

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



**“DISEÑO Y ANALISIS DE PLANTAS POTABILIZADORAS DE
AGUA PARA CONSUMO HUMANO, EN EL CENTRO POBLADO
DE BALSAPATA - 2017”**

TESIS

PRESENTADA POR:

JUAN GONZALO QUISPE CONDORI

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2019

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

“DISEÑO Y ANALISIS DE PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO, EN EL CENTRO POBLADO DE BALSAPATA - 2017”

TESIS PRESENTADA POR:

JUAN GONZALO QUISPE CONDORI

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR.



PRESIDENTE

: _____

M.sc. MARIANO ROBERTO GARCIA LOAYZA

PRIMER MIEMBRO

: _____

Ing. ZENON MELLADO VARGAS

SEGUNDO MIEMBRO

: _____

Ing. NESTOR ELOY GONZALES SUCASAIRE

DIRECTOR / ASESOR

: _____

Ing. GUILLERMO NESTOR FERNANDEZ SILA

TEMA : DISEÑO DE UNA PLANTA POTABILIZADORA DE AGUA

ÁREA : HIDRÁULICA

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

FECHA DE SUSTENTACIÓN: 22 DE MAYO DEL 2019

DEDICATORIA

En primer lugar, doy infinitamente gracias a Dios, por haberme dado fuerza A mí Ser Superior por ser mí guía, por su protección, por su bendición espiritual.

A mí mamita Paola por darme la vida su dedicación sus enseñanzas quien siempre estuvo conmigo en cada momento y enseñarme el camino correcto serán siempre mi camino a seguir.

A mi esposa Sadhit quienes han puesto toda su confianza para lograr un objetivo más en mi vida.

A mis amigos quienes fueron ejemplo de lucha por compartir cada momento conmigo frente a las dificultades.

A mi papa Aparicio por darme sus enseñanzas, dedicación y ejemplo será siempre mi camino para alcanzar mis sueños.

A mis hermanos Soledad Luisa, Sixta Marina, Armando, Luciano, Tomas y María por sus ejemplos, apoyo, motivación, por compartir y formar parte de mi vida.

Y gracias a todos los que me brindaron su apoyo incondicional en este proyecto.

Juan Gonzalo Quispe Condori

AGRADECIMIENTO

Un agradecimiento especial a la Universidad Nacional del Altiplano UNA – PUNO, así mismo a los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil por la orientación brindada durante mi formación profesional.

Un agradecimiento muy especial a mi familia por su comprensión y paciencia, a todos los amigos y compañeros de trabajo que estuvieron ahí para ayudarme a lograr a dar este pequeño gran paso en la vida profesional

Gracias.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	3
AGRADECIMIENTO.....	4
ÍNDICE GENERAL	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	11
ÍNDICE DE TABLAS	12
RESUMEN	14
PALABRAS CLAVES	14
ABSTRACT.....	15
CAPITULO I	16
INTRODUCCIÓN	16
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	16
1.1.1. Pregunta general.....	16
1.1.2. Preguntas específicas.....	16
1.2. JUSTIFICACION.....	17
1.3. ANTECEDENTES.....	17
1.4. OBJETIVOS	22
1.4.1. Objetivo general	22
1.4.2. Objetivos específicos.....	22
CAPITULO II	23
REVISIÓN DE LITERATURA	23
2.1. MARCO TEÓRICO	23
2.1.1. Calidad del agua	23
2.1.2. Normas para garantizar la calidad del agua	24
2.1.2.1. <i>Criterios sobre calidad del agua</i>	24
2.1.2.1.1. <i>Consideraciones preliminares</i>	24
2.1.2.1.2. <i>Toma de muestra en ríos o lagos desde la orilla</i>	25
2.1.2.1.3. <i>Normas sobre la potabilidad del agua</i>	28
2.1.2.2. <i>Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y establecen Disposiciones Complementarias</i>	33
2.1.2.2.1. <i>Objeto de la norma</i>	33
2.1.2.2.2. <i>Categorías de los Estándares de Calidad Ambiental para Agua</i>	34
2.1.2.2.2.1. <i>Categoría 1: Poblacional y recreacional</i>	34
2.1.3. <i>Selección del esquema de tratamiento</i>	38
2.1.3.1. <i>Principales operaciones unitarias empleadas en el tratamiento del agua</i>	38
2.1.3.1.1. <i>Transferencia de sólidos</i>	38
2.1.3.1.2. <i>Transferencia de iones</i>	40
2.1.3.1.3. <i>Transferencia de gases</i>	41
2.1.3.1.4. <i>Transferencia molecular</i>	41
2.1.3.1.5. <i>Otros procesos utilizados</i>	41
2.1.3.2. <i>Pruebas de tratabilidad</i>	42

2.1.3.3.	<i>Criterios biológicos de calidad para la selección de una fuente de agua cruda</i>	44
2.1.3.4.	<i>Criterios de diseño</i>	46
2.1.3.5.	<i>Desinfección con cloro libre y cloro combinado</i>	46
2.1.4.	Parámetros generales de diseño	49
2.1.4.1.	<i>Población de diseño y demanda de agua</i>	49
2.1.4.2.	<i>Población futura</i>	50
2.1.4.3.	<i>Periodo de diseño</i>	50
2.1.5.	<i>Potabilización de agua</i>	51
2.1.6.	Plantas de tratamiento de agua o plantas potabilizadoras	51
2.1.6.1.	<i>Tipos de plantas de tratamiento de agua</i>	52
2.1.7.	Coagulación.....	52
2.1.8.	Etapas de la coagulación	52
2.1.9.	Floculación.....	53
2.1.10.	Sedimentación de las partículas floculadas.....	54
2.1.11.	Filtración	54
2.1.11.1.	<i>Teoría de la filtración</i>	55
2.1.11.2.	<i>Mecanismos responsables de la filtración</i>	57
2.1.11.2.1.	<i>Transporte de partículas</i>	59
2.1.11.2.2.	<i>Adherencia</i>	67
2.1.11.2.3.	<i>Propiedades y descripción de la desinfección mediante filtración lenta</i>	70
2.1.12.	Tecnología importada, de patente o plantas paquete.....	72
CAPITULO III.....		75
MATERIALES Y MÉTODOS		75
3.1.	ASPECTOS GENERALES.....	75
3.1.1.	Ubicación del proyecto.....	75
3.1.2.	Clima de la zona.....	75
3.1.3.	Topográfica y tipo de suelo	75
3.1.4.	Hidrográfica	76
3.1.5.	Vivienda.....	76
3.1.6.	Enfermedades	76
3.1.7.	Actividades Económicas	77
3.1.8.	Servicios públicos	77
3.1.9.	Transporte y comunicantes.....	77
3.2.	MATERIALES.....	78
3.2.1.	Material experimental.....	78
3.2.2.	Material para trabajos de campo.....	78
3.3.	METODOLOGÍA	79
3.3.1.	Caracterización y parámetros de diseño	79
3.3.1.1.	<i>Caracterización de la Fuente de Captación</i>	79
3.3.1.1.1.	<i>Fuente De Captación</i>	79
3.3.1.1.2.	<i>Tomas de Muestras</i>	79
3.3.2.	Análisis y selección del proceso de tratamiento	80
3.3.2.1.	<i>Límites máximos permisibles (LMP)</i>	80

