50-90	70-90	0-2	0-1
<i>Lagunas aeradas (b)</i>	80-90	(c)	1-2	0-1
<i>Zanjas de oxidación (d)</i>	70-95	80-95	1-2	0-1
<i>Lagunas de estabilización (e)</i>	70-85	(c)	1-6	1-4

(a) precedidos y seguidos de sedimentación

(b) incluye laguna secundaria

(c) dependiente del tipo de lagunas

(d) seguidas de sedimentación

(e) dependiendo del número de lagunas y otros factores como: temperatura, período de retención y forma de las lagunas.

Por lo tanto evaluando los cuadros anteriores y teniendo en cuenta el reglamento nacional de edificaciones, que se elegirá para la remoción de DBO₅ en un intervalo esperado de 70-85%, y por tener una alta remoción de bacterias y helmintos por su gran periodo de retención, también se tendrá en cuenta que la temperatura promedio es menor a 15°C hasta bajar a 2°C, esto en la localidad de Ilave, se elige el siguiente tres de tratamiento a nivel de Rediseño de las lagunas iniciales como propuesta de mejoramiento:

- ✓ Lagunas de Estabilización de tipo Facultativos (En Paralelo).
- ✓ Lagunas de pulimiento o de Maduración (En Serie).

3.2.2. Rediseño del Tren de Tratamiento

3.2.2.1. Determinación del periodo de diseño

El periodo de diseño, se tomará el tiempo en el cual se considera que el sistema funcionara en forma eficiente cumpliendo los parámetros, respecto a los cuales se diseñaran el tren de tratamiento. Por tanto el periodo de diseño optado será el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente.

El período de diseño, tiene factores que influyen la determinación del mismo, entre los cuales podemos citar:

- ✓ Vida útil de las estructuras del concreto y de la captación de agua.
- ✓ Facilidad o dificultad para hacer ampliaciones de la infraestructura.
- ✓ Crecimiento y/o decrecimiento poblacional.
- ✓ Capacidad económica para la ejecución de las obras.

Según (SUNASS), e (Arocha Ravelo) indican:

Tabla 49.-Duración De Estructuras

TIPO DE ESTRUCTURA	SIMÓN AROCHA	SUNASS
- <i>Obras de Captación</i>	20-40 años	20-30 años
- <i>Pozos</i>	20-30 años	20-30 años
- <i>Estaciones de Bombeo (Equipos de Bombeo)</i>	10-15 años	5-10 años
- <i>Línea de Aducción</i>	20-40 años	-----
- <i>Planta de tratamiento, Reservorios</i>	30-40 años	20-30 años
- <i>Planta de tratamiento</i>	10-15 años	-----
- <i>Tuberías de conducción y de distribución</i>	30-40 años	20-30 años

Fuente: El compendio de Normas sobre saneamiento de la SUNASS (Volumen II Normas Técnicas) y el autor Simón Arocha.

Por lo tanto, si bien es cierto, que según la vida útil que tienen las estructuras en construcción está basado por el tipo estructura, (Arocha Ravelo), *menicono en su libro Abastecimiento de agua - Teoria y Diseño, en el capítulo 1, criterios basicos de diseño; criterios que se reflejan en la tabla 45; dice que las estructuras de tratamiento de aguas residuales tienen una vida util de 10 a 15 años, sin embargo se asumirá un periodo de **diseño de 25 años**, puesto que basandonos en el ultimo censo realizado en el año 2007 – por el INEI, han transcurrido*

aproximadamente 10 años, en tal efecto el *periodo de diseño se reduciría a 15 años de vida útil.*

En conclusión el periodo de diseño optado será 25 años.

3.2.2.2. Cálculo de la población futura

Para el cálculo de la población futura se tomarán los datos oficiales acerca del crecimiento poblacional es el Instituto Nacional de Estadística e Informática INEI (<http://www.inei.gob.pe>), cuyos datos abarcan a todo el país. Se cuenta con datos censales desde 1836, hasta el 2007.

La selección del dato poblacional del INEI será, por grupos de edad, por criterio se seleccionará la cantidad de habitaciones mayores de 03 años de edad, puesto que menores a este no contribuyen significativa me; por lo tanto tenemos:

Tabla 50.-Población De 3 Y Más Años De Edad, Por Grupos De Edad, Según Departamento, Provincia, Distrito, Área Urbana Y Rural, Sexo Y Nivel Educativo Alcanzado

DEPARTAMENTO, PROVINCIA, DISTRITO, ÁREA URBANA Y RURAL, SEXO Y NIVEL EDUCATIVO ALCANZADO	Total	GRUPOS DE EDAD							
		3 a 4	5 a 9	10 a 14	15 a 19	20 a 29	30 a 39	40 a 64	65 a más
		años	años	años	años	años	años	años	años
Distrito ILAVE (000)	21214	800	2209	2516	2644	4161	3394	4635	855
URBANA (030)	21214	800	2209	2516	2644	4161	3394	4635	855
Hombres (040)	10897	402	1146	1299	1376	2106	1609	2516	443
Sin nivel (041)	634	402	64	9	2	10	15	67	65
Educación inicial (042)	291		278	4	3	2	4		
Primaria (043)	2755		804	602	35	90	177	800	247
Secundaria (044)	4084			684	956	798	632	936	78
Superior no univ. incompleto (045)	922				238	418	148	114	4
Superior no univ. completo (046)	766					284	278	192	12
Superior univ. incompleto (047)	619				142	283	93	94	7
Superior univ. completo (048)	826					221	262	313	30
Mujeres (050)	10317	398	1063	1217	1268	2055	1785	2119	412
Sin nivel (051)	1082	398	48		1	12	44	337	242
Educación inicial (052)	246		235	7		3	1		
Primaria (053)	3349		780	620	43	225	480	1064	137

Secundaria (054)	3669	590	934	889	741	487	28
Superior no univ. incompleto (055)	586		177	275	92	41	1
Superior no univ. completo (056)	567			291	206	68	2
Superior univ. incompleto (057)	384		113	186	55	29	1
Superior univ. completo (058)	434			174	166	93	1

- No se empadronó a la población del distrito de Carmen Alto, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho.

Fuente : INEI - Censos Nacionales 2007 : XI de Población y VI de Vivienda

Por lo tanto; de la tabla 46, que es una extracción de censo nacional XI de población y VI Vivienda 2007, se tiene una **población de 21214 Habitantes**, mayores a 03 años de edad.

Para el cálculo de la población futura existen varios métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de las características socio-económicas de la población entre las cuales tenemos.

Datos para hallar la población futura:

✓ Población Actual (2007) = P_o = **21214 Hab.**

✓ Periodo de diseño = t = **25 años.**

✓ Tasa de crecimiento = r = **3.2%.**

MÉTODO ARITMÉTICO

Se emplea cuando la población se encuentra en franco crecimiento, este método considera el crecimiento de la población uniforme y lineal en el tiempo, el que da resultados muy bajos y se utiliza en poblaciones antiguas y muy desarrolladas que están cerca del límite de saturación.

$$P_f = P_o (1 + r t)$$

Dónde:

P_f = Población Futura

P_o = Población actual.

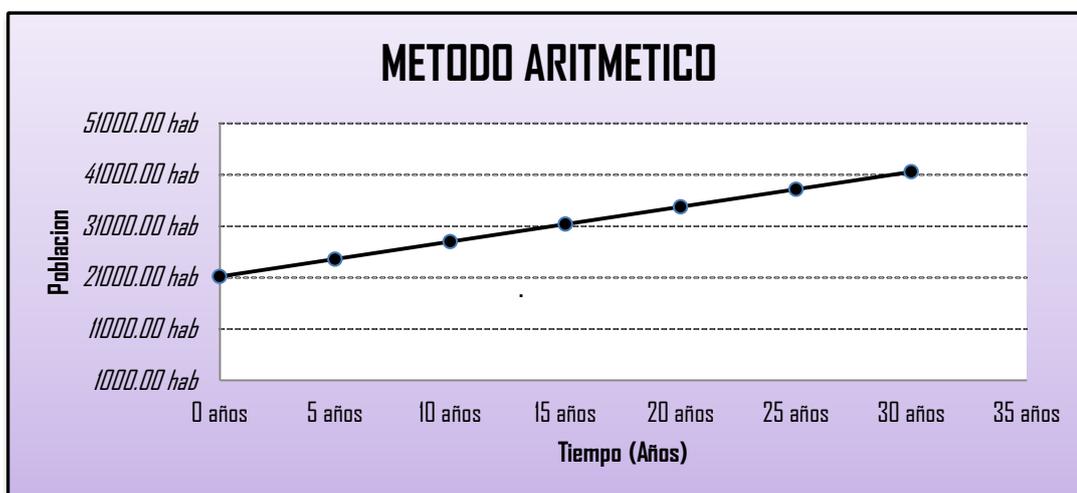
r = Coeficiente de crecimiento.

t = Período de crecimiento en años.

Para diferentes periodos de crecimiento tenemos:

$t= 0$ años	$Pf= 21214.00$ hab
$t= 5$ años	$Pf= 24608.24$ hab
$t= 10$ años	$Pf= 28002.48$ hab
$t= 15$ años	$Pf= 31396.72$ hab
$t= 20$ años	$Pf= 34790.96$ hab
$t= 25$ años	$Pf= 38185.20$ hab
$t= 30$ años	$Pf= 41579.44$ hab

En la siguiente figura mostraremos la curva de crecimiento:



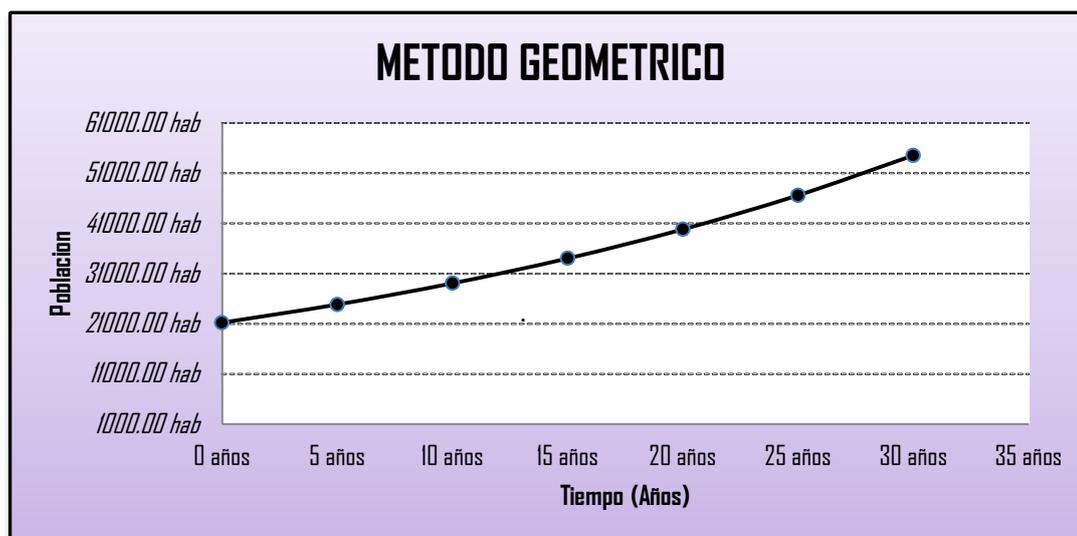
✚ MÉTODO GEOMÉTRICO

El presente método considera que la población crece de acuerdo a la ley de interés compuesta, se aplica para poblaciones jóvenes en pleno desarrollo viene dado por la fórmula:

$$Pf = Pa (1 + r/100)^t$$

Para diferentes periodos de crecimiento tenemos:

$t= 0$ años	$Pf= 21214.00$ hab
$t= 5$ años	$Pf= 24832.53$ hab
$t= 10$ años	$Pf= 29068.29$ hab
$t= 15$ años	$Pf= 34026.56$ hab
$t= 20$ años	$Pf= 39830.57$ hab
$t= 25$ años	$Pf= 46624.59$ hab
$t= 30$ años	$Pf= 54577.48$ hab



MÉTODO DE LA OMS

La OMS (Organización Mundial de la Salud) considera una fórmula de tipo geométrico, para el caso de no disponerse de información censal utilizando una razón de crecimiento categorizado en base a la magnitud de la población.

$$Pf = Pa (1+P/100)^t$$

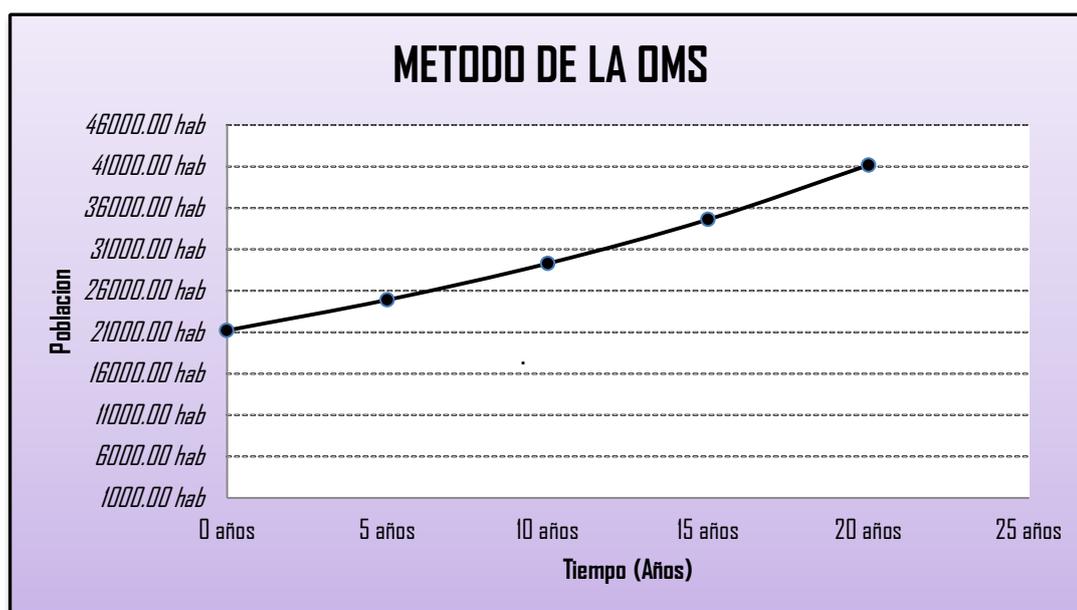
Dónde:
Pf = Población futura
Po = población actual
P = Incremento anual en %
t = Tiempo en años
i=3.2%

Tabla 51.- Incremento Anual en %, Método de la OMS

TIPO DE POBLACIÓN	VALOR DE P %
Ciudades Grandes	2.70
Ciudades Pequeñas	3.00
Poblados y Aldeas	2.20

Para diferentes periodos de crecimiento tenemos:

<i>t</i> = 0 años	<i>Pf</i> = 21214.00 hab
<i>t</i> = 5 años	<i>Pf</i> = 24903.39 hab
<i>t</i> = 10 años	<i>Pf</i> = 29295.52 hab
<i>t</i> = 15 años	<i>Pf</i> = 34612.32 hab
<i>t</i> = 20 años	<i>Pf</i> = 41180.12 hab
<i>t</i>= 25 años	<i>Pf</i>= 49499.33 hab
<i>t</i> = 30 años	<i>Pf</i> = 60378.31 hab



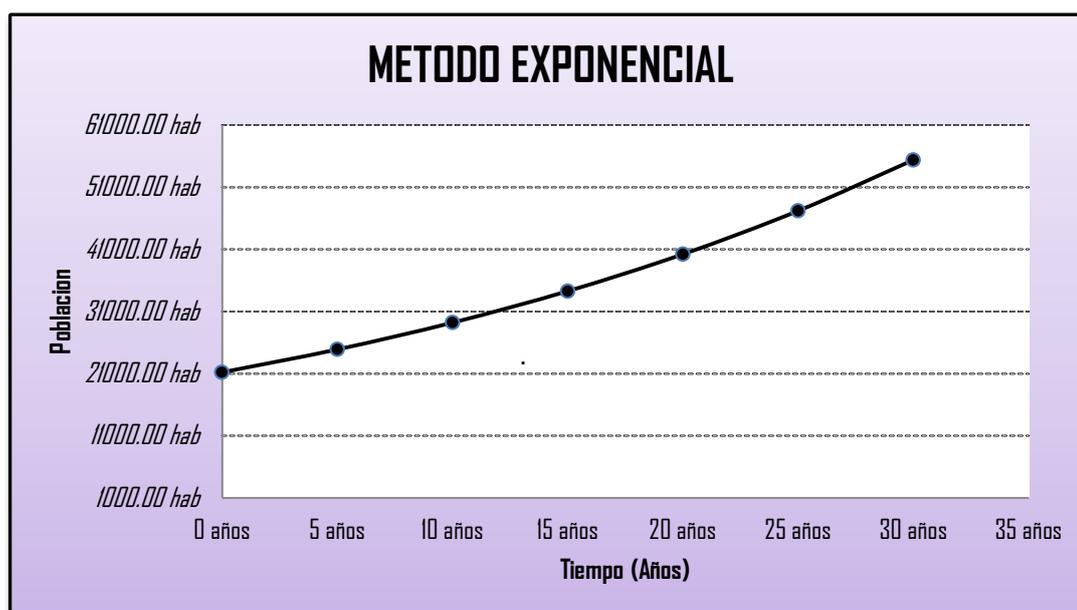
✚ MÉTODO EXPONENCIAL

Dada por la formula $Pf = Po \times e^{rt/100}$

Nota.- Debido a que estos métodos ilustran una solución diferente de la población, unos por vía exponencial y otro lineal, No se sacan promedios entre distintos métodos.