3.3.2.2. Muestra 01	85
3.3.2.2.1. Análisis de resultados de la muestra 01	85
3.3.2.2.2. Selección del tipo de tratamiento para la muestra 01	86
3.3.2.3. Muestra 02	89
3.3.2.3.1. Análisis de resultados de la muestra 02	89
3.3.2.3.2. Selección del tipo de tratamiento para la muestra 02	90
3.3.2.4. Seleccionar la secuencia de componentes tratamiento	92
3.3.3. Parámetros de diseño	93
3.3.3.1. Periodo de diseño (t)	93
3.3.3.2. Población de diseño (P_o)	93
3.3.3.3. Tasa de crecimiento poblacional (i)	94
3.3.3.4. Cálculo de la población futura (P_f)	94
3.3.3.5. Dotación (D)	95
3.3.3.6. Cálculo del caudal promedio anual (Q_p)	95
3.3.3.7. Cálculo del caudal máximo horario (Q_{mh})	95
3.3.3.8. Cálculo del caudal máximo horario (Q_{md})	95
3.3.3.9. Cálculo de la capacidad del reservorio	95
3.3.3.10. Desarrollo del cálculo de diseño de reservorio	96
3.3.4. Diseño de una planta tratamiento para consumo humano	98
3.3.4.1. Aspectos generales	98
3.3.4.2. Dimensionamiento de la laguna de almacenamiento	98
3.3.4.2.1. Periodo de almacenamiento	98
3.3.4.2.2. Caudal de diseño $Q(l/s)$	101
3.3.4.2.3. Cálculo del volumen de almacenamiento	101
3.3.4.2.3.1. Volumen calculado para el periodo de almacenamiento (V_a)	101
3.3.4.2.3.2. Volumen de por precipitación (V_p)	101
3.3.4.2.3.3. Volumen de por evaporación (V_{ev})	102
3.3.4.2.3.4. Volumen de real de almacenamiento en la laguna	106
3.3.4.2.4. Dimensionamiento de laguna de almacenamiento	106
3.3.4.2.5. Cálculo del caudal máximo diario compensación ($Q_{max.dcom}$)	107
3.3.4.2.6. Cálculo del caudal de bombeo	109
3.3.4.3. Precloración de tratamiento convencional	110
3.3.4.4. Diseño de prefiltro de grava	111
3.3.4.4.1. Generalidades	111
3.3.4.4.2. Componentes	111
3.3.4.4.3. Criterios de diseño	112
3.3.4.4.4. Datos de diseño	113
3.3.4.4.5. Cálculo de la cámara de filtración	114
3.3.4.4.5.1. Cálculo de áreas compartimiento de filtración	114
3.3.4.4.5.2. Cálculo del largo de cámaras	115
3.3.4.4.5.3. Cálculo del número de losa por cámara (n)	115
3.3.4.4.5.4. Cálculo del Ancho de cada cámara	115
3.3.4.4.5.5. Cálculo de la eficiencia de remoción	116

3.3.4.4.5.6.	<i>Cálculo de caudal de lavado</i>	117
3.3.4.4.5.7.	<i>Cálculo de sección del canal de drenaje</i>	117
3.3.4.4.5.8.	<i>Cálculo de ancho del canal de drenaje</i>	118
3.3.4.4.5.9.	<i>Cálculo del volumen de grava en el agua</i>	118
3.3.4.4.5.10.	<i>Cálculo de la perdida de carga</i>	119
3.3.4.4.5.10.1.	<i>Altura de agua sobre la grava de la cámara</i>	119
3.3.4.4.5.10.2.	<i>Perdida de carga en la grava cámara 1 (hfg)</i>	119
3.3.4.4.5.10.3.	<i>Perdida de carga en canal</i>	120
3.3.4.4.5.10.4.	<i>Presión de la compuerta</i>	121
3.3.4.4.5.10.5.	<i>Perdida de carga total</i>	121
3.3.4.4.5.11.	<i>Cálculo de la compuerta canal</i>	122
3.3.4.4.5.11.1.	<i>Cálculo de la velocidad de la compuerta del canal</i>	122
3.3.4.4.5.11.2.	<i>Cálculo de la sección de la compuerta del canal</i>	122
3.3.4.4.5.11.3.	<i>Cálculo del lado de la compuerta del canal</i>	123
3.3.4.4.5.12.	<i>Calculo el vertedero</i>	123
3.3.4.4.5.12.1.	<i>Altura de agua sobre el vertedero de 90°</i>	123
3.3.4.4.5.12.2.	<i>Altura del agua sobre el paso en vertederos (h2)</i>	124
3.3.4.5.	<i>Diseño de filtro lento de arena</i>	124
3.3.4.5.1.	<i>Generalidades</i>	124
3.3.4.5.2.	<i>Componentes</i>	124
3.3.4.5.3.	<i>Criterios de diseño</i>	128
3.3.4.5.4.	<i>Datos generales</i>	129
3.3.4.5.5.	<i>Dimensionamiento de filtros</i>	130
3.3.4.5.5.1.	<i>Área de lecho filtrante (Af)</i>	130
3.3.4.5.5.2.	<i>Coficiente mínimo de costos (K)</i>	130
3.3.4.5.5.3.	<i>Largo de cada unidad (L)</i>	130
3.3.4.5.5.4.	<i>Ancho de cada unidad (B)</i>	131
3.3.4.5.5.5.	<i>Pedida de carga para altura mínima de arena (Hfamin)</i>	131
3.3.4.5.5.6.	<i>Pedida de carga para altura de arena (Ho)</i>	131
3.3.4.5.5.7.	<i>Altura total del filtro (Ht)</i>	132
3.3.4.5.6.	<i>Cálculo de vertederos</i>	132
3.3.4.5.6.1.	<i>Altura de agua en el vertedero de salida cada filtro (Hvs)</i>	132
3.3.4.5.6.2.	<i>Altura de agua en el vertedero de entrada cada filtro (Hve)</i>	133
3.3.4.5.6.3.	<i>Altura de agua en el vertedero de medición de caudal (Hmc)</i>	133
3.3.4.5.7.	<i>Dimensionamiento de depósito de sachos de arena</i>	134
3.3.4.5.7.1.	<i>Volumen de arena (Vol.d)</i>	134
3.3.4.5.7.2.	<i>Área del depósito de arena (Ad)</i>	134
3.3.4.6.	<i>Poscloración de tratamiento convencional</i>	134
3.3.4.6.1.	<i>Diseño de la dosificación de cloro para la poscloración</i>	135
3.3.4.7.	<i>Diseño del geotextil y geomembana</i>	136
3.3.4.7.1.	<i>Diseño del geotextil</i>	136
3.3.4.7.1.1.	<i>Criterios generales</i>	136
3.3.4.7.1.1.1.	<i>Factor de seguridad global</i>	138

3.3.4.7.1.1.2.	<i>Factores de modificación</i>	139
3.3.4.7.1.1.3.	<i>Factores de reducción</i>	140
3.3.4.7.1.2.	<i>Factores considerados para diseño del geotextil de amortiguamiento para geomembrana</i>	142
3.3.4.7.1.3.	<i>Cálculo del gramaje del geotextil</i>	143
3.3.4.7.2.	<i>Diseño de la geomembrana</i>	144
3.3.4.7.2.1.	<i>Criterios generales</i>	144
3.3.4.7.2.2.	<i>Diseño del Espesor</i>	145
3.3.4.7.2.3.	<i>Estabilidad de la cobertura del relleno</i>	148
3.3.4.7.2.4.	<i>Diseño de la longitud y zanja de anclaje</i>	150
3.3.4.7.2.5.	<i>Chequeo por supervivencia</i>	153
3.3.4.8.	<i>Presupuesto, costo de operación de mantenimiento de un tratamiento convencional</i>	155
3.3.4.8.1.	<i>Presupuesto de una planta de tratamiento convencional</i>	155
3.3.4.8.2.	<i>Costo de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento convencional</i>	159
3.3.5.	<i>Alternativa a base de plantas compactas modulares</i>	159
3.3.5.1.	<i>Cotización de una planta compacta modular</i>	159
3.3.5.2.	<i>Presupuesto, costo de operación de mantenimiento de una planta compacta modular</i>	169
3.3.5.2.1.	<i>Presupuesto de una planta compacta modular</i>	169
3.3.5.2.2.	<i>Costo de operación y mantenimiento de una planta compacta modular</i>	169
CAPITULO IV		171
RESULTADOS Y DISCUSIÓN		171
4.1.	RESULTADOS	171
4.1.1.	Resultados del diseño de planta de tratamiento convencional.	171
4.1.1.1.	<i>Dimanaciones de la planta de tratamiento convencional</i>	171
4.1.1.2.	<i>Costo de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento de convencional.</i>	172
4.1.2.	Resultados del tratamiento para planta compacta modular	172
4.1.2.1.	<i>Dimanaciones de la planta compacta modular</i>	172
4.1.2.2.	<i>Costo de operación y mantenimiento de una planta compacta modular.</i>	173
4.2.	ANÁLISIS DE PLANTAS POTABILIZADAS DE AGUA	174
4.2.1.	<i>Análisis sobre la caracterización del agua</i>	174
4.2.2.	Análisis sobre las dimensiones	174
4.2.3.	Análisis sobre operación y mantenimiento	174
4.3.	DISCUSIÓN	175
CAPITULO V		178
CONCLUSIONES		178
CAPITULO VI		179
RECOMENDACIONES		179
CAPITULO VII		180
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS		180
ANEXOS		183

A.	ANALISIS DE AGUA	183
B.	PRE FILTRO DE GRAVA DESCENDENTE	183
C.	FILTRO LENTO DE ARENA	183
D.	PLANOS DEL PERFIL HIDRÁULICO	183

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1: Imágenes de toma de muestras.....	26
Figura N° 2: Anexo 1. Ficha de registro de datos de campo.....	27
Figura N° 3: Esquema del proceso de filtración.....	56
Figura N° 4: Diferentes mecanismos que producen transporte de las partículas hasta los granos de un medio filtrante.....	61
Figura N° 5: Contacto casual de las partículas con el medio filtrante.....	63
Figura N° 6: Impacto inercial.....	65
Figura N° 7: Distribución por tamaños de las partículas encontradas en el efluente a los filtros en una la planta de tratamiento.....	66
Figura N° 8: Partículas de tamaño relativamente grande en un medio viscoso.....	66
Figura N° 9: Trayectoria de la partícula capturada por las fuerzas de Van der Waals.....	68
Figura N° 10: Esquema explicativo de la acción de los polímeros en un medio granular.....	70
Figura N° 11: Filtro lento de arena.....	72
Figura N° 12: Planta patentada - Decantador de manto de lodos.....	74
Figura N° 13: Mapa de Ubicación del Centro Poblado de Balsapata.....	75
Figura N° 14: ubicación de la captación.....	79
Figura N° 15: Esquema del proceso de una planta tratamiento convencional.....	89
Figura N° 16: Esquema del proceso de una planta de tratamiento avanzado.....	92
Figura N° 17: Esquema seleccionado para el proceso de la planta tratamiento para consumo humano seleccionado.....	93
Figura N° 18: Esquema de la laguna de almacenamiento.....	107
Figura N° 19: Esquema de caudales de tratamiento.....	109
Figura N° 20: Esquema del prefiltros de grava verticales de flujo descendente (Planta y cortes).....	112
Figura N° 21: Esquema del filtro lento de arena.....	126
Figura N° 22: esquema del filtro lento de arena.....	127
Figura N° 23: esquema de salida del filtro lento.....	128
Figura N° 24: Modelo de diseño utilizado para calcular el espesor de la geomembrana.....	145
Figura N° 25: Fuerzas actuantes con suelos de cobertura sobre la geomembrana de recubrimiento, con profundidad del suelo constante.....	149
Figura N° 26: Sección transversal de la longitud de desarrollo de una geomembrana.....	151
Figura N° 27: Planos generales de la planta compacta cotizada.....	162
Figura N° 28: Esquema del proceso de la planta compacta cotizada.....	164

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1: Normas Bacteriológicas	30
Tabla N° 2: Patrones físico-químicos de potabilidad dados por la OMS, Comunidad Económica Europea y los Estados Unidos (EPA)	30
Tabla N° 3: Normas SPWA de Estados Unidos (1998) sobre desinfección	33
Tabla N° 4: Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable...35	
Tabla N° 5: Diferentes tecnologías de tratamiento empleadas para la remoción de contaminantes (continuación)	43
Tabla N° 6: Contaminación por coliformes termotolerantes en los cursos de agua por regiones del mundo	45
Tabla N° 7: Tratamientos recomendados según el nivel de contaminación fecal	45
Tabla N° 8: Selección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano	46
Tabla N° 9: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras.....	49
Tabla N° 10: Clasificación de los filtros	57
Tabla N° 11: Diagnostico comunitario de salud	76
Tabla N° 12: Vías de comunicación y acceso a la zona del proyecto.	77
Tabla N° 13: Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.82	
Tabla N° 14: comparación de resultados para la elección del tipo tratamiento de la muestra 01.	85
Tabla N° 15: Tratamientos recomendados según el nivel de contaminación fecal	87
Tabla N° 16: Selección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano	88
Tabla N° 17: Comparación de resultados para la elección del tipo de tratamiento de muestra 02	89
Tabla N° 18: Límites permisibles de Fosfato.....	91
Tabla N° 19: Periodos de diseño	93
Tabla N° 20: ORURILLO - Población Total Estimada (Personas).....	94
Tabla N° 21: Cuadro comparativo de población futura	94
Tabla N° 22: Cuadro de parámetros de diseños de diseño	97
Tabla N° 23: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras	99
Tabla N° 24: Precipitaciones máximas en 24 horas en mm	99
Tabla N° 25: Precipitaciones máximas en 24 horas desde (1964 hasta 2012).....	102
Tabla N° 26: temperatura media mensual en °C.....	102
Tabla N° 27: factor de corrección f. por duración media de las horas de sol en unidades de 30 días, con 12 horas de sol cada día.....	105
Tabla N° 28: cálculo de la evaporación mensual	105
Tabla N° 29: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras	110
Tabla N° 30: criterios de diseño para filtros verticales múltiples.....	113
Tabla N° 31: Especificación de la capa soporte de grava	125
Tabla N° 32: Especificaciones para la arena	125
Tabla N° 33: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras	135
Tabla N° 34: Factores de seguridad global para el diseño	139
Tabla N° 35: Factor de Modificación por Forma de la Protuberancia	139