Para diferentes periodos de crecimiento tenemos:

<i>t= 0 años</i>	<i>Pf= 21214.00 hab</i>
<i>t= 5 años</i>	<i>Pf= 24894.86 hab</i>
<i>t= 10 años</i>	<i>Pf= 29214.38 hab</i>
<i>t= 15 años</i>	<i>Pf= 34283.39 hab</i>
<i>t= 20 años</i>	<i>Pf= 40231.93 hab</i>
<i>t= 25 años</i>	<i>Pf= 47212.60 hab</i>
<i>t= 30 años</i>	<i>Pf= 55404.49 hab</i>

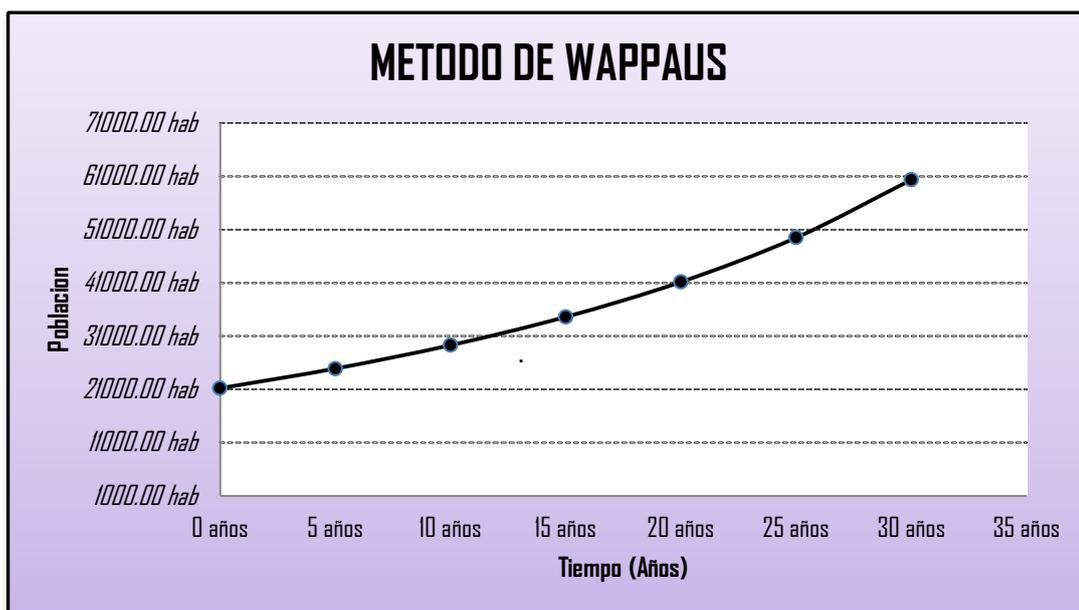


MÉTODO DE WAPPAUS

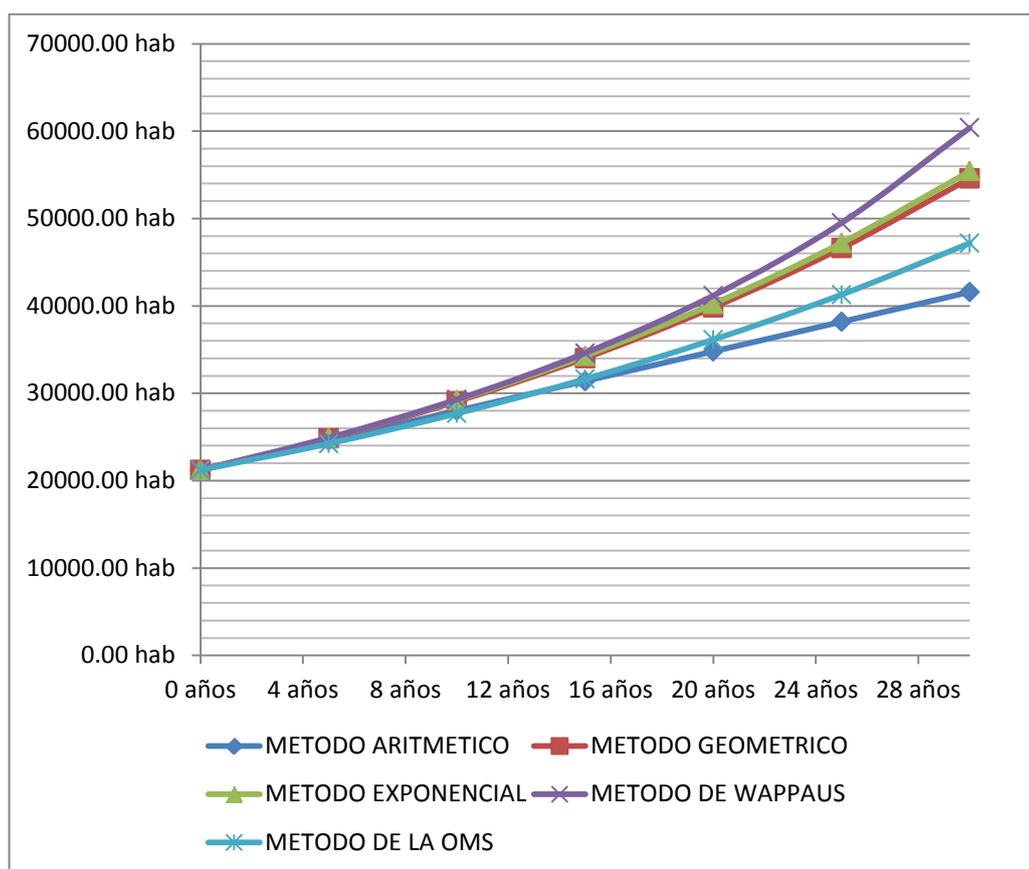
Esta dada por la fórmula:
$$Pf = P_o \cdot \left(\frac{200 + i \cdot t}{200 - i \cdot t} \right)$$

Para diferentes periodos de crecimiento tenemos:

<i>t= 0 años</i>	<i>Pf= 21214.00 hab</i>
<i>t= 5 años</i>	<i>Pf= 24903.39 hab</i>
<i>t= 10 años</i>	<i>Pf= 29295.52 hab</i>
<i>t= 15 años</i>	<i>Pf= 34612.32 hab</i>
<i>t= 20 años</i>	<i>Pf= 41180.12 hab</i>
<i>t= 25 años</i>	<i>Pf= 49499.33 hab</i>
<i>t= 30 años</i>	<i>Pf= 60378.31 hab</i>



❖ Resumen de resultados obtenidos:



Método aritmético = 38,185.20 hab

Método geométrico = 46,624.59 hab

Método exponencial =47,212.60 hab

Método wappaus =49,499.33 hab

Método de la OMS =47,177.60 hab

- ❖ Se concluye que analizando los resultados, descartaremos el resultado del método aritmético, puesto que la población del Distrito de Ilave, tiene una alta tasa de crecimiento, puesto que se tomara un promedio de los demás métodos, ya que nos mostrara un mejor comportamiento, por tal motivo tenemos: ***47,629 habitantes en 25 años como punto de partida el año 2007.***

3.2.2.3. Determinación de la dotación

En el capítulo, **3.1.4.6.2 Dotación**, obtenemos un resultado de ***178.85 l/hab/día***, para un caudal aforado, durante el monitoreo y determinado en el capítulo, **3.1.4.6.1 Caudal**, de ***48.71l/s***, y una población actual de ***29,414 habitantes***.

- 1) Por otro lado el RNE (011-2012-Vivienda, 2012), indica que si no existieran estudios de consumo y no se justificara su ejecución, se considerara en sistemas con conexiones domiciliarias una dotación siguiente:

✓ *Clima frio* 180 l/hab/día

✓ *Clima templado y cálido* 220 l/hab/día

- 2) También indica que en programas de vivienda con lotes de área menor o igual a 90 m², las dotaciones serán:

✓ *Clima frio* 120 l/hab/día

✓ *Clima templado y cálido* 150 l/hab/día

Analizando los dos ítems anteriores con la población de la ciudad de Ilave; se tuvo acceso a la información del *Plan de Desarrollo Urbano Sostenible PDUS-ILAVE 2017-2030*, que hasta la fecha 25/07/2017, se encuentra en la etapa final de aprobación, que el desarrollo urbano de la zona urbana del Distrito de Ilave a nivel de área tiene:

En la parte central de la ciudad alrededores de la Plaza de Armas, Jr Andino, y mediaciones del mercado Central de Ilave, los lotes tienen un área menor a 90 m^2 , Densidad muy Baja a Densidad Baja; y en el resto de la ciudad en su Mayoría tiene una Densidad de Media a Densidad Alta, llegando un área promedio de 300 m^2 .



Figura 103.- Grafico de Densidad Urbana.

Por lo tanto se tiene una variación enorme de lotes a nivel de área, por otro lado la Ciudad de Ilave tiene un clima frio según el *SENAMHI-PUNO*, y

para climas fríos se podría optar por asumir según el RNE, para climas fríos, entre **120 a 180 l/hab/día**.

En tal sentido se tiene una dotación real de **178.85 l/hab/día**, fruto del **monitoreo**, cuyo resultado se encuentra en el intervalo de 120 a 180 l/hab/día, y se optara por usar este valor, además de que fue determinada con datos reales de monitoreo

3.2.2.4. Cálculo del caudal de diseño

Dónde:

La dotación del agua es = **178.85 l/hab/día**

La población futura es = **47,629 hab.**

Caudal mínimo

Calcularemos con la siguiente formula:
$$Q_{\min} = C \cdot \frac{P \cdot q \cdot K_3}{86400}$$

$Q(m3/día) = 3407.379 m3/día$

$Q_{\min} = 39.44 l/s$

$C = 0.8$	<i>80% ingresa al alcantarillado</i>
$P = 47629.00 \text{ hab}$	<i>Población</i>
$q = 179 \text{ l/hab/día}$	<i>Dotación</i>
$K_3 = 0.5$	<i>Coficiente de variación</i>

Uno de los problemas más significativos en el pre tratamiento, es la acumulación de solidos totales, este problema genera la dificultad de realizar el normal funcionamiento en el paso del flujo de las aguas residuales, por la cámara de rejillas; es por tal motivo la comprobación del de la carga hidráulica con el caudal mínimo en el pre tratamiento, este problema se encontró generalmente en las plantas de tratamiento de aguas residuales con poblaciones pequeñas. (Pancca Peralta, 2016)

Caudal medio

Calcularemos con la siguiente formula:
$$Q_{\text{med}} = C \cdot \frac{P \cdot q}{86400}$$

$$Q(m3/dia) = 6814.757 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{medio} = 78.87 \text{ l/s}$$

$$C = 0.8$$

80% ingresa al alcantarillado

$$P = 47629.00 \text{ hab}$$

Población

$$q = 179 \text{ l/hab/día}$$

Dotación

El caudal medio servirá para el cálculo de los componentes secundarios de la planta de tratamiento de aguas residuales como lagunas aireadas y lagunas facultativas, en donde se realiza el proceso microbiológico. (Pancca Peralta, 2016)

✚ Caudal máximo diario

Calcularemos con la siguiente formula:
$$Q_{md} = C \cdot \frac{P \cdot q \cdot K_1}{86400}$$

$$Q(m3/dia) = 8859.185 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{md} = 102.54 \text{ l/s}$$

$$C = 0.8$$

80% ingresa al alcantarillado

$$P = 47629.00 \text{ hab}$$

Población

$$q = 179 \text{ l/hab/día}$$

Dotación

$$K1 = 1.3$$

coeficiente de variación diaria

✚ Caudal máximo horario

Calcularemos con la siguiente formula:
$$Q_{mh} = C \cdot \frac{P \cdot q \cdot K_2}{86400}$$

$$Q(m3/dia) = 12266.563 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$Q_{mh} = 141.97 \text{ l/s}$$

$$C = 0.8$$

80% ingresa al alcantarillado

$$P = 47629.00 \text{ hab}$$

Población

$$q = 179 \text{ l/hab/día}$$

Dotación

$$K2 = 1.8$$

Coefficiente de variación horaria

Este caudal nos servirá para realizar el dimensionamiento del pretratamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales, en sus momentos más críticos.

✚ Caudal de infiltraciones

Calcularemos con la siguiente formula:
$$Q_{inf} = L \cdot q_{inf}$$

$$Q(m3/dia) = 432 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{inf} = 5.00 \text{ l/s}$$

$$L = 10000 \text{ m}$$

$$q_{inf} = 0.0005 \text{ l/s}$$

✚ Caudal de aporte pluvial

Calcularemos con la siguiente formula: $Q_e = Q_a + (P_r + P_c) - (E + P_e)$

$$Q(m3/dia) = 3 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{pluv} = 0.04 \text{ l/s}$$

$$Q_a = 0.00 \text{ l/s}$$

$$P_r = 0.09 \text{ l/s}$$

$$P_c = 0.00 \text{ l/s}$$

$$E = 0.05 \text{ l/s}$$

$$P_e = 0.00 \text{ l/s}$$

$$Q_{pl} = 5 \text{ mm/dia}$$

$$Q_{ev} = 3 \text{ mm/dia}$$

Este aporte pluvial es generalmente contribuido por la lluvias que caen a las lagunas facultativas, aumentando el caudal al cual se diseña, por tal motivo es necesario incluir este caudal al diseño, con el propósito de no tener inconvenientes al momento de que la laguna facultativa realice su proceso de tratamiento de aguas residuales.

✓ Caudal de diseño

Tenemos:

$$Q(m3/dia) = 12702 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{Tmh} = 147.01 \text{ l/s}$$

$$Q(m3/dia) = 9294 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Q_{Tmd} = 107.57 \text{ l/s Max. Diario}$$

Finalmente, el caudal máximo horario y el caudal medio o promedio, estos caudales son aumentados o sumados con los caudales pluviales e industriales para obtener un caudal final o total que nos ayudara a realizar el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales. (Pancca Peralta, 2016)

3.2.2.5. Diseño hidráulico del Pre Tratamiento

3.2.2.5.1. Diseño hidráulico de la cámara de rejillas

1) *Determinando el área transversal*; se calcula el área transversal del canal de la cámara de rejillas, por donde pasara el caudal, con el ***Q_{max}*** y la *velocidad*.

Datos:

- Q_{max}*** : Caudal máximo horario (m³/s).
- V*** : Velocidad de flujo en el canal (m/s).

Tabla 52.- Velocidad de Canal antes de las barras

Velocidades de flujo (V)⁴	
Mínimo	0.30 m/s
Medio	0.45 m/s
Máximo	0.60 m/s

- A_t*** : Área transversal total del canal (m²).
- h₀*** : Borde libre.
- h_a*** : Tirante

Q_{mh} = 0.14701 m³/s ; Dato obtenido en el capítulo 3.2.2.4

V = 0.45 m/s; Se asume valor comúnmente usado RNE.

A_t = 0.33 m²

b = 0.60 m; Dato asumido.

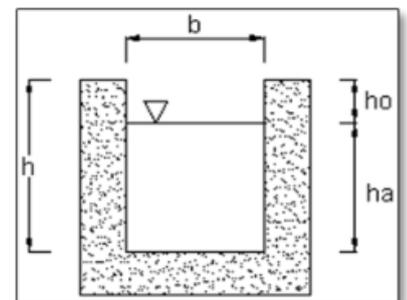
h_a = 0.55 m

h₀ = 0.20 m; Dato asumido.

h_t = ***h*** = 0.75 m

$$A_t = \frac{Q_{max}}{V}$$

$$h_a = \frac{A_t}{b}$$



2) *Elección de la pendiente del canal*; se tendrá en cuenta una sección rectangular y está dada por:

SECCIÓN	ÁREA	PERÍMETRO MOJADO	RADIO HIDRÁULICO
 Rectangular	$b \cdot d$	$b + 2d$	$\frac{bd}{b + 2d}$

Se elige el coeficiente de rugosidad, mediante el siguiente cuadro:

⁴ Se menciona en la teoría de la cámara de rejillas.

Tabla 53.-Coeficiente De Rugosidad De Manning.

<i>Tubería</i>	Coeficiente de Rugosidad "n" de Manning
<i>Asbesto Cemento</i>	0.010
<i>Hierro fundido Dúctil</i>	0.010
<i>Cloruro de Poli vinilo</i>	0.010
<i>Poliester Reforzado con fibra de vidrio</i>	0.010
<i>Concreto Armado Liso</i>	0.013
<i>Concreto Armado con revestimiento de PVC</i>	0.010
<i>Arcilla Vitrificada</i>	0.010

Fuente: (011-2012-Vivienda, 2012)

Del cuadro anterior se define que la *estructura estará construido de Concreto Armado liso (Acabado liso)*, por ende el **coeficiente de rugosidad “n” de Manning será de 0.013**.

Según la formula siguiente para hallar la velocidad de flujo despejamos *S*, que es la pendiente del canal.

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

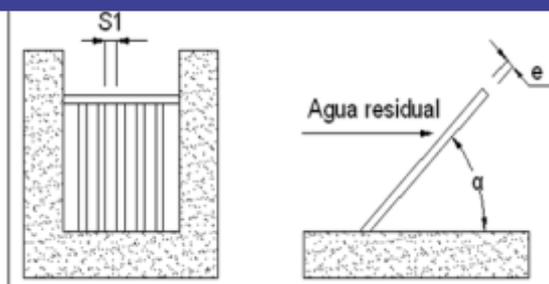
Dónde:

- S* : pendiente del canal.
 - n* : Coeficiente de rugosidad de Manning.
 - V* : Velocidad de flujo en el canal (m/s). $R = \frac{bd}{b + 2d}$
 - R* : Radio hidráulico para sección rectangular. $P = b + 2d$
 - P* : Perímetro mojado.
- n* = 0.013**
P = 1.70
R = 0.19
S = 0.0003 = 0.03%

3) **Determinación del largo y Angulo de las barras**; se determinara mediante el siguiente criterio:

El Reglamento Nacional de Edificaciones, (011-2012-Vivienda, 2012), indica, que el Angulo de inclinación de las barras de las cribas de limpieza manual será entre 40 y 60 grados con respecto a la horizontal, de donde se optara por elegir un **ángulo de 60 grados**.

Mediante la siguiente formula determinamos la longitud de las barras:



$$L_b = \frac{h}{\text{sen}(\alpha)}$$

Dónde:

L_b : Longitud de las barras (m).

H_a : Tirante de agua máximo del canal (m). **Dato calculado = 0.75m.**

α : Grado de inclinación de las barras con la horizontal (**Asumido 60 Grados**).

$$L_b = 0.87 \text{ m}$$

$$h_a = 0.75 \text{ m, Dato Calculado}$$

$$\alpha = 60^\circ, \text{ Asumido según RNE.}$$

- 4) **Cálculo del número de barras**, se determinará mediante la siguiente formula:

$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1}$$

Dónde:

b : Ancho del canal (m). = 0.60m.

e : Espesor de barras (m). = Asumimos 1/4"

S_1 : Separación entre barras (m). = 0.030m.

$$b = 0.60 \text{ m}$$

$$e = 1/4 \text{ ''}$$

$$S_1 = 0.030 \text{ m}$$

$$N_b = 16 \text{ Barras}$$

- 5) **Determinación del depósito o canal**, se determinara mediante la siguiente formula:

$$L = 3.5 \cdot b$$

Dónde:

L : Longitud del depósito o canal (m).

b : Ancho útil del canal (m). **Se asumió 0.60m**

$$L = 2.10 \text{ m.}$$

- 6) **Perdida de carga**, se determinara mediante el siguiente procedimiento:

h_f = Perdida de carga (m)

0.7 = Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia y de las pérdidas por formación de remolinos

V = Velocidad de aproximación a la reja (m/s)
 V_c = Velocidad de circulación entre las barras de la reja (m/s)
 g = Aceleración de la gravedad (9.81 m/s²)

$$h_f = \frac{1}{0.7} \times \left(\frac{V_c^2 - V^2}{2 \times g} \right) \qquad \begin{aligned} hf &= 0.006028 \\ Vc &= 0.53 \text{ m/s} \\ V &= 0.45 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Q_{max} = Caudal maximo horario de diseño (m3/s)
 A_1 = Area transversal de flujo de la reja de barras (m2)
 e = Espesor de barras (transversal al caudal que fluye) (m)

$$A_1 = h_a \times [b - (N_b \times e)] \qquad AI = 0.28 \text{ m}^2$$

$$V_c = \frac{Q_{max}}{A_1} \qquad Vc = 0.53 \text{ m/s}$$

Considerando un area obstruida de 50%

$$\begin{aligned} AI &= 0.19 \text{ m}^2 & hf &= 0.030 \text{ m} \\ Vc &= 0.78 \text{ m/s} & Vc &= 0.78 \text{ m/s} \\ & & V &= 0.45 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} hp\% &= 0.313 \\ T &= 0.86 &> 0.75 \text{ m} \end{aligned}$$

7) *Verificación del caudal mínimo*, se verificara mediante la siguiente

formula:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

$Q_{min} = 0.1470 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\begin{aligned} V_I &= 0.45 \text{ m/s} & h_I &= 0.54 \text{ m} \\ V_{I0} &= 0.45 \text{ m/s} & h_{I0} &= 0.54 \text{ m} \\ V_F &= 0.45 \text{ m/s} & & \end{aligned}$$

OK!!!

Los datos hallados se reflejaran en los planos que se encuentran en el anexo.

3.2.2.5.2. Diseño hidráulico del desarenador

Según el RNE (011-2012-Vivienda, 2012), que la el diseño de un desarenador para aguas residuales, se debe proveer dos unidades de operación alterna como mínimo, además el control de la velocidad en un desarenador es fundamental para garantizar un flujo en la cual una partícula pueda sedimentar, en este caso los desarenadores de flujo horizontal serán diseñados para remover partículas de diámetro medio igual o superior a 0.20mm. Para el efecto se debe tratar de controlar y mantener la velocidad de flujo alrededor de 0.30m/s, con una tolerancia de + 20%.

Para el control de la velocidad para diferentes tirantes de agua se efectuará con la instalación de un vertedero a la salida del desarenador. Este puede ser de tipo proporcional (Sutro), trapezoidal o un medidor de régimen crítico (Parshall) o Palmer Bowls, y la velocidad debe comprobarse para el caudal mínimo, promedio y máximo.

Para el diseño del desarenador nos basaremos en el planteamiento que indica, (Noriega Pissani, 1999, págs. 215-230), dice que la el diseño del canal desarenador se van a presentar tres posibilidades:

- I. Canal trapezoidal de velocidad constante.
- II. Canal rectangular controlado por un vertedero Sutro.
- III. Canal rectangular controlado con un medidor Parshall.

Para fines de diseño se elegirá el III Canal rectangular controlado por un medidor Parshall, para un ágil proceso constructivo para el canal, por otro lado el medidor Parshall, se diseñara pero con fines que se adquiriera

una estructura prefabricada, puesto que la el medidor Parshall debe de conservar las medidas del diseño original para que pueda brindar medidas acertadas.

- 1) Condiciones generales, se desea remover partículas de un peso específico $S_s=2.65$ y un diámetro de $0.2mm$. para un caudal fluctuante $Q_{maxhorario}= 147.01 \text{ l/s}$, $Q_{min}=39.44 \text{ l/s}$, estos datos fueron determinante en el *Capítulo 3.2.2.4 Cálculo del caudal de diseño*,
- 2) Calculamos la velocidad de sedimentación V_s para las temperaturas medias extremas del desagüe (Dato tomado como recomendación del libro):

$T^{\circ}C$ Viscosidad Cinemática ν m^2/s .

15° 1.1457×10^{-2}

25° 0.8975×10^{-2}

Determinamos del monograma $X_1=K_1d$ vs $X_2=V_s$, se tiene:

$$K_1 = \left[\frac{g(S_s-1)}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} ; K_2 = [g(S_s - 1)]^{\frac{1}{3}}$$

- Para temperaturas $T=15^{\circ}C$, $K_1=231.03$ y $X_1=4.62$

Entrando al monograma con X_1 , leemos el valor de X_2 ,

$X_2=0.9$, Pero $K_2=2.647$, por lo tanto:

$$V_s=2.38 \text{ cm/s}$$

- Para temperaturas $T=25^{\circ}C$, $K_1=271.87$ y $X_1=5.44$

Si $K_2=2.44$, $X_2=1.15$, el valor de:

$$V_s=2.8 \text{ m/s}$$

Podemos concluir que a menor temperatura es menor la velocidad de sedimentación, tomaremos la condición más desfavorable, es decir $V_s=2.38 \text{ cm/s}$.

- 3) Cálculo de la longitud del canal, puesto que los canales desarenadores se ajustan en buena medida a la teoría de Hazen sobre partículas discretas, se puede describir:

$$\frac{V_s}{H} = \frac{V_H}{L}$$

$$L = \frac{V_H H}{V_s}$$

Dónde:

V_s =Velocidad de sedimentación (m/s). = 0.0238m/s

V_H =Velocidad horizontal (m/s). =Según RNE=0.30m/s

L =Longitud del canal (m).

H =Tirante Maximo (m).

$$L = \frac{0.3H}{0.0238} = 12.6H$$

Por otro lado, en los desarenadores no se verifican condiciones ideales y existe turbulencia a la entrada y a la salida, por lo que, se recomienda incrementar la longitud de los canales con un factor de seguridad de **1.5 a 2**, es decir:

$$12.6 \times 1.5 \times H \leq L \leq 12.6 \times 2 \times H$$

$$18.9H \leq L \leq 25.2H$$

De lo anterior, si verificamos la longitud (L) con la tasa de aplicación recomendada ($1,200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$), de donde se puede verificar que en

el RNE, indica la tasa de aplicación deberá estar entre **45 y 70** $m^3/m^2/h$. tenemos:

$$45 \times 24 \, m^3/m^2/día \leq \text{Tasa de Aplicación} \leq 70 \times 24 \, m^3/m^2/día$$

$$1,080 \, m^3/m^2/día \leq \text{Tasa de Aplicación} \leq 1,680 \, m^3/m^2/día$$

En donde verificamos que el valor recomendado está en el margen, que establece el RNE.

$$1,080 \, m^3/m^2/día \leq 1,200 \, m^3/m^2/día \leq 1,680 \, m^3/m^2/día \quad \text{Ok!!}$$

Finalmente tenemos:

$$L = \frac{0.3 \times H \times 8,6400}{1,200} = 21.6H$$

Por lo tanto: $L=21.6H$, ahora en el RNE, indica que: la relación entre el largo y la altura del agua debe ser como mínimo 25.

Entonces tomamos la relación que indica el RNE.

$$L=25H$$

4) Teniendo en cuenta:

$$Q_{max} = 147.01 \, l/s., \text{ asumimos un ancho de garganta } W=0.305m.$$

$$Q_{min} = 39.44 \, l/s.$$

Hallamos Q_a :

Debemos tener en cuenta que, si el Parshall se va a utilizar como regulador de velocidad de flujo, no debe trabajar sumergido, es decir, el nivel del líquido en el canal aguas abajo del Parshall debe ser tal que H_b no pase de $0.6H_a$. Como H_a se puede determinar para cualquier caudal, el límite superior de H_b es el máximo nivel de agua en

el canal aguas abajo para un caudal desarenador y la base del Pars-hall, se determina por la siguiente ecuación:

$$Q_a = \frac{1.1 (Q_{max}/2.27W)^{2/3} - S}{1.1 (Q_{min}/2.27W)^{2/3} - S}$$

$$Q_a = \frac{Q_{max}}{Q_{min}}$$

$$Q_a = \frac{147.01}{39.44} = 3.727$$

- 5) Hallamos H_m ; despejamos de la siguiente formula que relaciona la carga hidráulica (H_a) con el caudal (Q).

$$Q = 2.27W \left(\frac{H_m}{1.1} \right)^{3/2}$$

$$Hm_{max} = 1.1 \left(\frac{Q_{max}}{2.27W} \right)^{2/3} = 1.1 \left(\frac{\frac{147.01 \text{ m}^3}{1000 \text{ s}}}{2.27 \times 0.305 \text{ m}} \right)^{2/3} = 0.392 \text{ m.}$$

- 6) Determinando la sumergencia (S):

$$S = Q_r Hm_{max}$$

$$Q_r = \frac{Q_a^{1/3} - 1}{Q_a - 1} = \frac{3.727^{1/3} - 1}{3.727 - 1} = \frac{0.550}{2.727} = 0.202$$

$$\text{Reemplazamos en } S = Q_r Hm_{max} = 0.202 \times 0.392 = 0.0792 \text{ m}$$

$$= 7.92 \text{ cm}$$

$$S = 0.0792 \text{ m} = 7.92 \text{ cm}$$

- 7) Donde el tirante de agua en el canal será:

$$Y_{max} = Hm_{max} - S = 0.392 - 0.0792 = 0.3128 \text{ m}$$

- 8) Calculando el ancho del canal (b):

$$b = \frac{Q_{max}}{Y_{max}V} \quad \text{para } V = 0.30 \text{ m/s}$$

$$b = \frac{0.14701}{0.3128 \times 0.30} = 1.566$$

$b = 1.60 \text{ m}$, valor adoptado

9) Verificando que ocurre para $Q_{min}=39.44 \text{ l/s}=0.03944 \text{ m}^3/\text{s}$

$$H_{m_{min}} = 1.1 \left(\frac{0.03944}{0.69} \right)^{2/3} = 0.163 \text{ m}$$

$$Y_{min} = 0.163 - 0.0792 = 0.0838 \text{ m}$$

$$V = \frac{Q_{min}}{Y_{min}b} = \frac{0.03944}{0.0838 \times 1.60} = 0.294 \text{ m/s}$$

10) Determinando la longitud del desarenador:

De la ecuación: $L=25H=25Y_{max}=25 \times 0.3128 \text{ m}=7.82 \text{ m}$

$L=7.82 \text{ m}$; que es la longitud teórica.

Por otro lado en el RNE, (011-2012-Vivienda, 2012), indica que para la longitud del desarenador: “... *a la salida y entrada del desarenador se preverá, a cada lado por lo menos una longitud adicional equivalente a 25% de la longitud teórica...*”.

Por lo tanto tenemos:

$$\text{Salida } 25\% \text{ adicional} = L = 7.82 \text{ m} \times 25\% = 1.955 \text{ m}$$

$$\text{Entrada } 25\% \text{ adicional} = L = 7.82 \text{ m} \times 25\% = 1.955 \text{ m}$$

Longitud del desarenador; $L_{total}=L_{teorica}+L_{Adi.Salida}+L_{Adi.Entrada}$

$$L_{total}=7.82 \text{ m} + 1.955 \text{ m} + 1.955 \text{ m} = 11.73 \text{ m}.$$

$L_{total}=12 \text{ m}$, adoptado, Los planos se adjuntaran en el anexo.

3.2.2.5.3. Diseño hidráulico del medidor Parshall

Para el cálculo hidráulico del medidor parshall:

$Q_{max} = 147.01 \text{ l/s.}$, asumimos un ancho de garganta $W=0.305 \text{ m}$.