Tabla N° 36: Factor de Modificación por Densidad del Relleno	140
Tabla N° 37: Factor de modificación por efecto de arco en solidos.....	140
Tabla N° 38: Factor de Reducción por Fluencia.....	141
Tabla N° 39: Factor de Reducción por degradación química y biológica a largo plazo	142
Tabla N° 40: Ángulos de fricción geomembrana - suelo y geomembrana – geotextil Según ensayo ASTM D 5321.....	147
Tabla N° 41: Distancia de movilizaci6n de la deformaci6n de la geomembrana HDPE vs. espesor	147
Tabla N° 42: Distancia de movilizaci6n de la deformaci6n de la geomembrana HDPE vs. Espesor.....	150
Tabla N° 43: Valores m6nimos recomendados para supervivencia de la geomembrana asociada al proceso de instalaci6n	154
Tabla N° 44: presupuesto de una planta de tratamiento convencional.....	155
Tabla N° 45: Costo de operaci6n y mantenimiento de una planta de tratamiento convencional	159
Tabla N° 46: Dimensiones de Unidades principales de la cotizaci6n	163
Tabla N° 47: Detalle t6cnico y Consumos el6ctrico	168
Tabla N° 48: presupuesto de una planta compacta modular	169
Tabla N° 49: costo de operaci6n y mantenimiento de una planta de tratamiento Modular	169
Tabla N° 50: Resultados del dise1o de planta de tratamiento convencional.	171
Tabla N° 51: Resultados del dise1o de planta compacta modular.	172

RESUMEN

El presente proyecto de tesis denominado “DISEÑO Y ANALISIS DE PLANTAS POTABILIZADORAS DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO, EN EL CENTRO POBLADO DE BALSAPATA - 2017” tiene como objetivo diseñar una planta de tratamiento de agua para consumos humanos, mediante un estudio de caracterización de la fuente de agua, en visita que pobladores de Centro Poblado de Balsapata consumen agua contaminada en consecuencia padecen enfermedades diarreicas agudas debido a ello se presenta la necesidad de una planta potabilizadora de agua para consumo humano, la fuente de captación se encuentra en el río Balsapata en cual se realiza dos análisis de agua en épocas diferentes del año una para épocas de sequía y otra para épocas de lluvia los cuales generan dos tipos de tratamiento según los estándares de calidad ambiental (ECA) para el agua, un tratamiento convencional para épocas de sequía y otro tratamiento de avanzado para épocas de lluvia.

Se realiza el Análisis de operación y mantenimiento de las plantas de tratamiento en el cual una planta de tratamiento avanzado requiere mayores costos de operación y mantenimiento a su vez requiere de un profesional calificado para su funcionamiento. por ello se busca una alternativa de tratamiento el cual consiste en agregar una laguna de almacenamiento de agua para la época de lluvia a un tratamiento convencional.

El tratamiento de agua plantado tiene la siguiente secuencia de tratamiento, laguna de almacenamiento, precloración, pre filtro de grava descendente, filtro lento de arena, desinfección o poscloración.

PALABRAS CLAVES

Planta, tratamiento, convencional, avanzado, potabilización, aguas, modular.

ABSTRACT

This thesis project entitled "DESIGN AND ANALYSIS OF WATER POTABLE PLANTERS FOR HUMAN CONSUMPTION, IN THE BALSAPATA TOWN CENTER - 2017" aims to design a water treatment plant for human consumption, through a study characterizing the source of water, in visit that residents of Centro Poblado de Balsapata consume contaminated water consequently suffer from acute diarrheal diseases due to this the need for a water purification plant for human consumption, the source of training is found in the river Balsapata in which is carried out two water analyzes at different times of the year one for drought periods and another for rainy seasons which generate two types of treatment according to environmental quality standards (ECA) for water, a conventional treatment for eras drought and other advanced treatment for rainy seasons.

The operation and maintenance analysis of the treatment plants is carried out in which an advanced treatment plant requires higher operation and maintenance costs, in turn requires a professional qualified for its operation. For this reason, a treatment alternative is sought, which consists in adding a water storage lagoon for the rainy season to a conventional treatment.

Planted water treatment has the following treatment sequence, storage lagoon, precloration, descending gravel pre-filter, slow sand filter, disinfection or post-chlorination

Keywords

Plant, treatment, conventional, advanced, potabilization, water, modular.

CAPITULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El tratamiento de agua potable, es un problema que afecta a muchas ciudades del mundo, dado el crecimiento de la población, la escasez de agua de los manantiales, los cambios en los usos y costumbres de las mismas. En la actualidad en Nuestro País, principalmente en la Región de puno no cuenta con un sistema de Agua Potable, que abastezca en toda su magnitud a todas las poblaciones rurales y urbanas en general.

El problema de salud pública y la falta de servicio de agua potable en ésta y otras provincias de nuestro país, el análisis de agua realizado en épocas de estiaje y de lluvia, la variación de los datos obtenidos del análisis, me llevó a plantar como medida de solución dos tipos de tratamiento una convencional y otra de tratamiento avanzado, para la elección adecuada de la planta de tratamiento se considera los costos de construcción, operación y mantenimiento.

En la actualidad, en el Centro Poblado de Balsapata del Distrito de Orurillo, Provincia de Melgar en la región de Puno, no cuenta con agua, la fuente más factible de captación es el río Balsapata del cual es captado mediante pozo caisson, siendo las propiedades físico químico y microbiológico fuera de los límites permisibles para el consumo humanos en épocas de lluvia y estiaje. El cual genera siguientes preguntas

1.1.1. Pregunta general

- ¿Es posible el diseño planta potabilizadora de agua para consumo humano, en el Centro Poblado de Balsapata - 2017?

1.1.2. Preguntas específicas

- ¿De qué manera influye el análisis físico químico y microbiológico en el en la elección y diseño de planta potabilizadora de agua?
- ¿Cuáles son las ventajas y desventajas de una planta convencional?
- ¿Cuáles son las ventajas y desventajas de una planta modular o patentada?

1.2. JUSTIFICACION

Con el presente trabajo se pretende realizar el diseño del sistema de tratamiento de agua potable y abastecer agua de buena calidad al centro poblado de Balsapata del distrito de Orurillo, para disminuir los niveles de insalubridad en que se encuentran la zona urbana de nuestro país y especialmente en el centro poblado de Balsapata del distrito de Orurillo; donde se presenta mayor incidencia de enfermedades gastrointestinales e infecto-contagiosas afectando principalmente a los grupos humanos de alto riesgo tales como niños, madres gestantes, lactantes y ancianos quienes son más propensos a adquirir este tipo de enfermedades.

En la actualidad vienen consumiendo aguas directamente de río, de pozos artesanales y riachuelos sin tratar, lo que viene afectando a la salud.

Según la Organización Mundial de la Salud (OMS) el 25 % de las enfermedades se debe a la insalubridad del agua, existiendo una relación entre calidad, cantidad de agua abastecida y número de casos de enfermedades de la población consumidora, actuando el agua como un vehículo de transmisión de agentes infecciosos.

El abastecimiento de agua potable en nuestro país es deficiente, porque sólo el 22% de la población rural y el 77% de la población urbana, cuenta con el servicio de agua potable, siendo esto uno de los motivos para la incidencia y persistencia de enfermedades, dentro de ellas podemos citar la epidemia del cólera, con dicha epidemia en el año de 1991 resultaron afectadas 300,000 personas con un saldo trágico de 3,000 muertos. Frente a este problema, en los últimos años, el Gobierno e Organismos no Gubernamentales (ONG) prestan mayor atención en la implementación de programas de salud y saneamiento básico.

1.3. ANTECEDENTES.

La enfermedad diarreica aguda (EDA) es una de las principales causas de morbimortalidad en los menores de cinco años en América Latina. La promoción de la salud es un tema poco conocido y aplicado en el mundo y América Latina.

En el Perú el 2017 se registró 1175967 episodios y 3 muertes por EDA según el Ministerio de Salud (MINSA), en la región de Puno el 2017 se registró 18966

episodios y 1 muertes por EDA según el Ministerio de Salud (MINSA). Para combatir el EDA el Perú ha implementado promociones de la salud y políticas de gobiernos.