Según la tabla de dimensiones estandarizadas de canaleta Parshall:

Tabla 54.- Dimensiones Estandarizadas de Canales Parshall

W	A	B	C	D	E	T	G	N	K	R	M	P	X	Y
in	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1"	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9			50	0.8	1.3
2"	41.4	40.6	13.5	21.4	35.6	11.4	25.4	2.2	4.3			70	1.6	2.5
3"	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5	3.8
6"	62.1	61	39.4	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4	40.6	30.5	90.2	5.1	7.6
9"	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4	40.6	30.5	108	5.1	7.6
12"	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	149.2	5.1	7.6
18"	144.9	142	76.2	102.6	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	167.6	5.1	7.6
24"	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	185.4	5.1	7.6
36"	167.7	164.5	122	157.2	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	222.3	5.1	7.6
48"	183	179.5	152.5	193.8	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	271.1	5.1	7.6
60"	198.3	194.1	183	230.3	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	308	5.1	7.6
72"	213.5	209	213.5	266.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	344.2	5.1	7.6
84"	228.8	224	244	303	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	381	5.1	7.6
96"	244	239.2	274.5	340	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	417.2	5.1	7.6
120"	305	274.5	427	475.9	122	91.5	183	15.3	34.3				30.5	22.9

Fuente: (Noriega Pissani, 1999)

Por lo tanto, el resto de las dimensiones son: en Centímetros

- W= 30.500
- A= 137.200
- 2/3A= 91.467
- B= 134.400
- C= 61.000
- D= 84.500
- E= 91.500
- T= 61.000
- G= 91.500
- N= 7.600
- M= 22.900
- K= 50.800
- R= 38.100
- P= 149.200
- X= 5.100
- Y= 7.600

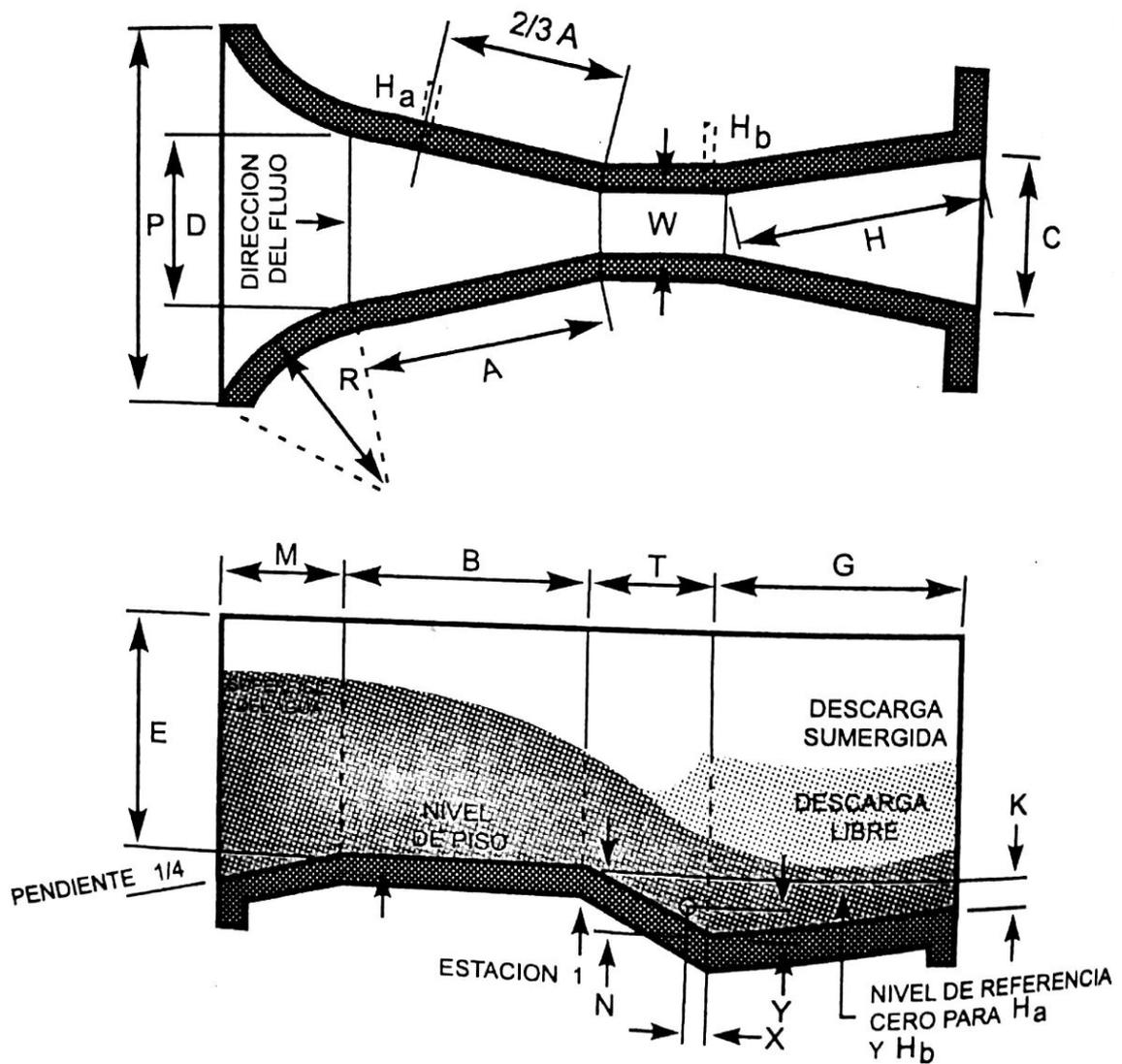


Figura 104.- Planta y Sección de un Canal Parshall típico

Donde :

- W : Ancho de la garganta.
- A : Longitud de las paredes laterales de la sección convergente.
- $2/3 A$: Distancia posterior del extremo de la cresta al punto de medida.
- B : Longitud axial de la sección convergente.
- C : Ancho del extremo aguas abajo del canal.
- D : Ancho del extremo aguas arriba del canal.
- E : Profundidad del canal.
- F : Longitud de la garganta.
- G : Longitud de la sección divergente.

- K** : Diferencia en elevación entre el extremo inferior del canal y la cresta.
- M** : Longitud del piso de la entrada.
- N** : Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta.
- P** : Ancho entre los extremos de las paredes curvas de entrada.
- R** : Radio de las paredes curvas de entrada.
- X** : Distancia horizontal desde el punto bajo en la garganta al punto de medida Hb.
- Y** : Distancia vertical desde el punto bajo en la garganta al punto de medida Hb.

3.2.2.5.4. Diseño del sistema de lagunas de estabilización

3.2.2.5.4.1. Caudal de diseño

El caudal de diseño para el sistema de lagunas de estabilización propuesto, será el siguiente:

$$Q_{med}=78.87 \text{ l/s.}$$

3.2.2.5.4.2. Calidad prevista del efluente

La calidad del agua del efluente, será mínimamente la que cumpla los Límites Máximos Permisibles por el *DS 003-2010 MINAM*, que aprueba los Límites máximos Permisibles LMP, para efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Domesticas o Municipales, como se encuentra en el siguiente cuadro:

PARAMETRO	UNIDAD	LMP DE EFLUENTES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUAS
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	10,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	200
pH	unidad	6.5-8.5
Sólidos Totales en Suspensión	mL/L	150
Temperatura	°C	<35

Figura 105.- Calidad prevista para efluente de la PTAR

3.2.2.5.4.3. Calidad prevista del efluente

El concepto principal del sistema de tratamiento en el presente estudio, será diseñar un sistema de lagunas facultativas seguidas por una laguna de maduración.

Las lagunas facultativas serán diseñadas en paralelo para poder sacar una fuera de servicio durante la remoción de lodos y la otra queda en operación, con un tiempo de retención hidráulico $THR_F \geq 10$ Dias. Las lagunas facultativas estarán orientadas a remover *DBO* y *SS*.

Luego se diseñara una laguna de maduración con $THR_M \geq 6$ Dias. Con el propósito de proveer un periodo de retención hidráulica adicional para la remoción de patógenos, y también de mejorar la calidad del efluente en términos de *DBO*.

Con el sistema de tratamiento así formulado, se debe tener un 100% de remoción de huevos de helmintos y una remoción de coliformes fecales (termo tolerantes) de 3 a 4 ciclos logarítmicos. En cuanto a la remoción de *DBO*, se espera obtener en el efluente final una concentración promedio de $DBO_5 \leq 50$ mg/l; y los sólidos en suspendidos $SS \leq 75$ mg/l. estos parámetros del efluente final, superan ampliamente a los establecidos en el *DS 003-2010 MINAM*, por lo que el efluente será de mejor calidad y pueda aprovecharse para otros fines como el riego de vegetales.

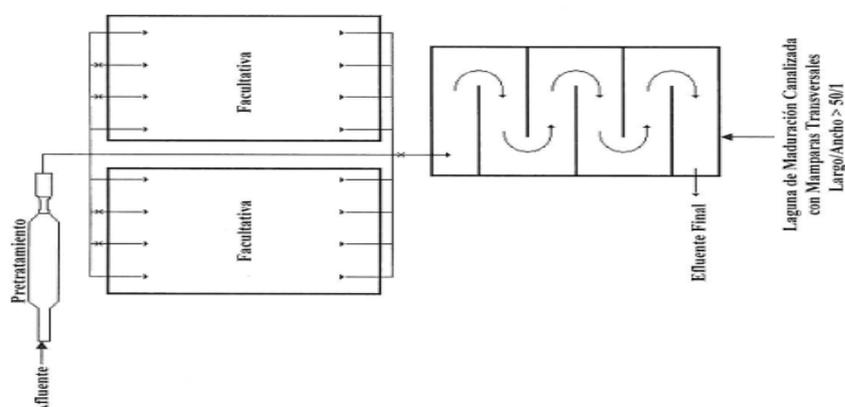


Figura 106.- Tren de Tratamiento.

Conceptualización del sistema de tratamiento de aguas residuales del presente estudio, consistente en dos lagunas facultativas en paralelo seguida de una de maduración canalizada con mamparas.

3.2.2.5.4.4. Método de diseño

Para el diseño de las lagunas facultativas y de maduración, se utilizará el método de *Carga Orgánica Superficial por Radiación Solar*, recomendado por el autor *PhD. Stewart Oakley*, puesto que este método se considera el más exacto, en vista de que introduce datos reales de laboratorio en el diseño.

3.2.2.5.4.5. Datos climatológicos

3.2.2.5.4.5.1. Datos solicitados a SENAMHI – PUNO

El *SENAMHI* en su página institucional brinda datos en tiempo real de cualquier departamento del Perú, en este caso con fecha 26/07/2017, cuya dirección web es <http://www.senamhi.gob.pe/>, indica este pronóstico:

ILAVE			
Miercoles, 26 de Julio		16 °C / -2 °C	Cielo despejado durante el día.
Jueves, 27 de Julio		16 °C / -3 °C	Cielo despejado durante el día.
Viernes, 28 de Julio		16 °C / -4 °C	Cielo despejado durante el día.

Por otro lado, para fines de este proyecto de investigación se solicitó, con fecha de recepción en mesa de partes **26 Mayo 2017**, a esta institución datos climatológicos para el lugar de estudio, esta respondió mediante, con él envió de los datos a un correo electrónico, cuyo reporte se adjuntara en el anexo; de dichos reportes se extraerá la información requerida para el diseño:

Tabla 55.- Resumen de datos del SENAMHI

DATOS SENAMHI								
Mes	Temp Min °C	Temp Max °C	Humedad %	Viento km/día	Insolación horas	Rad MJ/m²/día	ETo mm/día	Precipit. mm/día
Enero	5.10	17.40	95.00	293.76	6.50	20.60	3.51	26.40
Febrero	6.20	16.00	96.00	311.04	5.60	18.90	3.24	26.20
Marzo	4.00	17.80	96.00	241.92	6.40	19.10	3.16	19.00
Abril	2.70	16.50	89.00	259.20	8.10	19.70	3.11	16.70
Mayo	-2.10	16.30	64.00	276.48	7.20	16.30	2.59	4.40
Junio	-3.80	15.60	59.00	380.16	8.20	16.50	2.45	1.90

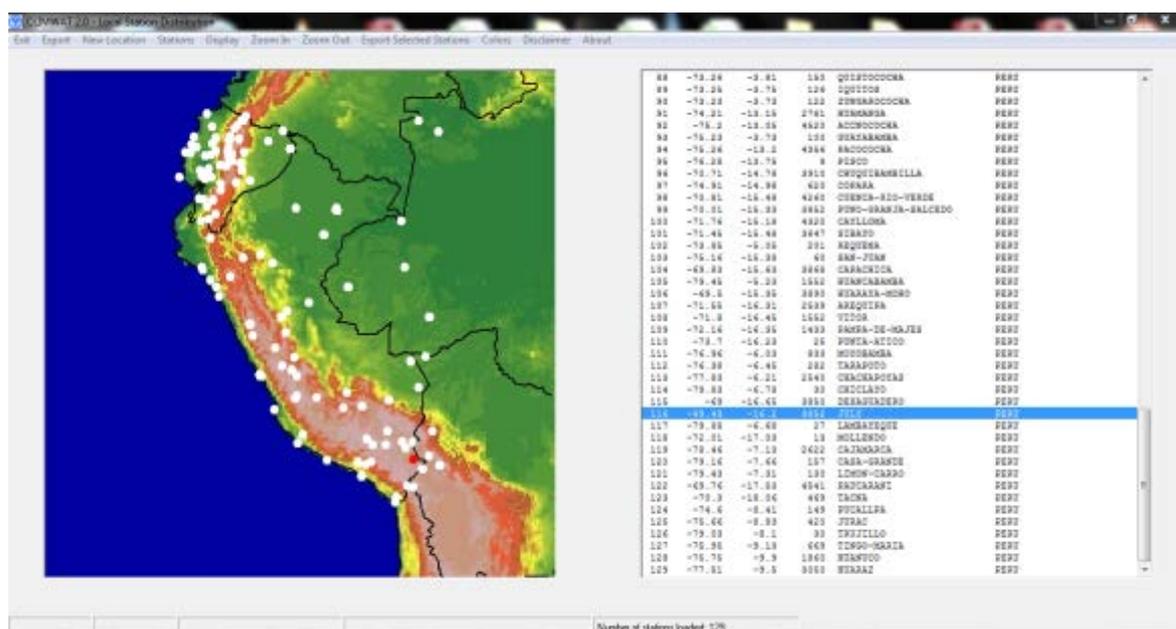
Julio	-2.50	15.70	57.00	414.72	7.70	16.30	2.45	4.00
Agosto	-2.00	15.90	59.00	345.60	8.20	18.80	2.90	4.30
Septiembre	-0.60	16.90	55.00	336.96	7.80	20.40	3.31	10.20
Octubre	2.40	16.70	58.00	345.60	7.80	21.90	3.78	10.80
Noviembre	1.50	17.80	53.00	414.72	8.10	23.00	3.96	9.50
Diciembre	4.80	17.50	45.00	362.88	6.70	20.90	3.66	22.90
Promedio	1.31	16.68	68.83	331.92	7.36	19.37	3.18	13.03

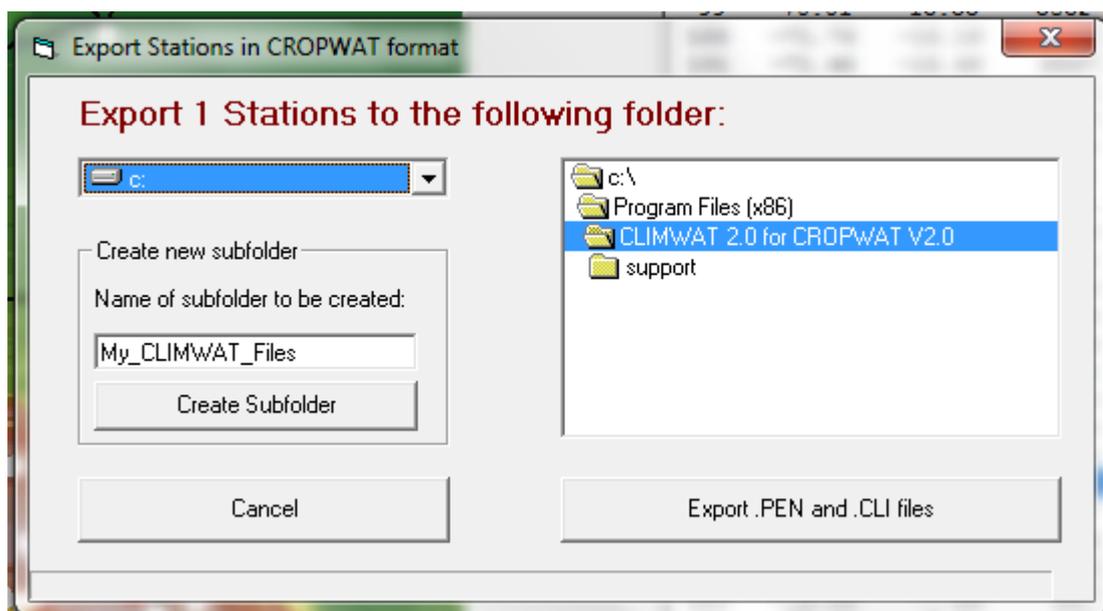
Fuente: Los datos facilitados por el SENAMHI se anexaran a este proyecto de tesis, el cuadro representa el resumen de datos requeridos para el diseño.