Hacia 1962, en pleno proceso acelerado de urbanización en el país, la ley general de saneamiento básico rural (13,997) dispuso que la tensión del sector correspondiera al ministerio de salud, a través de la dirección de saneamiento básico rural (DISABAR), y que la infraestructura fuera entregada a las juntas administradoras (JA) de la población usuaria.

En la década de 1970 el sector de agua y saneamiento estuvo a cargo del gobierno central manejado por los ministerios de vivienda en el área urbana y de salud en el área rural. En la década 1980 para el ámbito urbano el servicio nacional de agua potable y alcantarillado (SENAPA) adscrito al ministerio de vivienda mientras que el ámbito rural permaneció en el sector salud.

En la década de 1990 como parte de la reforma del estado, se definió como ente rector de sector al ministerio de la presidencia (PRES), se desactivo el SENAPA y sus filiales fueron transferidos a los gobiernos municipales provinciales a través de las empresas prestadoras de servicios (EPS), instituciones creadas por la ley general de servicios de saneamiento (26,338) de 1994. La ley derivó la atención del área rural a las municipalidades y su explotación, por reglamento de la ley (D.S. N° 24-94-PRES), a las juntas administradoras en los pequeños centros poblados del ámbito rural.

La ley orgánica de municipalidades (ley N°27972) en el artículo 80, manifiesta que las municipalidades en materia de saneamiento, salubridad y salud, ejercen las siguientes funciones: Proveer los servicios de saneamiento rural y coordinar con las municipalidades de centros poblados para la realización de campañas de control de sanidad animal.

No existe una red de agua potable que abastece en el centro poblado de Balsapata del distrito de Orurillo, según el registro de padrones alcanzados por las autoridades se tiene una 535 vivienda con una densidad poblacional de 4 a 5 personas por vivienda, teniendo una población de 2354 habitantes. El consumo de agua es de pozo, río, acequia o manantial sin ningún tratamiento para consumo humano. Lo que indica que de manera urgente se debe hacer esfuerzos para dotar de agua potable tratada al centro

poblado de Balsapata distrito de Orurillo, para de esta forma contribuir a mejorar la salubridad de los beneficiarios y disminuir las tasas de morbilidad de las distintas enfermedades que padecen los pobladores, como son las diarreas o infecciones gastrointestinales de origen hídrico.

Se presenta los siguientes antecedentes de investigación

Catalán, Rueda, Ruiz y Casero (2013), en su tesis de Máster en Ingeniería y Gestión del Agua “Estación Compacta de Tratamiento de Agua Potable, Diseño de Estación para su transporte en contenedor marítimo, para su posible uso en zonas de catástrofe naturales o en situaciones de emergencia” como objetivo se marca como meta la obtención de un nuevo diseño de una planta de tratamiento portátil para abastecer a una población en situación de emergencia, así mismo tiene como objetivos específicos.

- Determinar el proceso de tratamiento de agua más rápido, económico y eficiente.
- Diseño de la planta de tratamiento.
- Instalación de la planta de tratamiento en un contenedor TIR 40.
- Generación de un volumen de agua capaz de abastecer a una población de 5.000 personas

Llegando así a las siguientes conclusiones

- El precio de la infraestructura es competitivo dentro del mercado de las potabilizadoras compactas
- 1,8€/m³ no es un precio excesivamente elevado para situaciones de emergencia.
- La planta cumple con las limitaciones técnicas exigidas.
- El diseño permite la adaptabilidad de la planta a aguas de diferentes características

Anchapuri (2013), en su tesis “evaluación técnica y planteamiento de propuesta de diseño de la planta de tratamiento de agua potable en el Distrito de Tarata –Tacna” tiene como objetivo evaluar y proponer el diseño de la planta de tratamiento de agua potable para el distrito de Tarata, provincia de Tarata –Tacna, así mismo tiene como objetivos específicos.

- Realizar un análisis de la situación actual del servicio de agua potable en el distrito de Tarata.
- Proponer el diseño de la planta de tratamiento de agua potable, que permita el uso sostenible y mejorar la calidad de vida de la población.

Llegando así a las siguientes conclusiones

- El presente estudio se realizó basado con las normas recomendadas por el reglamento de la calidad del agua para consumo humano - ministerio de salud que son validas para el diseño y control de calidad del agua para consumo humano. El referido estudio, permitirá el beneficio del distrito de Tarata que atraviesa una situación crítica ocasionada fundamentalmente por el consumo de agua no apta para el consumo humano, el número de habitante beneficiadas hasta el año 20 incrementará en un 5227.00 un caudal de demanda de 13 lts/seg (caudal máximo diario). La captación del agua cruda se realizará de un canal de regadío denominado Irabalaco. Que conduce un caudal de 0.898 m³/Seg. de la cual se captará de río del mismo nombre esta es regulado por la presa Jarumas I. el tipo de captación es directa a través de tubería de 110 mm el cual captara un caudal total de 13 lts/seg. Esto se transferirá por un ducto cerrado el cual desemboca directamente al desarenador. El desarenador tiene por objeto separar del agua cruda el arena y partículas en suspensión gruesa con el fin de evitar se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger las bombas de la abrasión, y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento. Del desarenador se pasa a un reservorio de 272.27 m³ la cual servirá de almacén y de estabilizador de partículas que pasen el desarenador.
- La planta de tratamiento de agua que se propone en el presente estudio es una planta simplificada esto permite un bajo costo de construcción, bajo costo de mantenimiento y así mejora la salud de personas que padecen de enfermedades por consumo de agua contaminada. Así mismo, se estima que el costo de construcción y mantenimiento de esta planta simplificada permiten economizar entre un 40 y 50 % en relación a las plantas convencionales, en las cuales se tiene que renovar sus equipos cada 5 ó 10 años. Las plantas simplificadas también permiten un ahorro en la capacitación del personal, debido a que sólo

se necesita personal calificado en ciertos momentos (toma de muestras y control de calidad), mientras que las plantas convencionales requieren de personal calificado en todo instante puesto que se requiere estar capacitado para operar las maquinarias.

Mamani (2012), en su tesis “uso de filtros lentos para la purificación de las aguas del río totorani – sistema de agua potable paucarcolla” tiene por objetivo Diagnosticar y purificar la calidad del agua del río Totorani, por medio de la utilización de filtros lentos de arena, en la captación del sistema de abastecimiento de agua potable del distrito de Paucarcolla, así mismo tiene como objetivos específicos.

- Diagnosticar el grado de contaminantes del agua cruda mediante un análisis físico químico y microbiológico del río Totorani y su efluente actual en la captación.
- Implementar dos filtros lentos de arena fina y gruesa con granulometría establecida (pilotos), para contrastar el comportamiento en la reducción de parámetros de turbidez, coliformes totales y coliformes fecales en ambos filtros, para determinar el nivel de eficacia.

Llegando así a las siguientes conclusiones

- El uso de los filtros lentos de arena, en la purificación de las aguas del río Totorani, tuvo un comportamiento positivo llegando a los límites permisibles aptas para el consumo humano dados por la OMS y DIGESA, pues estas aguas no llegaban a los estándares aptos.
- El diagnóstico del agua cruda del río Totorani, por medio del análisis microbiológico y físico-químico, se detectó el alto contenido de Coliformes totales y fecales, además de una turbidez no agradable. Esto se debe a la presencia de animales domésticos como vacunos, ovinos, porcinos, etc. Que pastan alrededor del río e incluso se alimentan de algas y desechan su excremento en el mismo río.
- La implementación de los filtros lentos de arena fina y gruesa, para purificar la calidad de agua del río Totorani es confiable, puesto que se ha comprobado mediante el análisis microbiológico en laboratorio, que los niveles

contaminantes se redujeron en un porcentaje considerable. Siendo el más eficaz el uso del filtro lento de arena fina por la retención de coliformes totales en un 99.24% y E. Coli en un 98.04%. Además de mejorar la claridad del agua debido a la turbiedad en un 96.67%. Comparado con el antecedente del río Kuychiro estos se redujeron en coliformes totales 80.91% y un 67.39% en coliformes termo tolerantes, lo cual indica que el uso de los filtros es adecuado en la purificación del agua.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo general

- Diseñar planta potabilizadora de agua para consumo humano, en el Centro Poblado de Balsapata - 2017.

1.4.2. Objetivos específicos

- Caracterizar la fuente de agua para seleccionar la secuencia de componentes de tratamiento
- Plantear alternativa de tratamiento a base de plantas modulares compactas

CAPITULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. MARCO TEÓRICO

2.1.1. Calidad del agua

Rodríguez Ruíz Pedro, 2001; El estudio de la calidad del agua se funda en la investigación de las características físico-químicas de la fuente ya sea subterránea, superficial o de precipitación pluvial. Para verificar si el agua es o no apta para el consumo humano, debe satisfacer determinados requisitos de potabilidad, denominadas normas de calidad del agua, esto en virtud de que en la actualidad ya no es tan fácil disponer de una fuente de aprovechamiento de agua, apropiada para dotar a una población de dicho liquido potable, pues en los últimos años debido al crecimiento de las ciudades, de las industrias. las cuales vierten sus aguas residuales sin tratamiento a las corrientes naturales, tales como ríos, lagos y lagunas las han llevado a contaminar en gran medida que ya no es posible su aprovechamiento. Recordemos que la contaminación es una Bomba de “tiempo retardado”. El hombre se preocupa solo por la cantidad del agua, y no por su calidad, pero pasado los años cuando se presente el problema de la contaminación, obliga al hombre a preocuparse también por la calidad y es esta la etapa actual que requiere una atención urgente para evitar “la crisis del agua”. Para conocer las características del agua es necesario hacer una serie de análisis y ensayos de laboratorio.

Barrenechea Martel Ada, 2004; El término calidad del agua es relativo y solo tiene importancia universal si está relacionado con el uso del recurso. Esto quiere decir que una fuente de agua suficientemente limpia que permita la vida de los peces puede no ser apta para la natación y un agua útil para el consumo humano puede resultar inadecuada para la industria.

Para decidir si un agua califica para un propósito particular, su calidad debe especificarse en función del uso que se le va a dar.

Bajo estas consideraciones, se dice que un agua está contaminada cuando sufre cambios que afectan su uso real o potencial.

2.1.2. Normas para garantizar la calidad del agua

Solsona, F. 2002; indica que, desde el punto de vista institucional, la garantía de que el agua de bebida esté libre de riesgos microbiológicos es una responsabilidad de las autoridades sanitarias. Para ello, cada país debe establecer un marco de referencia para evaluar si el agua está en buenas condiciones, si es segura o está contaminada. Este instrumento se llama norma de calidad de agua de bebida (NCAB).

2.1.2.1. Criterios sobre calidad del agua

2.1.2.1.1. Consideraciones preliminares

Arboleda Valencia Jorge, 2000; indica que, antes de establecer normas sobre la calidad del agua de consumo, deben definirse las metas y los costos. Básicamente, el agua que se suministra debe cumplir dos condiciones:

- a. No debe ser peligrosa para la salud o la vida de los consumidores.
- b. El sistema debe poderse operar a un costo razonable.

Estas condiciones pueden ser, en ocasiones, conflictivas, pero la norma que se establezca debe tener en consideración ambos factores. Para cumplir la primera, el agua no debe contener microorganismos patógenos, ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Esta es una condición imprescindible. Para cumplir la segunda, las características del agua deben garantizar que no produzca daños, a la red de distribución, ni a las industrias, ni a la economía privada, y que se pueda lograr esto sin tener que hacer al agua un tratamiento excepcionalmente costoso. En este punto, cada país debe llegar a establecer sus propias normas, de acuerdo con la calidad de agua cruda que suele obtener y la relación costo-beneficio que puede producir en la región, y la presencia de determinados iones (como hierro, sulfatos, carbonatos) en el agua que se distribuye.

2.1.2.1.2. *Toma de muestra en ríos o lagos desde la orilla*

RESOLUCIÓN JEFATURAL N° 010-2016-ANA; aprueban el protocolo nacional para el monitoreo de la calidad de los recursos hídricos superficiales, en los cuales se establece los diferentes procedimientos de muestreo de agua. para nuestro caso es el siguiente procedimiento.

Cuando la corriente del río es caudaloso o profundo y en el muestreo de lagos desde la orilla, utilizando un brazo muestreador.

Procedimiento:

1. El personal responsable deberá colocarse las botas de jebe y los guantes descartables antes del inicio de la toma de muestras de agua.
2. Ubicarse en un punto donde exista fácil acceso, donde la corriente sea homogénea y poco turbulenta.
3. Medir los parámetros de campo directamente en el río o tomando un volumen adecuado de agua en un balde limpio y evitar hacer remoción del sedimento. Seguir los procedimientos indicados en el ítem 6.14 y registrar las mediciones en la Ficha de registro de datos de campo (anexo 1).
4. Para la toma de muestras colocar un frasco en el brazo muestreador, asegurarlo y retirar la tapa y contratapa sin tocar la superficie interna del frasco.
5. Extender el brazo muestreador y sumergir la botella en sentido contrario a la corriente, hasta que esté parcialmente llena y proceder a su enjuague (mínimo dos veces), a excepción de los frascos para el análisis de los parámetros orgánicos o microbiológicos.
6. Sumergir el recipiente a una profundidad aproximada de 20 a 30 cm desde la superficie en dirección opuesta al flujo del río.
7. Para los parámetros orgánicos (aceites y grasas, hidrocarburos de petróleo, etc.) la toma de muestras se realiza en la superficie del río.
8. Considerar un espacio de alrededor de 1 % aproximadamente de la capacidad del envase para aquellos parámetros que requieran preservación.
9. Para muestras microbiológicas dejar un espacio del 10 % del volumen del recipiente para asegurar un adecuado suministro de oxígeno para las bacterias.

10. Para el parámetro demanda bioquímica de oxígeno (DBOs), el frasco debe llenarse lentamente en su totalidad para evitar la formación de burbujas.
11. Evitar coleccionar suciedad, películas de la superficie o sedimentos del fondo.



Figura N° 1: Imágenes de toma de muestras.

Fuente: Protocolo nacional para el monitoreo de la calidad de los recursos hídricos superficiales

Ítem 6.14. Medición de los parámetros de campo de la resolución jefatural

Los parámetros para medir en campo son pH, conductividad, temperatura, oxígeno disuelto, entre otros. Para la medición de parámetros en campo se recomienda lo siguiente:

En el caso de ríos accesibles y de bajo caudal, se recomienda tomar los parámetros de campo directamente en el cuerpo de agua, caso contrario utilizar un balde limpio y transparente.

2.1.2.1.3. Normas sobre la potabilidad del agua

Decíamos que toda agua para consumo humano no debe contener microorganismos patógenos ni sustancias tóxicas o nocivas para la salud. Por tanto, el agua debe cumplir ciertas normas bacteriológicas y físico-químicas para que pueda ser considerada potable.

a. Nomás bacteriológicas

Desde el punto de vista bacteriológico, se ha establecido que no debe mostrar la presencia de *E. coli*. Esta regla no tiene en cuenta los virus entéricos ni los protozoarios que pueden existir en el agua y que son potencialmente peligrosos.