3.2.2.5.4.5.2. Datos recomendados por PhD. Stewart Oakley

Según (Oakley, CURSO INTENSIVO TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES, 2015), recomienda el uso de los datos resultantes de la vinculación de los programas, CLIMWAT/CROPWAT, el cual se puede descargar de la página web, <http://www.fao.org/land-water/databases-and-software/climwat-for-cropwat/en/>, y se obtiene lo siguiente:

En el programa CLIMWAT 2.0, se selecciona la estación más cercana la zona de estudio, en nuestro caso es Juli, que se encuentra a 15min de la ciudad de Ilave, seguidamente para exportar los datos de la estación meteorológica seleccionada.





Seguidamente se ingresa al programa CROPWAT V8.0, y se hace clic en Clima/ETo.



Luego clic en abrir, luego seleccionamos el archivo exportado del programa CLIMWAT, de donde tenemos finalmente:

Mes	Temp Min	Temp Max	Humedad	Viento	Insolación	Rad	ETo
	°C	°C	%	km/día	horas	MJ/m²/día	mm/día
Enero	4.7	14.0	59	86	4.8	18.0	3.24
Febrero	5.3	13.6	65	86	4.5	17.2	3.06
Marzo	4.5	13.7	64	86	4.5	16.1	2.85
Abril	3.5	13.8	55	86	4.3	14.1	2.57
Mayo	1.8	13.4	48	86	4.1	12.2	2.25
Junio	-0.2	13.2	43	86	4.0	11.3	2.07
Julio	0.8	12.8	42	86	4.3	12.0	2.14
Agosto	0.7	13.6	42	86	5.1	14.5	2.52
Septiembre	2.2	13.9	50	86	4.9	16.0	2.82
Octubre	3.7	14.8	48	86	5.7	18.6	3.33
Noviembre	4.0	15.2	49	86	6.0	19.7	3.57
Diciembre	4.7	14.5	63	86	5.2	18.5	3.31
Promedio	3.0	13.9	52	86	4.8	15.7	2.81

Tabla 56.- Resumen de datos Climwat/Cropwat

DATOS CLIMWAT/CROPWAT							
Mes	Temp Min	Temp Max	Humedad	Viento	Insolación	Rad	ETo

	°C	°C	%	km/día	horas	MJ/m ² /día	mm/día
<i>Enero</i>	4.7	14	59	86	4.8	18	3.24
<i>Febrero</i>	5.3	13.6	65	86	4.5	17.2	3.06
<i>Marzo</i>	4.5	13.7	64	86	4.5	16.1	2.85
<i>Abril</i>	3.5	13.8	55	86	4.3	14.1	2.57
<i>Mayo</i>	1.8	13.4	48	86	4.1	12.2	2.25
<i>Junio</i>	-0.2	13.2	43	86	4	11.3	2.07
<i>Julio</i>	0.8	12.8	42	86	4.3	12	2.14
<i>Agosto</i>	0.7	13.6	42	86	5.1	14.5	2.52
<i>Septiembre</i>	2.2	13.9	50	86	4.9	16	2.82
<i>Octubre</i>	3.7	14.8	48	86	5.7	18.6	3.33
<i>Noviembre</i>	4	15.2	49	86	6	19.7	3.57
<i>Diciembre</i>	4.7	14.5	63	86	5.2	18.5	3.31
<i>Promedio</i>	2.98	13.88	52.33	86.00	4.78	15.68	2.81

3.2.2.5.4.6. Parámetros de diseño

Para nuestro diseño de lagunas de estabilización, se ajustaran a los establecidos por el RNE, complementando con las guías técnicas de diseño de este tipo de estructuras analizada con motivo del presente estudio, las que se consideran importantes e indispensables para el buen funcionamiento del sistema.

Según (Dueñas Corrales, 2015), dice que los parámetros más importantes a considerar son los siguientes:

- 1) El diseño debe concebirse por lo menos con dos unidades en paralelo para permitir la operación de una de las unidades de limpieza. Se incluirá el diseño de una laguna de maduración (secundaria).
- 2) La forma de las lagunas depende del tipo de cada una de las unidades, para las lagunas facultativas se recomienda formas alargadas; se sugiere que la relación largo/ancho sea de 2 y preferiblemente 3 para modelar flujo de tipo pistón. Para la

laguna secundaria esta relación será de 50 con el uso de mamparas desviadoras.

- 3) En general, el tipo de entrada debe ser lo más simple posible y no muy alejada del borde de los taludes, debiendo proyectarse con descarga sobre la superficie.
- 4) El tiempo de retención hidráulica (THR), de las lagunas facultativas será como mínimo 10 días, con entrada/salidas. Para la laguna secundaria el THR será de 5 a 7 días.
- 5) Las profundidades de las lagunas facultativas estarán comprendidas entre 1.50 y 2.00m. y la secundaria entre 1.50 a 1.80m.
- 6) Se debe tener una remoción de 100% de huevos de helmintos y de 3 a 4 ciclos logarítmicos de remoción de coliformes fecales (termo tolerantes), con una batería de dos lagunas en paralelo seguida de una de maduración.
- 7) Antes de la salida de las lagunas primarias se recomienda la instalación de una pantalla para la retención de natas.
- 8) Las esquinas de los diques deben redondearse para minimizar la acumulación de natas.
- 9) El ancho de la berma sobre los diques debe ser por lo menos de 2.5m para permitir la circulación de vehículos. En las lagunas primarias el ancho debe ser tal que permita la circulación de equipo pesado, tanto en la etapa de construcción como durante de la remoción de lodos.
- 10) No se recomienda el uso de válvulas, compuertas metálicas y tapas metálicas, debido a que se deterioran por acción de las aguas residuales.
- 11) En borde libre recomendado para las lagunas de estabilización es de 0.50m.
- 12) Los taludes interiores de los diques deben tener una inclinación entre 1:1.5 y 1:2.
- 13) Para el tratamiento preliminar se deberá prever un lecho de secado de los sólidos arenosos.

De acuerdo a la conceptualización del sistema de tratamiento en la presente investigación, se diseñara un sistema de lagunas facultativas seguidas por una laguna de maduración.

Las lagunas facultativas están diseñadas en paralelo para poder sacar una fuera de servicio durante la remoción de lodos y la otra queda en operación, con un tiempo de retención hidráulico $THR_F \geq 10$ días. Las lagunas facultativas estarán orientadas a remover DBO y SS.

Luego se diseñara una laguna de maduración con $THRM \geq 6$ días, con el propósito de proveer un periodo de retención hidráulica adicional para la remoción de patógenos, y también de mejorar la calidad del efluente en términos de DBO.

3.2.2.5.4.7. Rediseño de lagunas facultativas y diseño de laguna de maduración

El diseño de este tren de tratamiento se detalla en el anexo **REDISEÑO DE LAGUNAS**, de los cuales se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 57.- Resumen de resultados del rediseño

Parámetro	Lagunas Facultativas	Laguna de Maduración	Total
Caudal del diseño m ³ /día	6,814.37	6,814.37	
DBO5 del afluente mg/L	224.10	79.12	
CSM kg DBO5/ha-día	320	-----	

Área, ha	Una batería de 2 en paralelo de 2.4 ha cada una para un área total de 4.8 ha	5.3 ha	10.1ha
Profundidad, m	1.8	1.8	
Largo, m	268	326 (Serán Canalizada)	
Ancho, m	90	163 (Serán Canalizada)	
Volumen, m ³	41,696 Cada laguna facultativa	95,401.15	
TRH, días	12.2 Días	14 Días 10 min Según RNE	26.2 Días
Acumulación de lodos, m ³ /año	1,594.56	-----	
Frecuencia de limpieza de lodos	13 Años	-----	
Tiempo de secado de lodos	3 Meses, Inicio mes de Mayo	-----	
Volumen de lodos secados, m ³	17,179.87	-----	
Remoción de huevos de helmintos	>95—100%	100%	100%
Remoción de Coliformes Fecales o Escherichia coli	1.0—2.0 log ₁₀	2.0 log ₁₀	3.0—4.0 log ₁₀
Remoción de DBO ₅	DBO ₅ Ingres a con= 224.10 mg/l. DBO ₅ Sale con= 79.12 mg/l. EFICIENCIA =64.695%	DBO ₅ Ingres a con= 79.12 mg/l. DBO ₅ Sale con= 11.68 mg/l. EFICIENCIA =85.242%	>80% Total >80% Filtrada (DBO ₅ Filtrada < 50 mg/L)
Remoción de Coliformes fecales	Coliformes fecales Ingres a con = 1.55E+07 Coliformes fecales Sale con = 1.90E+06 EFICIENCIA =87.71%	Coliformes fecales Ingres a con = 1.90E+06 Coliformes fecales Sale con = 5.91E+03 EFICIENCIA =99.69%	Aprox. 100% de remoción

Fuente: Elaboración propia.

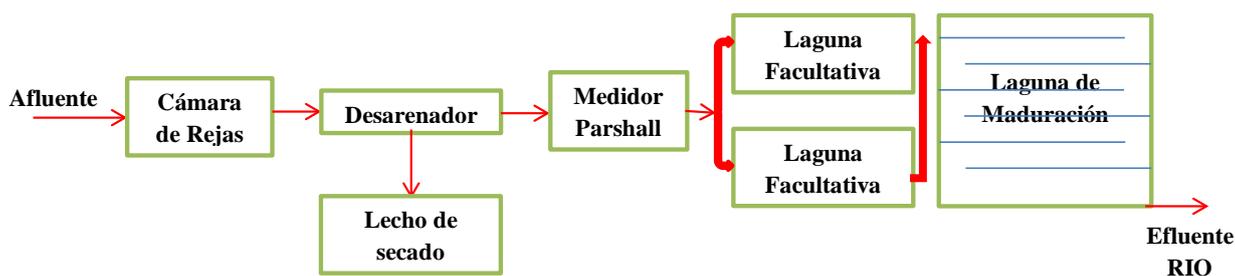


Figura 107.- Tren de Tratamiento Elegido. (El Rediseño de visualiza mejor en los planos que están en los anexos)

CAPITULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se analizará los datos obtenidos en campo, así como la evaluación de la operatividad y el rediseño como alternativa de solución para mejorar la operatividad y de esta manera disminuir la contaminación.

También se realizará una comparación, si los resultados del caudal tratado, sale con las condiciones requeridas y contempladas por las normas *Estándares de Calidad del Agua (ECA)*, *Límites Máximos Permisibles (LMP)* y *Organismo Mundial de la Salud (OMS)*, de esta manera ver si se está cumpliendo con lo exigido por las normas, para el vertimiento de las aguas residuales al cuerpo receptor que es el río Ilave.

4.1. RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA OPERATIVIDAD

Se tiene: Para una concentración de DBO_5 de **265.52 mg/l** y de DQO **560 mg/l**

$$\frac{DBO_T}{DQO_T} \geq 0.6 \Rightarrow \frac{265.52}{560.00} = 0.47, \text{ cual indica que el agua residual de la ciudad de}$$

Ilave contiene afluentes a la red de alcantarillado del tipo industrial, sin embargo después de medir la biodegradabilidad que se determinó en el capítulo 3.1.4.5, se determinó lo siguiente según SEOÁNEZ Mariano (2004); Para una concentración de *DBO_5 máxima de 265.52 mg/l* y de *DQO 560 mg/l*, el coeficiente *K es de 2.10*, lo que indica que el agua residual de la ciudad de Ilave es biodegradable aplicándosele un tratamiento secundario, para lo cual se plantea un tren de tratamiento.

Por otro lado se verifico en el capítulo 3.1.4.6.1 que se tiene actualmente un caudal de **48.71 l/s**.

También se pudo constatar que el *periodo de retención hidráulica* de las lagunas son de **3.16 días**, y tomando en cuenta el volumen de los lodos que fueron acumulándose al pasar de los años y que el sistema no tuvo una limpieza de esta el tiempo de retención se reduce a 2.50 días, se puede verificar en el capítulo 3.1.4.6.3.

Con respecto a la Remoción de huevos de helmintos, según la norma Decreto Supremo *N°003-2010-MINAM*, que prueba los Límites Máximos Permisibles (LMP), para efluentes de Plantas de tratamiento de Aguas Domesticas o Municipales, no existe la evaluación o análisis de este parámetro, por lo que no se incluye en esta investigación; pero cabe recalcar que con el tren de tratamiento seleccionado la remoción de estos es al 100%, a causa del periodo de retención que tiene este tren.

En la etapa de evaluación y monitoreo de las lagunas existentes se puede analizar lo siguiente:

- ❖ Se observa que a la salida la presencia de coliformes termotolerantes en una concentración ***1.1E+05 NMP/100 ml***, siendo el ***LMP de 1.0E+04***, en tal efecto ***el sistema actual no cumple con la exigencia que lo requiere la norma.***
- ❖ Igualmente, el parámetro ***DBO₅ tampoco no cumple***, porque se tiene un ***DBO₅ de 240.00 mg/l*** en la ***salida de la PTAR***, siendo el ***LMP de 100 mg/l.***
- ❖ Igualmente, el parámetro ***DQO tampoco cumple***, porque se tiene un ***DQO de 600.00 mg/l en la salida de la PTAR***, siendo el ***LMP de 200 mg/l.***

- ❖ El parámetro de sólidos totales en suspensión si cumple, pero es muy cercano a los LMPs, se tiene 120 mg/l a la salida de la PTAR, siendo en los LMPs de 150 mg/l. se verifica que es muy cercano a los LMPs, para lo cual se tendrá en cuenta para la etapa de Rediseño.
- ❖ Por otra parte, mediante constatación física se observa que el agua del efluente se muestra con un asentó verdoso gris.

En el cuerpo receptor tenemos:

- ❖ Se observa que en el *cuerpo receptor se tiene coliformes termotolerantes en una concentración $31.1E+05$ NMP/100 ml*, siendo el *LMP de $1.0E+04$* . Se puede analizar que el cuerpo receptor se encuentra contaminado.
- ❖ También, el parámetro DBO_5 cumple, porque se tiene un DBO_5 de 2.02 mg/l en el cuerpo receptor.
- ❖ También el parámetro DQO es de 5.04 mg/l
- ❖ El parámetro de sólidos totales en suspensión se tiene 110.96 mg/l.

4.2. RESULTADOS DEL REDISEÑO PLANTEADO

4.2.1. Grado de contaminación

El grado de contaminación, es la cantidad de materia orgánica que contiene el caudal efluente de la planta de tratamiento, utilizando las lagunas aireadas, luego de haber realizado el recalculado, se obtuvo los siguientes datos.

$$\checkmark DBO_{50} = 224.10 \text{ mg/l.} \quad \text{Del caudal de entrada}$$

- ✓ $DBO_{5e} = 11.68 \text{ mg/l.}$ Del caudal de salida
- ✓ $CF_o = 15,500,000.00 \text{ NMP/100mL}$ Del caudal de entrada
- ✓ $CF_e = 5,910.00 \text{ NMP/100mL}$ Del caudal de salida

Los resultados presentados, son los obtenidos del caudal de salida, con la propuesta de rediseño del tren de tratamiento elegido. En seguida se muestra la comparación, de los *resultados del rediseño* con los parámetros mínimos mencionados por los *Límites Máximos Permisibles (LMP)*.

Tabla 58.- LMP para efluentes de PTAR Domesticas o Municipales.

PARÁMETRO	UNIDAD	LMP DE EFLUENTES PARA VERTIDOS A CUERPOS DE AGUAS.
<i>Aceites y Grasas</i>	mg/L	20
<i>Coliformes Termotolerantes.</i>	NMP/100mL	10 000
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno.</i>	mg/L	100
<i>pH</i>	unidad	6.5 – 8.5
<i>Solidos Totales en Suspensión.</i>	mg/L	150
<i>Temperatura.</i>	°C	<35

Fuente: Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM

Según la norma, la medida de la concentración, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos, que establece según los LMPs, indican que para la DBO_5 , el límite máximo permisible es de 100 mg/l , de donde los *resultados del rediseño* se obtuvo en el efluente de 11.68 mg/l del efluente tratado, con la comparación de estos resultados se concluye que el resultado obtenido mediante el tren de tratamiento planteado se encuentra dentro del límite máximo permisible, que está por muy debajo del límite máximo permitido en la norma.

Por otro lado los *coliformes fecales*, que indica la norma como máximo es de $10,000.00 \text{ NMP/100mL}$, obteniéndose del *rediseño planteado* en el tren de tratamiento se tiene como resultado del efluente, $5,910.00 \text{ NMP/100mL}$; cuyo resultado se encuentra en el margen de lo que indica la norma.

4.2.2. Vertimiento de aguas residuales

Para la interpretación del vertimiento se utilizara el criterio de (Pancca Peralta, 2016), En su tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, facultad de ingeniería civil y arquitectura, titulada: “Evaluación De La Operatividad Y Alternativa De Solución De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En La Localidad De Putina”, menciona que para el vertimiento de las aguas residuales tratadas, es necesario el *DBO₅ del efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales, con el fin de contrastar la contaminación; luego será necesario realizar el balance de masa, para verificar la factibilidad del vertimiento de las aguas tratadas por la planta de tratamiento de aguas residuales*, en un caudal ecológico o mínimo del río; y estas aguas tratadas no contaminen el río según el ECA’s, finalmente verificar la cantidad de patógenos en el caudal de las aguas tratadas, según la normativa. Se iniciara dicho balance con la disposición del efluente de las aguas tratadas.

- 1) *Calculo de la concentración de saturación de Oxígeno Disuelto*. Esta concentración de saturación u oxígeno disuelto se realiza al río, según la temperatura a la cual se encuentra el agua.

Se calcula con la siguiente formula:

$$ODS = 14652 - 0.41022 \cdot T + 0.007991 \cdot T^2 - 0.000077774 \cdot T^3$$

$$ODS = 11 \text{ mg/L}$$

$$T = 11 \text{ }^\circ\text{C}$$

- 2) *Corrección por altitud*. Luego de tratar la concentración de saturación, esta puede variar según la altitud a la que se encuentra, es por tal motivo que se realiza la corrección por altitud.

$$P = 476 \text{ mm Hg}$$

$$P = 760 \cdot e^{-E/8.250}$$

$E = 3860 \text{ msnm}$

$$ODS_c = ODS \cdot \left(\frac{P}{760} \right)$$

$ODS = 6.89 \text{ mg/L}$

3) *Constante de reaireación.*

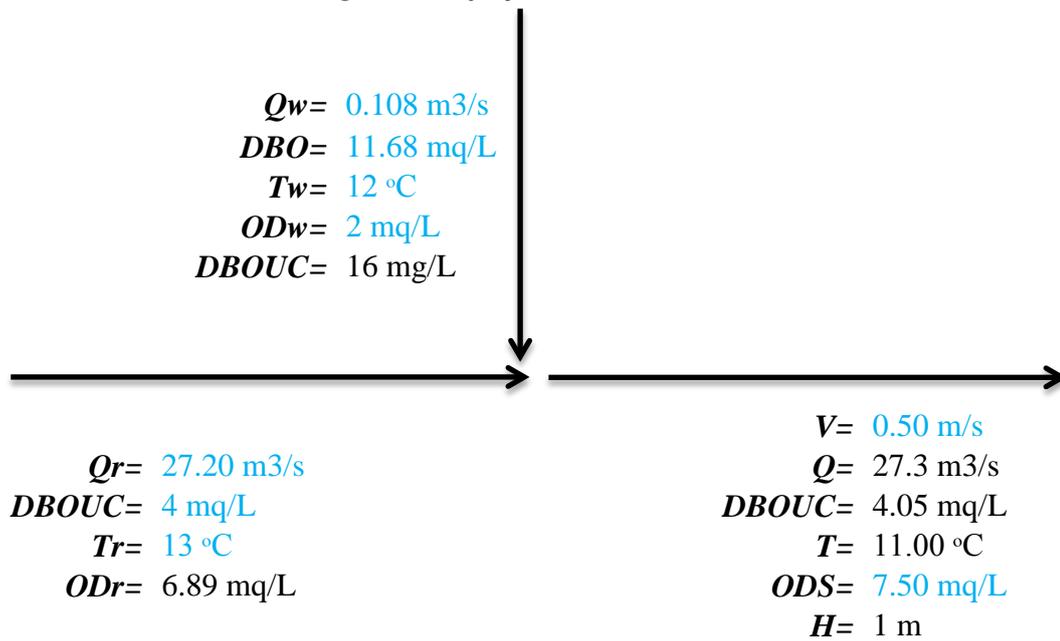
$K = 1.10 \text{ d}^{-1}$

$V = 0.50 \text{ m/s}$

$H = 1.00 \text{ m}$

$$K = 2.2 \cdot \frac{V}{H^{1.33}}$$

4) *Donde el diagrama de flujo será*



5) *Finalmente se realiza el balance de masa*, para la verificación del contenido de contaminantes desechados en el río Ilave.

6) *Temperatura de mezcla.* Se realiza el balance de temperatura según los caudales que tienen cada caudal, tanto del río como del efluente de la planta de tratamientos de aguas residuales.

$T = 11 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_r = 11 \text{ }^\circ\text{C}$

$T_w = 12 \text{ }^\circ\text{C}$

$Q_r = 27.2 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_w = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$

$$T = \frac{T_r \cdot Q_r + T_w \cdot Q_w}{Q_r + Q_w}$$

7) *Se calcula las constantes.*

$$K_1 = 0.17 \text{ d}^{-1}$$

$$K_{1,20} = 0.25 \text{ d}^{-1}$$

$$T = 11 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$K_1 = K_{1,20} \cdot (1.047)^{T-20}$$

$$K_{2,20} = 1.10 \text{ d}^{-1}$$

$$V = 0.50 \text{ m/s}$$

$$H = 1.00 \text{ m}$$

$$K_2 = 2.2 \cdot \frac{V}{H^{1.33}}$$

$$K_2 = 0.90 \text{ d}^{-1}$$

$$K_{2,20} = 1.10 \text{ d}^{-1}$$

$$T = 11 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$K_2 = K_{2,20} \cdot (1.022)^{T-20}$$

8) Se calcula el déficit inicial del de OD.

$$D_o = 0.63 \text{ mg/L}$$

$$C_f = 7.50 \text{ mg/L}$$

$$C = 6.87 \text{ mg/L}$$

$$C_w = 2 \text{ mg/L}$$

$$C_r = 7 \text{ mg/L}$$

$$Q_w = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_r = 27.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D_o = C_f - C$$

$$C = \frac{C_r \cdot Q_r + C_w \cdot Q_w}{Q_r + Q_w}$$

9) Se calcula la DBOUC del agua residual.

$$L_w = 16 \text{ mg/L}$$

$$DBOUC = 12 \text{ mg/L}$$

$$K_1 = 0.25 \text{ d}^{-1}$$

$$t = 5 \text{ días}$$

$$L = \frac{DBO_5}{(1 - e^{-k \cdot t})}$$

10) Se calcula la DBOUC de la mezcla.

$$L_o = 4 \text{ mg/L}$$

$$L_r = 4 \text{ mg/L}$$

$$L_w = 16 \text{ mg/L}$$

$$Q_r = 27.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_w = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_o = \frac{L_r \cdot Q_r + L_w \cdot Q_w}{Q_r + Q_w}$$

11) De este cálculo del balance de masa, se obtuvo una **DBO₅ final de 4 mg/l**; según con la norma de los estándares de calidad del agua (ECA's), aprobada con *Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM*, parámetro *evaluado en el cuadro 4: conservación del medio acuático, perteneciente*

a la columna E2:Rios, de la zona Costa y Sierra (Ver anexo); este valor es admitido, puesto que los ECA's contemplan una DBO máximo a 10 mg/l, cumpliéndose así, la conservación del medio acuático.

4.3. PROPUESTA Y ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN

La propuesta y alternativa de solución para el buen funcionamiento de la planta de tratamiento de la localidad de Ilave, se basó en la evaluación de la operatividad de la planta, la caracterización fisicoquímica y bacteriológica, el cálculo de la eficiencia y la disposición de los efluentes. De acuerdo a los resultados obtenidos se recomienda realizar el tratamiento de aguas residuales mediante facultativas ubicadas en paralelo, seguida de una laguna de maduración en serie; para lo cual en este ítem se verificara y realizara los alcances dimensionales y adición de componentes para su óptimo desempeño en el tren de tratamientos de dicha planta para luego ponerlo en funcionamiento.

Actualmente la planta de tratamiento de aguas residuales, de la localidad de Ilave están tratadas por lagunas facultativas, que habiendo *recolectado los datos de monitoreo esta trabaja con una eficiencia* se determina de la siguiente manera:

- ❖ **EFICIENCIA DE REMOCION DEL DBO;** La constante de remoción, que es la constante de mortalidad del primer orden para coliformes fecales, es K_b , es muy dependiente de la temperatura de la reacción y el tipo de laguna. Leon y Moscoso (1996), reportaron las siguientes relaciones desarrolladas en los estudios por CEPIS en las lagunas de San Juan, en Lima Perú.

$$\text{Lagunas Facultativas } K_b = (0.477)(1.18)^{T-20}$$

$$\text{Lagunas de Maduracion } K_b = (0.904)(1.04)^{T-20}$$

Donde:

$$T = \text{Temperatura del agua } ^\circ\text{C} \quad : 4 \text{ } ^\circ\text{C.} \quad \text{Valor promedio}$$

Para Lagunas Facultativas

Se tiene reemplazando en la formula:

$$K_b = 0.03432$$

Por otro lado: **LA EFICIENCIA DE REMOCION DEL DBO**

$$E = \frac{100 \cdot (K \cdot t)}{1 + k \cdot t}$$

Donde: $t =$ Tiempo de retencion Hidraulica calculado= 2.5 dias

$$E = 7.903 \%$$

Y con la el tren de tratamiento propuesto esta llega a tener una **EFICIENCIA =85.242%, en términos de DBO₅ y una EFICIENCIA =99.69%, en términos de coliformes fecales.**

Para lo cual, el planteamiento de solución con las eficiencias determinadas en capítulos anteriores se reflejaran en los planos (Ver Anexo), como fruto del rediseño hidráulico elegido en el capítulo 3.2.1.

Tabla 59.- Comparación de Resultados obtenidos con los LMP's.

Comparación de LMP's Vs Resultados de Laboratorio					
Parámetros	Unidad	LMP's DS N° 003-2010-MINAM	Resultados Muestra tomada en el efluente de la Ptar	Resultados del Rediseño Planteado en el Tren de Tratamiento	Conclusión
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	100	240	11.68	Cumple
<i>Coliformes Fecales</i>	mg/L	10000	1.55E+07	5.91E+03	Cumple

FUENTE: Elaboración Propia

Tabla 60.- Comparación de Resultados obtenidos con los ECA's.

Comparación de ECA's Vs Resultados de Laboratorio					
Parámetros	Unidad	ECA's DS N° 004-2017-MINAM Conservacion del	Resultados Muestra tomada en el efluente	Resultados del Rediseño Planteado en el Tren de Tratamiento Balance de	Conclusión

		Ambiente acuatico	de la Ptar	Masa	
<i>Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)</i>	mg/L	10	240	4	Cumple

FUENTE: Elaboración Propia

4.4. RECOMENDACIONES PARA EL BUEN FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA

Con la finalidad de lograr un funcionamiento óptimo de las lagunas y facilitar las labores de operación y mantenimiento, se construirán estructuras a la entrada y salida de las lagunas, así como redes de interconexión, drenaje y protección consistentes básicamente en lo siguiente:

4.4.1. Cámara de rejjas

Será una estructura rectangular de dimensiones establecidas según el cálculo en el capítulo 3.2.2.5.1. ; Con fondo y muro de concreto armado. En el canal principal se colocarán rejillas de acero galvanizado, adosados a una plancha de fierro galvanizado con perforaciones que servirán para el drenaje de los residuos gruesos colectados (Ver Anexo Planos).

4.4.2. Desarenador

Con la finalidad de sedimentar y atrapar partículas gruesas mayores a 0.2 mm contenidas en las aguas residuales, se construirá 01 desarenador lo cual se recomienda construir de concreto armado $f'c=175 \text{ kg/cm}^2$ en fondo y muros, según las dimensiones obtenidas en el capítulo 3.2.2.5.2. Tendrá un ingreso principal de 0.60 m de ancho y una pendiente de acuerdo al plano que se presentan al anexo.

Además al diseño planteado se propone un lecho de secado para sólidos arenosos. También un lecho de secado adicional para el material retenido proveniente de la cámara de rejillas. (Ver Anexo Planos)

4.4.3. Medidor parshall

Para un óptimo trabajo en la medición de caudal se recomienda que el medidor parshall, no se construya en obra; si no se adquiriera un medidor con las medidas obtenidas en el diseño hidráulico prefabricado. Para ver las dimensiones ver planos (Ver Anexo).

4.4.4. Partidor de caudales

Cuando en una PTAR, hay dos o más unidades con igual función operadas en paralelo, deben emplear distribuidores de flujo para que reciban cargas hidráulicas proporcionales a su capacidad.

Diversos distribuidores empleados para agua limpia pueden ser usados para aguas residuales con las modificaciones necesarias para que no retengan sólidos sedimentables y natas. Esta retención podrá ser causa de olores desagradables.

En una PTAR, la liberación de olores ofensivos es originada principalmente por dos motivos: mal diseño o mala operación. Los distribuidores de flujo deben ser examinados frecuentemente por el operador porque son lugares de posibles molestias.

En nuestro caso tenemos una batería de 02 lagunas facultativas puestas en paralelo, por ende nos encontramos en el caso más favorable para distribución de flujo. Para eso, preferiblemente se emplea un canal abierto

que se divide en dos, como se quiera, pero con la rigurosa simetría. El tramo antes de la bifurcación debe ser recto y tener una longitud de por lo menos 10 veces el ancho, debe también, tener una sección transversal constante o simetría, en nuestro caso una sección rectangular.

Análogamente al dividir cada canal distribuidor de otros dos, se tiene una distribución uniforme para 4, 8, 16, o más caudales iguales. Son casos muy favorables, porque no hay obstáculos en la solera y tampoco se necesitan vertederos u otros dispositivos ideseables.

Una mala concepción de diseño es la siguiente:



Figura 108.- Repartidor de caudal, Ptar del Distrito de Tilali, Visita técnica. Se verifica que se tiene una excesiva entrada del caudal, esto sucede cuando la población servida incrementa, además esta estructura esta al punto del colapso. En cambio si fuera un canal partidor eso no sucedería.



Figura 109.-Repartidor de Caudal, Ptar Juliaca. Visita técnica.

En la figura se muestra una estructura colapsada, es fue debido al tapo-
namiento de los orificios de la estructura de repartición, debido a la falta
de mantenimiento.

Un ejemplo de una buena repartición por un canal repartidor es:



Figura 110.- Ejemplo de canal repartidor (Masaya, Nicaragua)

4.4.5. Cámaras de ingreso, salida y reunión

Se construirán 04 de plataformas de salida para cada laguna facultativa en un total de 08 plataformas, para la laguna de maduración se provee una plataforma de ingreso. Así como también sus respectivas estructuras de salida de cada laguna, de esta manera evitar el corto circuito hidráulico. (Ver Anexo).