La dificultad que entraña el aislarlos y detectarlos hace que, hasta ahora, en el control rutinario de las plantas de tratamiento, no se hagan pruebas para constatar su presencia, aunque se están dando pasos significativos en ese sentido.

Las normas internacionales para agua potable de la Organización Mundial de la Salud de 1974 establecen una diferencia entre la calidad del agua que se suministra por medio de una red de distribución a la comunidad y la que no se suministra en esta forma, partiendo del principio de que a esta última le resulta impracticable mantener los mismos patrones de calidad que a la primera.

Debe observarse también que la calidad del agua que se produce en la planta no es necesariamente la misma de la que se distribuye en la red, por cuanto pueden presentarse contaminaciones en ella.

Por eso, las normas antes citadas recomiendan:

1. Mantener una presión suficientemente alta en toda la red, como para evitar la succión de líquidos contaminantes.
2. Disponer de equipos de cloración de emergencia.

Para el agua que entra a la red de distribución y ha sido desinfectada, estatuyen que no debe mostrar la presencia de gérmenes coliformes en ninguna de las muestras de 100 ml. Las pruebas presuntivas deben ser debidamente confirmadas.

Para el agua que entra a la red de distribución, pero que no ha sido desinfectada, establecen que ninguna muestra puede considerarse satisfactoria si tiene E. coli por 1 00 ml. Si E. coli está ausente, la presencia de 3 gérmenes coliformes por 1 00 ml puede tolerarse en muestras ocasionales, siempre y cuando exista una vigilancia regular y frecuente, y el abastecimiento y el almacenaje sean satisfactorios desde el punto de vista sanitario.

Para el agua dentro de la red de distribución, las normas de la OMS reconocen que puede haber contaminaciones que desmejoren la calidad, en vista de lo cual recomiendan que:

1. En el curso del año, 95% de las muestras no deben contener ningún germen coliforme en 100 ml.
2. Ninguna muestra ha de contener E. coli en 100 ml.
3. Ninguna muestra ha de contener más de 10 gérmenes coliformes por 100 ml.
4. En ningún caso han de hallarse gérmenes coliformes en 100 ml de dos muestras consecutivas.

En abastecimientos individuales o para pequeñas comunidades, el recuento de coliformes debe ser menor de 10 por 100ml. El no poder lograr esto, y particularmente la presencia repetida de E. coli, debe conducir a abandonar el abastecimiento como regla general.

Las normas de 1998 de la Agencia para la Protección del Ambiente (EPA) de los Estados Unidos no distinguen entre agua en la planta y agua en la red. Según ella, toda agua para el consumo debe tener menos de 1 coli/100 ml.

Las normas de la Unión Europea no permiten coliformes fecales en el agua de consumo.

b. Normas Físico-Químicas

Las sustancias que el agua no debe contener se pueden clasificar en dos grupos:

1. Sustancias tóxicas.
2. Sustancias que pueden producir determinadas enfermedades.

En la tabla 2 se incluyen los nombres de estas sustancias y los valores máximos recomendables y permisibles establecidos en las normas de 1974 de la Organización Mundial de la Salud, en las normas de la EPA de los Estados Unidos y en la Comunidad Económica Europea*.

Tabla N° 1: Normas Bacteriológicas

Entidad	Organismo	Unidad	Valor	Observaciones
OMS				
Agua tratada entrando al sistema de distribución	Coliformes Fecales	Número/100 ml	0	En el 90% de las muestras analizadas en grandes sistemas. Para el agua no sometida a tratamiento se acepta hasta 3 coliformes /100 ml y para agua no distribuida por tuberías hasta 10 coliformes /100 ml
	Coliformes Totales	Número/100 ml	0	
Agua en el sistema de distribución	Coliformes Fecales	Número/100 ml	0	
	Coliformes Totales	Número/100 ml	0	
	Coliformes Totales	Número/100 ml	3	Ocasionalmente en alguna muestra, pero no en muestras consecutivas
EE.UU.	Coliformes Fecales	Número/100 ml	0	Para menos de 40 muestras por mes 1 positiva. Para más de 40%: 5% positivas, máximo.
	Giardia Virus	Reducción de 3logs (99.9%) Reducción mínima 4 logs (99.9%)		
Comunidad Económica Europea	Coliformes Fecales	Número/100 ml	0	

Fuente; Arboleda Valencia Jorge, 2000.

Tabla N° 2: Patrones físico-químicos de potabilidad dados por la OMS, Comunidad Económica Europea y los Estados Unidos (EPA)

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	CEE Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
turbiedad	< 1.0 Unt. por todo el	0-1 Unt.	0.5 Unt. 95% del tiempo para agua filtrada. Filtro lento 1-5 Unt. 95% del tiempo	Interfiere con la desinsectación
Color Verdadero UC	15	1	5 UC	Con el cloro crea Trihalometanos
Olor	0	0	Inofensivo	Molesta al consumidor
Sabor	0	0	Inofensivo	Molesta al consumidor
Aluminio MG/L	0.2	0.05	0.1	Interfiere la diálisis de pacientes de riñón
Antimonio MG/L	0	0	0.006	Altera colesterol y nivel de glucosa
Asbesto MG/L	0	0	7.0 millones de fibras/L	Tumores benignos
Arsenico	0.05	0.05	0.05	Cáncer en la piel y afecta los nervios
Bario MG/L	0	0.1	2	Afecta el sistema circulatorio

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	CEE Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
Cadmio	0.005	0.005	0.005	Se concentra en el hígado, riñones y páncreas
Berilio MG/L	0	0	0.004	Riesgo cáncer huesos y pulmones
Cromo MG/L	0.05	0.005	0.1	Efectos en el hígado y los riñones
Cloruro MG/L	250	200	0	Afecta la digestión y produce mal sabor
Cianuro	0.1	0.05	0.2	Efectos en el bazo, hígado y los riñones
Fluoruros MG/L	1.5	1.5-0.70	4	Daño de los Dientes y los huesos
Fenol MG/L	0.001	0	0	Interfiere cloración
Mercurio MG/L	0.001	0.001	0.002	Daña sistema nervioso
Hierro MG/L	0.3	0.05	0	Agua Roja
Magnesio MG/L	0	30	0	Puede contribuir a enfermedades cardíacas
Manganeso MG/L	0.1	0.02	0	Puede contribuir a enfermedades cardíacas
Niquel MG/L	0	0.05	0.1	Sensibiliza piel y sistema nervioso
Nitratos como N	0	2.5	10	Disminuye la oxigenación de la sangre en niños (metemoglobinemia)
Nitriros como N	0	0	1	
Total, Nitritos Nitratos MG/L	10	0	10	
Selenio MG/L	0.01	0	0.05	Ataca sistema nervioso
Sulfatos MG/L	400	25	500	Daños estomacales
Talio MG/L	0	0	0.002	Altera hígado, riñones, intestinos y cerebro
Plomo MG/L	0.05	0.05	0.015	Daña sistema nervioso y riñones
Cobre MG/L	1	0.1	1.5	Toxico para niños
Sodio MG/L	200	20	0	Afecta la presión sanguínea
Zinc	5	0.1		
Alaclor MG/L	0.003	0.001	0.002	Riesgo de cáncer
Atracine MG/L	0	0.001	0.003	Ataca sistema reproductivo y cardiovascular
Clordano MG/L	0.003	0.001	0.002	Riesgo de cáncer
Carbofuran MG/L	0	0.001	0.04	Ataca sistema reproductivo y nervioso
Delapon MG/L	0	0.001	0.2	Afecta hígado y riñones
Dinoseb MG/L	0	0.001	0.007	Afecta tiroides y reproducción