Las entradas en todas las lagunas deben ser de canales abiertos que descargan al nivel de agua, lo que promueve flujo de tipo pistón por el choque entre el caudal entrando y la masa de agua en la laguna.



Figura 111.-Ejemplo de canal de ingreso a la laguna.

Un buen ejemplo de una entrada con el canal abierto que entra la laguna facultativa al nivel de agua. Se ve claramente que la pluma de aguas residuales crudas que entra la laguna está aproximando al flujo de tipo pistón. (Granada, Nicaragua)

4.4.6. Rampa de acceso

Con la finalidad de facilitar las labores de operación y mantenimiento de las lagunas primarias y específicamente la extracción de lodos, se construirá una rampa de acceso, consistente en una losa armada inclinada con pendiente 14%, de concreto armado de 0.20 m de espesor, el cual se detalla en los planos.

Cada laguna primaria debe incluir rampas de acceso hasta al fondo para maquinaria como cargadores frontales y volquetes para permitir la remoción de lodos. Las rampas tienen que ser pavimentadas para que la maquinaria tenga tracción sin dañar la impermeabilización y taludes de la laguna. Según plano (Ver Anexo).



Figura 112.- Ejemplo de rampa de acceso.

Ejemplos de rampas de acceso en lagunas primarias para la remoción de lodos. (Foto arriba: laguna facultativa de Santa Cruz de Yojoa, Honduras; Foto abajo: Laguna anaeróbica de Danlí, Honduras)

4.4.7. Muretes separadores para lagunas de maduración.

Con la finalidad de simular un flujo tipo pistón en la laguna de maduración, se construirán muretes separadores de concreto armado de 0.10 m de ancho por 1.85 m de alto, de tal forma que la relación largo/ancho en esta laguna se aproxime a 50. Las lagunas de maduración utilizan solamente una simple entrada y salida con mamparas desviadoras para aproximar el régimen hidráulico de flujo de tipo pistón.

4.4.8. Cerco perimétrico

Con la finalidad de dar seguridad y proteger del ingreso de terceros hacia las lagunas, se recomienda construir un cerco perimétrico, así como lo indica el reglamento nacional de edificaciones que es indispensable un cerco perimétrico.

4.5. Operación y mantenimiento de las lagunas

La operación y mantenimiento de rutina de lagunas de estabilización son decisivos para el buen funcionamiento del sistema. Aunque la principal ventaja de tratamiento de aguas residuales con lagunas; es su simplicidad operativa, eso no quiere decir que su operación y mantenimiento no son necesarios.

4.5.1. Operación básica

4.5.1.1. Puesta en marcha de una laguna

El arranque de las lagunas facultativas puede presentar problemas debido a que las poblaciones de microorganismos responsables del tratamiento toman tiempo para desarrollarse. Teniendo esto en cuenta, se pueden tomar algunas precauciones muy sencillas para evitar complicaciones durante la puesta en marcha de las lagunas facultativas y de maduración:

- Si el sistema de lagunas se ha diseñado para una población superior a la actual, se debe poner en marcha únicamente una parte del mismo.
- De ser posible, las lagunas deben llenarse inicialmente con agua del cuerpo receptor o de otra fuente de agua limpia, hasta alcanzar una lámina mínima de 0.50 m. Alcanzado este nivel, puede reiniciarse el llenado solo con aguas residuales hasta alcanzar el nivel del proyecto, esto con el objeto de evitar que se generen condiciones sépticas en las lagunas si se llenara solamente con agua residual doméstica.

- Las lagunas deben llenarse de agua lo más pronto posible una vez construidas, para evitar que se agrieten debido a las lluvias o que crezcan malezas en el fondo. Debe eliminarse toda la vegetación del fondo y taludes antes de empezar el llenado.

4.5.1.2. Medición de caudales

La medida del caudal tiene una importancia decisiva para evaluar el funcionamiento de las lagunas. Es fundamental tener un registro de los caudales para determinar las cargas orgánicas e hidráulicas, el tiempo de retención hidráulica, y como resultado, la eficiencia del sistema de tratamiento y su capacidad.

El operador debe registrar los caudales diariamente para tener una historia de los caudales para poder anticipar problemas.

El tipo de medidor de caudal recomendado es la canaleta Parshall prefabricada (no construida de concreto), prefabricada.

4.5.1.3. Control de niveles de agua

Cada sistema de lagunas está diseñado para tener un nivel fijo de agua. Es la responsabilidad del operador mantener este nivel o la laguna no funcionará como debería funcionar. Si el operador no puede mantener el nivel del agua del diseño con vertederos ajustables, la laguna tiene que ser evaluado para determinar la causa del problema.

4.5.1.4. Medición de la profundidad de lodos

La única forma de verificar los cálculos de acumulación de lodos es efectuar mediciones en las lagunas primarias facultativas con una frecuencia de una vez por año. Se mide la acumulación de lodos al sumergir un palo suficientemente largo para la profundidad de laguna; sería 3.5 m para una laguna facultativa. El palo debe tener un extremo revestido con tela blanca absorbente. Se introduce éste en la laguna cuidando que permanezca en posición vertical, hasta que alcance el fondo; entonces se retira y se mide la altura manchada con lodos, que queda fácilmente retenido en la tela.

Se debe efectuar cuadrículas con una lancha en la superficie de la laguna para poder estimar la profundidad media y el volumen de lodos. Con los datos obtenidos se puede estimar la tasa de acumulación de los lodos y el volumen de lodos en la laguna. Antes que la profundidad de los lodos llega a 0.5m, y preferiblemente, 0.3m, y antes de que se ocupen 25% del volumen de la laguna, se debe planificar una limpieza durante la próxima época de secas.

4.5.2. Mantenimiento rutinario

El mantenimiento rutinario de la instalación de las lagunas debe ser el objetivo fundamental del operador. Si no se cuida diariamente de que este mantenimiento se realice, en poco tiempo la planta se deteriorará, con consecuencias funestas para el proyecto. El operador, por tanto, debe ser consciente de que su trabajo es muy importante para el funcionamiento adecuado del sistema.

4.5.2.1. Rejillas

Las limpiezas de las rejillas se deben ejecutar diariamente con el uso de rastrillos manuales. El material retirado debe ser enterrado para evitar problemas de malos olores y la atracción de vectores como insectos y animales como roedores. El material debe ser recubierto con una capa de tierra de 0.1 a 0.3 m de espesor. Se aconseja excavar un lugar para enterrar dicho material poco a poco, cubriéndolo diariamente con cal o tierra.

4.5.2.2. Desarenadores

El mantenimiento del desarenador consiste en agitar el material sedimentado dos veces al día, una vez en la mañana y otra en la tarde, el propósito de la agitación es liberar el material orgánico atrapado por los sólidos arenosos. Uno o dos veces por semana, o con una frecuencia mayor si el volumen acumulado de los sólidos arenosos lo demanda, se debe cerrar la cámara en operación y drenarla, y después el material arenoso debe ser removido y enterrado sanitariamente. El material puede ser enterrado en la misma excavación utilizada para enterrar el material de la rejilla.

4.5.2.3. Remoción de natas y sólidos flotantes

La remoción de natas y sólidos flotantes se debe hacer diariamente o cuando sea necesario para que no se extiendan demasiado sobre el área superficial de las lagunas, donde se puede causar problemas de malos olores por su descomposición, y por la formación de lugares adecuados para la cría de insectos.

Por lo general, la dirección del viento hace que las natas y sólidos flotantes se acumulen en las esquinas de las lagunas. El operador necesitará un desnatador y una carretilla para la limpieza de natas; estos desechos deben ser enterrados en el mismo lugar en donde se entierran los sólidos del desarenador y de la rejilla.

4.5.2.4. Céspedes, vegetación y malezas

El césped no debe llegar hasta el borde del agua para evitar problemas. El operador debe mantener una faja limpia de al menos 20cm por encima del borde del agua. La maleza debe ser retirada, sacada al aire y quemada o enterrada. Se debe prestar atención especial al crecimiento de plantas acuáticas, las que deben ser extraídas, secadas y quemada también.

Un problema especial que pueda pasar de vez en cuando es el crecimiento rápido de lemnas, los cuales pueden llegar a una laguna llevadas por el viento, o traídas por aves o animales. La tarea del operador es removerlas tan rápido como sea posible antes de que cubran toda la superficie de la laguna.

4.5.2.5. Mosquitos, moscas, roedores y otros animales

La proliferación de mosquitos, moscas, otros insectos, y roedores debe ser nula si se ha cumplido con la tarea de enterrar todo lo relacionado con el material flotante y el material orgánico. Los mosquitos y otros insectos pueden ser controlados manteniendo limpias y sin vegetación las márgenes de las lagunas.

4.5.2.6. Taludes

El operador deberá inspeccionar una vez por semana el estado de los taludes para verificar si ha ocurrido algún asentamiento o erosión. Los daños deben ser reparados con material arcilloso y cubierto con el césped protector en el talud exterior, y con el revestimiento en el talud interior.

4.5.2.7. Cercos y caminos

El área del sistema de lagunas de estabilización debe estar cercado, preferiblemente con alambre de púa o malla metálica (como se propuso), para impedir la entrada de animales domésticos y de personas no autorizadas. Cuando el estado de los cercos y caminos están en malas condiciones, el operador debe notificar a las personas encargadas de reparar estas obras tan pronto como sea posible.

4.5.3. Medidas higiénicas y seguridad para los operadores de la PTAR

Es fundamental capacitar a los operadores en los riesgos para la salud de su trabajo, en las medidas de seguridad que deberían tomar para prevenir accidentes e infecciones, y las medidas de primeros auxilios. Las siguientes medidas de seguridad han sido recomendadas por la Organización Mundial de la Salud (OMS) para operadores de lagunas de estabilización.

- La instalación debe contar siempre con una fuente de agua limpia, jabón y cloro. Es aconsejable utilizar toallas desechables de papel para evitar que, debido a la necesidad de transporte para limpieza de las toallas de tela, éstas permanezcan

demasiado tiempo sin lavar y pueden servir como un foco de infecciones.

- La caseta de control debe contar con un botiquín en el que se incluya, como mínimo, tela adhesiva, algodón, una solución detergente desinfectante, tijeras, y pinzas, y un repelente para mosquitos e insectos.
- El trabajador debe disponer de guantes y botas de hule, casco de trabajo, y al menos dos trajes de trabajo. Todas las prendas utilizadas en la instalación deben permanecer en ella al finalizar la jornada laboral.
- Siempre que se vaya a comer o beber, se debe lavar las manos con agua limpia y jabón. Si se hace alguna comida en el recinto de la instalación, se debe designar un área para ese fin, y evitar en todo momento comer a la vez que se está efectuando alguna labor que ponga en contacto a la comida con algún elemento que haya estado en contacto con desechos contaminados.
- Todas las herramientas de trabajo deben lavarse con agua limpia antes de ser guardadas después de haberlas usado.
- Los cortes, arañazos y contusiones que pueda sufrir el trabajador deben desinfectarse inmediatamente después de que se hayan producido.
- La entrada del sitio debe mantenerse cerrada cuando no existan visitas autorizadas. Se debe recordar los riesgos higiénicos para los visitantes si no están suficientemente informados.

- La instalación debe disponer de una lancha y cuerda.
- El trabajador debe vacunarse contra el tétanos, fiebre tifoidea y otras posibles enfermedades que indiquen las autoridades sanitarias del área. También debe someterse a un chequeo médico por lo menos una vez por año que incluyen análisis para infecciones de parásitos.
- Todos los trabajadores deben recibir capacitación periódicamente en primeros auxilios, seguridad y salud ocupacional.

4.5.4. Remoción de lodos de las lagunas

La manera más económica de remover los lodos es la limpieza en seco, donde se vacía la laguna y se secan los lodos exponiéndolos al sol durante la época seca. Cuando los lodos tienen una humedad de alrededor del 20-30%, se puede utilizar un cargador frontal y camión volquete para removerlos.

Se recomienda que, para drenar la laguna, se desvíe el afluente a otra laguna en paralelo. Después de vaciar la laguna, se seca los lodos por un período entre uno y dos meses. La extracción de lodos con maquinaria debe tomar menos de una semana. Los lodos removidos deben ser almacenados, en un sitio que no ofrezca peligro a la población y al medio ambiente, por un período de por lo menos un año, para destruir los huevos viables de helmintos.

Es muy importante remover los lodos del fondo de las lagunas facultativas, cuando se llega a una acumulación media de menos que 0.5m, y preferiblemente menos de 0.3m. Con una profundidad menos que 0.5m, se

secan los lodos fácilmente por medio de evaporación y la formación de agrietamientos.

4.5.4.1. Remoción de lodos usando el método del secado

4.5.4.1.1. Desvío del afluente a otra laguna

Para la remoción de lodos de las lagunas, primeramente se secan una ellas desviando su afluente hacia la otra laguna primaria, realizándose esta operación en época de estiaje (ausencia de lluvias). El desvío será por gravedad utilizando las tuberías y cámaras de interconexión existentes, así como la compuerta metálica de la cámara de distribución.

4.5.4.1.2. Impacto del desvío en el funcionamiento del sistema

La laguna a la cual se realiza el desvío, funcionara sobrecargada durante un período de 2 o 3 meses, tiempo que dura el secado de los lodos.

4.5.4.1.3. Drenaje de la laguna primaria

Se drenara la laguna utilizando un sifón, sino existe suficiente carga para utilizar un sifón, se puede utilizar una bomba. Se debe drenar la laguna hasta alcanzar un nivel que permita la exposición de los lodos al ambiente para su secado.

4.5.4.1.4. Secado de lodos

Los lodos se secan por acción del medio ambiente, se debe especificar los meses seleccionados y el tiempo má-

ximo del secado, y los métodos de esparcir y voltear los lodos para que el valor del factor evaporación k_e , se aproxime a 1.0 y los lodos se sequen en el periodo más rápido que sea posible.

4.5.4.1.5. Método de sacar los lodos secados

El método más apropiado de sacar los lodos es por cargadores frontales con rueda de goma; en instalaciones pequeñas es posible también sacar los lodos manualmente con palas y carretillas, utilizando la rampa de acceso para el traslado. Es fundamental que el equipo no dañe el fondo de la laguna.

4.5.4.1.6. Disposición final de los lodos

Los lodos, por su contaminación con huevos de helmintos, deben estar almacenados por 01 año como mínimo en la instalación. Antes de moverlos para cualquier uso o disposición diferente, deben ser analizados para verificar si existen huevos vivos de helmintos.

CAPITULO V

5. CONCLUSIONES

Mediante el presente proyecto de tesis se concluye lo siguiente:

- 1) De la evaluación realizada se obtuvieron los siguientes resultados: Una eficiencia de 7.903% (Ítem 4.3 Propuesta y alternativa de solución); de la cual se tiene un caudal de 48.71 l/s, temperatura promedio de 10.1 °C (Ítem 3.1.4.2.3 Medición de temperatura de las muestras), de los resultados de análisis de laboratorio el DBO₅ en el ingreso fue de 265.52 mg/l y en la salida es de 240 mg/l (Ítem 3.1.4.6.7 Remoción de parámetros convencionales: DBO, DQO y SS), de las dimensiones físicas, se tiene un largo del espejo de agua de 176m, ancho del espejo de agua de 52m, largo del fondo de la laguna 173.50m y un ancho de 48.50mg/l, y una altura del tirante de agua de 1.50m, sin descontar la altura de los lodos acumulados, con un borde libre de 0.50m, con un periodo de retención hidráulica de 3.16 días (Ítem 3.1.4.6.3 Periodo de retención y 3.1.4.4 Evaluación del sistema), cabe mencionar que los lodos acumulados no fueron retirados desde su puesta en funcionamiento, en tal efecto se reduce el tiempo de retención hidráulica a 2.5 días. Para una concentración de DBO₅ de 265.52 mg/l y de DQO, el coeficiente K es de 2.1, lo que indica que el agua residual de la ciudad de Ilave es biodegradable aplicándose un tratamiento secundario (Ítem 3.1.4.5 Calculo y análisis de la operatividad). Se concluye que la PTAR de la localidad de Ilave vierte un efluente parcialmente tratado que no cumple con la norma vigente que son LMP's y ECA's, según la evaluación realizada.

- 2) Del rediseño planteado se obtuvo una demanda bioquímica de oxígeno final de 11.68 mg/l (Item 3.2.2.5.4.7 Rediseño de lagunas facultativas y diseño de lagunas de maduración), este DBO_5 final se encuentra dentro de los LMP's, donde se indica un máximo de 100mg/l (Tabla N° 59); al realizar el balance de masa de la materia orgánica en términos de DBO_5 en el Río que es el cuerpo receptor, se obtuvo 4 mg/l (Item 4.2.2 Vertimiento de las aguas residuales), el resultado obtenido se encuentra por debajo de 10 mg/l, que es el máximo exigido por los ECA's. Por otro lado, los microorganismos patógenos determinados en el rediseño planteado es de 5,910 NMP/100mg/l, este también se encuentra dentro de los parámetros máximos exigidos, según los LMP's es de 10,000 NMP/100mg/l (Tabla N° 60).
- 3) Los parámetros obtenidos en la evaluación, fueron a través de trabajos de campo en diferentes campañas está incluye el muestro de las aguas residuales, los datos obtenidos para proponer una alternativa de solución son:
- ✓ Disponibilidad del terreno: Disponible según Acuerdo de concejo N° 044-2015-CMPCI.
 - ✓ Densidad urbana: Según Plano DP-01, Densidad Poblacional.
 - ✓ Población futura: 47,629 hab (Ítem 3.2.2.2.).
 - ✓ Caudal medio diario: 78.87 l/s (Item 3.2.2.4.).
 - ✓ Caudal máximo horario: 147.01 l/s (Item 3.2.2.4.).
 - ✓ Demanda bioquímica de oxígeno: 224.10 mg/l Optado.
 - ✓ Demanda química de oxígeno: 560.00 mg/l.
 - ✓ Coliformes fecales totales: 1.55E+07 NMP/100ml.

- ✓ Dotación al año 2016: 178.85 l/hab/día.
- ✓ Temperatura media del aire: 9°C.
- ✓ Temperatura media del agua: 10°C.

De donde los parámetros obtenidos de la evaluación se determinó una eficiencia de 7.903%, actual con la que está funcionando la PTAR en su conjunto, y como alternativa de solución con el tren de tratamiento elegido, la eficiencia alcanzada por el tren de tratamiento propuesto para el rediseño es de: EFICIENCIA =85.242% (En términos de DBO₅), y EFICIENCIA =99.69%(En términos de Coliformes fecales), Capítulo 3.2.2.4.7.

- 4) Del monitoreo realizado a la plantas de tratamiento: Laguna de estabilización del centro poblado de San Cristobal de Balsabe-Distrito de Ilave, PTAR Del Distrito de Chucuito-PUNO, Laguna de estabilización del Distrito de Conima-MOHO, Laguna de estabilización del Distrito de Vilquechico-Huancane, PTAR del Distrito de Paucarcolla-PUNO, PTAR del Distrito de Tilali-MOHO, PTAR del Distrito de San Jose-AZANGARO, se concluye que en los sistemas de tratamiento el principal problema es la falta de operación y mantenimiento a las diferentes estructuras.

CAPITULO VI

6. RECOMENDACIONES

De acuerdo al análisis y evaluación del sistema de algunas de estabilización, llevado a cabo en los capítulos anteriores se recomienda:

- 1) Para poder llevar a cabo el proceso de depuración de aguas residuales de manera eficiente, es necesario mantener un control y así proporcionar un producto de calidad, que estén en los estándares de calidad ambiental y los límites máximos permisibles. Por medio del monitoreo de diferentes parámetros, se verifica el trabajo y la eficiencia de la laguna, además esto permite comparar las características del efluente con los límites permisibles para su posterior uso.
- 2) Es importante el continuo registro de datos y el control de los diferentes parámetros que permitirán evaluar la eficiencia de la operación, un monitoreo continuo, así como la situación temporal del sistema de tratamiento. Esto es importante también para la creación de un sistema o manual que permita obtener constantes y datos frutos de monitoreo representativas para la zona, y así se pueda plantear un sistema más eficiente.
- 3) Todo proyecto de PTAR, debe considerar prioritaria la capacitación en operación, mantenimiento y educación sanitaria, actividades que le darán sostenibilidad al proyecto, dado que de no cumplirse con los requerimientos mínimos de operación y mantenimiento del sistema, el resultado será la completa pérdida de eficiencia y como consecuencia, el riesgo a la salud de las personas, la contaminación ambiental y el mal uso de las inversiones realizadas. Además de ser prioritario, se le debe asignar el presupuesto corres-

pondiente para que las labores de operación y mantenimiento se mantengan durante la vida útil de las lagunas.

- 4) El uso de la geo membrana sintética en la laguna evaluada, puesto que ha dado muy buenos resultados, porque ha permitido mantener el nivel de agua de diseño y que se realicen los procesos de tratamiento, recomendándose su uso para impermeabilizar el fondo y los taludes de las lagunas.
- 5) Realizar los muestreos mensuales, con el fin de verificar el contenido de materia orgánica contaminante, DBO, DQO, Coliformes totales, Ph, nitratos, fosfatos. Por otro lado es recomendable caracterizar las aguas residuales que se desean tratar, para ello será necesario monitorear y realizar análisis de laboratorio de estas aguas, principalmente de los parámetros DBO5, Sólidos Totales en Suspensión, DQO y Coliformes Termotolerantes, no se deben asumir aportes per cápita ni una concentración promedio de estos parámetros. Los periodos recomendados para el monitoreo de estos parámetros son las épocas secas, en vista de que estos se hacen críticos o se incrementan.
- 6) Se recomienda que el caudal de diseño para la PTAR, debe ser el resultado de monitorear los caudales del alcantarillado sanitario (mediciones de caudal en épocas secas y lluviosas), no se debe asumir caudales per cápita o hallados de forma indirecta.
- 7) Se recomienda que al momento de construir y diseñar una PTAR mediante lagunas de estabilización; se recomienda construir dos lagunas facultativas puestas en paralelo, seguida de una laguna de maduración, esto con el objetivo de mejorar la calidad del efluente y remover patógenos.
- 8) Se recomienda utilizar un sistema separado para la recolección y transporte de las aguas, tanto del alcantarillado sanitario como del alcantarillado plu-

vial, lo cual impedirá que el agua pluvial (que es bastante considerable en épocas de lluvias) ingrese al alcantarillado sanitario, ya sea por los buzones y aguas pluviales provenientes de los domicilios, que están conectadas directamente a la tubería de desagüe; para luego ser transportada a la PTAR; esto con el fin de evitar sobrecargas hidráulicas en las lagunas y de esa manera mejorar los procesos de remoción de los parámetros establecidos por los LMP.

CAPITULO VII

7. REFERENCIAS

- 011-2012-Vivienda, D. (2012). *Reglamento Nacional De Edificaciones*. Lima.
- ABNT. (1986). *Projeto de obras colectoras de esgotos sanitarios, NBR - 9649, associacao brasileira de normas tecnicas*. Rio de Janeiro.
- Arocha Ravelo, S. (1985). *Abastecimientos de Agua. Teoría y diseño*. Lima.
- Arocha, S. (2015). *Abastecimiento De Agua* (Vol. 2).
- Ayala Fanola, R. M., & Gonzales Marquez, G. (2008). *APOYO DIDACTICO EN LA ENSEÑANZA – APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. Cochabamba: Universidad Mayor de San Simon.
- BENAVIDES BENAVIDES, L. D. (2006). *evaluacion de la planta de tratamiento de aguas residuales de la central de sacrificio de Turreques, Nariño*. Colombia.
- CAMPOS, J. R. (1994). *Alternativas para Tratamiento de Esgotos - Pre -Tratamiento de Aguas para Abastecimiento*. (c. i. capivari, Ed.) Brasil: publicacao N09.
- Comision Estatal del Agua de Jalisco. (2013). *OPERACION Y MANTENIMIENTO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. Jalisco: Gobierno de Jalisco.
- DIGESA; , CEPIS; , OPS;. (1997). *LAGUNAS DE ESTABILIZACION DISEÑO Y CONSTRUCCION. IV CURSO INTERNACIONAL*, (pág. 18). LIMA.
- Dueñas Corrales, R. P. (2015). *Evaluacion Y Propuesta De Mejoramiento De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales En El Centro Poblado De Quiquijana, Distrito De Quiquijana, Provincia De Quispicanchis, Region Cusco*. 18.
- Eckenfelder, W. W., & O'Connor, D. J. (1961). *Biological Waste Tretament*. Nueva York: Pergamon Press.

- EDDY, M. &. (1998). *INGENIERIA DE AGUAS RESIDUALES*. Madrid: McGraw-Hill.
- GOMEZ G., L. F. (2003). *Evaluacion tecnico - economica de la planta de tratamiento de aguas residuales industriales en la empresa Owens -Illinois de venezuela C. A. Venezuela*.
- Guevara Vera, A. (1996). *Propuesta Metodológica Evaluación De Lagunas De Estabilización*. Lima: CEPIS.
- Hammer, M. J., & Hammer Jr., M. J. (1996). *Sistemas de Abastecimiento de Agua e Esgotos*. Rio de Janeiro: Editora S.A.
- Hess, I. M. (s.f.). *Tratamientos Preliminares*. Sao Paulo.
- Kormanik, R. A. (1972). Design of Two-Stage Aerated Lagoons. Journal WPCF.
- Lothar Hess, M. (1970). *Tratamiento Preliminar*. Sao Paulo: CEPIS.
- Lozano Rivas, I. W. (2012). *Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales*. Bogota: UNAD.
- MARA, D. (1992). *WASTE STABILIZATION PONDS: A DESIGN MANUAL FOR EASTERN AFRICA, LAGOON TECHNOLOGY INTERNATIONAL*. ENGLAND: LEEDS.
- Mara, D. D. (1976). *Sewage Treatment in Hot Climates*. Londres: Jhon Wiley and Sons.
- MARA, D. D., & CAIRNICROSS. (1990). *Directrices para el uso sin riesgos de aguas residuales y excretas en agricultura*. Ginebra: OMS.
- Marquez, R. M. (2008). *Apoyo Didactico En La Enseñanza - Aprendizaje De La Asignatura De Plantas De Tratamiento De Aguas Residuales*. COCHABAMBA.
- Mendonça, I. S. (1999). *Lagunas Aireadas Mecanicamente*. Bogota: Ops/Oms.
- Menendez Gutierrez, C., & Perez Olmo, J. M. (2007). *Procesos para el Tratamiento Biologico de Aguas Residuales Industriales*. Habana: Editorial Universitaria.
- Metcalf, & Eddy. (1998). *Ingenieria De Aguas Residuales*. Madrid: McGraw-Hill.

- MINAM. (2008). *Estandares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua*. Lima.
- Noriega Pissani, R. (1999). *Manual de Tratamiento de Aguas Residuales, Tomo I*. Lima: Imprenta del Ejército.
- Oakley, S. (2005). *Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo Y Sostenibilidad*.
- Oakley, S. (2011). *Tratamiento De Aguas Residuales Domesticas En Centroamerica*. USAID-CCAD.
- Oakley, S. (2015). CURSO INTENSIVO TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. Cusco, Cusco: CONASIN S.R.L. Especialistas Ambientales.
- OLEA MADRUGA, R. C. (2006). *Evaluación de la planta de tratamiento de aguas residuales del municipio de Coatepec, Veracruz*. Mexico.
- Oswald, W., & Gotaas, M. (1963). *Photosynthesis in Sewage Treatment*. Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- PANCCA PERALTA, O. D. (2015). Juliaca.
- Pancca Peralta, O. D. (2016). Evaluación De La Operatividad Y Alternativa De Solución De La Planta De Tratamiento De Aguas Residuales De La Localidad De Putina. 9-10.
- Parra Rodriguez, L. M. (2006). *Operación de un filtro anaerobio de flujo ascendente (fafa) hasta alcanzar el estado estable*. Colombia.
- Perry, J. H., & Perry, R. H. (1959). *Engineering Manual*. Tokio: McGraw-Hill Book Company, Inc.
- Ramalho, R. S. (1983). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. New York: Editorial Reverte .
- Rodriguez Ruiz, P. (2008). *HIDRAULICA II*. Oaxaca.
- Rojas, J. A. (2000). *Tratamiento De Aguas Residuales*. Bogota: Escuela Colombiana De Ingenieria.

- Rolim Mendoca, S. (2000). *Sistemas De Lagunas De Estabilizacion*. Bogota: McGraw-Hill.
- Romero Rojas, J. A. (1998). *Lagunas De Estabilizacion De Aguas Residuales*. Colombia: Escuela Colombiana De Ingenieria.
- Silva Burga, J. A. (2004). *Evaluación Y Rediseño Del Sistema De Lagunas De Estabilización De La Universidad De Piura*. PIURA.
- SUNASS. (s.f.). *COMPENDIO DE NORMAS*.
- Valdez, E. C., & Vasquez Gonzales, A. B. (2003). *Ingenieria de los Sistemas de Tratamiento y Disposicion de aguas Residuales*. Mexico: Funadacion ICA.
- vierendel. (2014). *abastecimiento de agua*. lima, peru: editorial megabyte.
- W. J., O., & m., G. (1963). *Photosynthesis in Sewage Treatment*. Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- Yañez, F., & Pescod, M. B. (1988). *Wastewater Treatment and reuse in Jordan*. UNDP/World Bank Integrated Resource Recovery Project: Joint Mission Report.

8. ANEXO

- 8.1. ANEXO 1: Certificados de laboratorio**
- 8.2. ANEXO 2: Tramites documentarios SENAMHI**
- 8.3. ANEXO 3: Resultados del SENAMHI**
- 8.4. ANEXO 4: Tramites documentarios UGASS – ILAVE**
- 8.5. ANEXO 5: Certificados de monitoreo**
- 8.6. ANEXO 6: Esquema del sistema de bombeo de aguas residuales**
- 8.7. ANEXO 7: Memoria de cálculo del diseño de las lagunas facultativas y de maduración**
- 8.8. ANEXO 8: Manual de operación y mantenimiento**
- 8.9. ANEXO 9: Estudio de impacto ambiental**
- 8.10. ANEXO 10: Límites Máximos Permisibles DS N° 003-2010-MINAM**
- 8.11. ANEXO 11: Estándares de Calidad Ambiental DS N° 004-2017-MINAM**
- 8.12. ANEXO 12: Resolución N° 166-2014-ANA/TNRCH, sanción por vertimiento de aguas residuales sin autorización.**
- 8.13. ANEXO 13: ACUERDO DE CONSEJO N° 044-2015-CMPCI, libre disponibilidad del terreno del sector CHOJOJAHUIRA.**
- 8.14. ANEXO 14: PLANOS, del diseño hidráulico.**
- 8.15. ANEXO 15: Panel Fotográfico de Visita a Plantas de tratamientos de la región Puno**

ANEXO 1

8.1.ANEXO : Certificados de laboratorio

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 2

8.2. ANEXO : Tramites documentarios SENAMHI

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 3

8.3. ANEXO : Resultados del SENAMHI

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 4

8.4. ANEXO : Tramites documentarios UGASS-ILAVE

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 5

8.5. ANEXO : Certificados de monitoreo

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 6

8.6. ANEXO : Esquema del sistema de bombeo de aguas residuales

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 7

8.7. ANEXO: Memoria de cálculo del diseño de las lagunas facultativas y maduración

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 8

8.8. ANEXO: Manual de operación y mantenimiento

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 9

8.9.ANEXO: Estudio de impacto ambiental

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 10

8.10.ANEXO: Límites Máximos Permisibles DS N° 003-2010-MINAM

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 11

8.11.ANEXO: Estándares de Calidad Ambiental DS N° 004-2017-MINAM

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 12

8.12. ANEXO: Resolución N° 166-2014-ANA/TNRCH, sanción por vertimiento de aguas residuales sin autorización.

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 13

8.13. ANEXO: ACUERDO DE CONSEJO N° 044-2015-CMPCI, libre disponibilidad del terreno del sector CHOJOJAHUIRA.

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 14

8.14. ANEXO: PLANOS, del rediseño hidráulico.

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI

ANEXO 15

8.15. ANEXO: Panel fotográfico de Visita a las Plantas de tratamiento de la región Puno.

BACH. YHONY MAMANI YAPURASI