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	CEE Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
PDT MG/L	0.001	0.001		Afecta sistema nervioso
Dieldrin-Aldrin MG/L	0.0003	0.001		Afecta hígado e intestinos
Diquat MG/L	0	0.001	0.02	Afecta hígado y nervios
Endrin MG/L	0.01		0.002	Afecta sistema nervioso
Epiclorohidrin MG/L			0.002	Afecta hígado, intestino, riñones y reproducción
Glifosfato MG/L		0.001	0.7	Afecta hígado y riñones
Heptacoloro MG/L	0.0001	0.001	0.0004	Riesgo de cáncer
Lindano MG/L	0.003	0.001	0.0002	Afecta hígado, riñones y nervios
Pentaclorofenol MG/L	0.01	0.001	0.001	Riesgo de cáncer
Picloram MG/L		0.001	0.5	Afecta hígado y riñones
Simazine MG/L		0.001	0.004	Riesgo de cáncer
Toxafene MG/L		0.001	0.003	Riesgo de cáncer
Benceno MG/L	0.01		0.005	Riesgo de cáncer
Hexaclorobenceno MG/L	0.0001			Riesgo de cáncer
Tetracloruro de carbono MG/L	0.003		0.005	Riesgo de cáncer
Para-Dicloro-Benceno MG/L			0.075	Riesgo de cáncer
Orto-Dicloro-benceno MG/L			0.6	Afecta hígado y riñones
1.2-Dicloro etano MG/L	0.001		0.005	Riesgo de cáncer
1.1-Dicloro etileno MG/L			0.007	Afecta hígado y riñones
Cis-1.2Dicloro etileno MG/L			0.07	Afecta hígado y sistema nervioso
Trans-1.2Dicloro etileno MG/L			0.1	Afecta hígado y sistema nervioso
Dicloro metano MG/L			0.005	Riesgo de cáncer
1.2-Dicloro propano MG/L			0.005	Riesgo de cáncer
Etilbenzeno MG/L			0.7	Afecta hígado y riñones
Monocloro benzeno MG/L			0.1	Afecta hígado y riñones
Estirene MG/L			0.1	Afecta hígado y sistema nervioso
Tetracloro etileno MG/L			0.005	Riesgo de cáncer
Tolveno MG/L			1	Afecta riñones y sistema nervioso

Parámetros	OMS 1985 Valor Guía	CEE Nivel Guía	EE.UU. 1998	Produce
1.2.4-Tricloro benzeno MG/L			0.07	Afecta hígado y riñones
1.1 Tricloro etano MG/L			0.02	Afecta hígado y riñones
Tricloro etileno MG/L			0.005	Riesgo de cáncer
Tricloro de vinilo MG/L			0.002	Riesgo de cáncer
Cloroformo MG/L	0.03			Riesgo de cáncer
Trihalometanos MG/L	0.025-0.25	0.001	0.08	Riesgo de cáncer
Resid. Sodios Filtr. MG/l	1000		500	Indicio de mala Purificación
Partículas Alfa Picuries/L			15	Peligro de cáncer
Partículas 226+228 Picuries/L			20	Peligro de cáncer
Partículas Beta Milirren/Año			4	Peligro de cáncer
Radon Picuries/L			300	Peligro de cáncer

Fuente; Arboleda Valencia Jorge, 2000.

Tabla N° 3: Normas SPWA de Estados Unidos (1998) sobre desinfección

Desinfectantes	Máximo residual de desinfección mg/l	Efectos sobre la salud
Cloro como CL3	4	
Cloraminas como CL2	4	Anemia hemolítica en enfermos con diálisis
Dióxido de cloro como CL2	0.8	
Trihalometanos totales (THM)	0.08	Anemia hemolítica
Ácidos haloacéticos (HAA)	0.06	Riesgo de cáncer
Clorito	1	Riesgo de cáncer o efectos en el sistema nervioso o en el hígado
Carbono orgánico total (COT)	según normas que se explican más adelante	recrecimiento bacteria les dentro de las tuberías

Fuente; Arboleda Valencia Jorge, 2000.

2.1.2.2. *Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y establecen Disposiciones Complementarias*

2.1.2.2.1. *Objeto de la norma*

DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM; según la norma tiene por objeto compilar las disposiciones aprobadas mediante el Decreto Supremo N°002-2008-MINAM, el Decreto Supremo N°023-2009-MINAM y el Decreto Supremo N°015-2015-MINAM, que aprueban los Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua, quedando sujetos a lo establecido en el presente Decreto Supremo y el Anexo que

forma parte integrante del mismo. Esta compilación normativa modifica y elimina algunos valores, parámetros, categorías y subcategorías de los ECA, y mantiene otros, que fueron aprobados por los referidos decretos supremos.

2.1.2.2.2. *Categorías de los Estándares de Calidad Ambiental para Agua*

2.1.2.2.2.1. *Categoría 1: Poblacional y recreacional*

a) Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable. Entiéndase como aquellas aguas que, previo tratamiento, son destinadas para el abastecimiento de agua para consumo humano:

- A1. Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección

Entiéndase como aquellas aguas que, por sus características de calidad, reúnen las condiciones para ser destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección, de conformidad con la normativa vigente.

- A2. Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional

Entiéndase como aquellas aguas destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano, sometidas a un tratamiento convencional, mediante dos o más de los siguientes procesos: Coagulación, floculación, decantación, sedimentación, y/o filtración o procesos equivalentes; incluyendo su desinfección, de conformidad con la normativa vigente.

- A3. Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado

Entiéndase como aquellas aguas destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano, sometidas a un tratamiento convencional que incluye procesos físicos y químicos avanzados como precloración, micro filtración, ultra filtración, nanofiltración, carbón activado, ósmosis inversa o procesos equivalentes establecidos por el sector competente.

Categoría 1: Poblacional y Recreacional

Tabla N° 4: Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
FÍSICOS- QUÍMICOS				
Aceites y Grasas	mg/L	0,5	1,7	1,7
Cianuro Total	mg/L	0,07	**	**
Cianuro Libre	mg/L	**	0,2	0,2
Cloruros	mg/L	250	250	250
Color (b)	Color verdadero Escala Pt/Co	15	100 (a)	**
Conductividad	(μ S/cm)	1 500	1 600	**
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	mg/L	3	5	10
Dureza	mg/L	500	**	**
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	10	20	30
Fenoles	mg/L	0,003	**	**
Fluoruros	mg/L	1,5	**	**
Fósforo Total	mg/L	0,1	0,15	0,15
Materiales Flotantes de Origen Antropogénico		Ausencia de material flotante de origen antrópico	Ausencia de material flotante de origen antrópico	Ausencia de material flotante de origen antrópico
Nitratos (NO ₃ ⁻) (c)	mg/L	50	50	50
Nitritos (NO ₂ ⁻) (d)	mg/L	3	3	**
Amoniacal- N	mg/L	1,5	1,5	**
Oxígeno Disuelto (valor mínimo)	mg/L	≥ 6	≥ 5	≥ 4
Potencial de Hidrógeno (pH)	Unidad de pH	6,5 – 8,5	5,5 – 9,0	5,5 - 9,0
Sólidos Disueltos Totales	mg/L	1 000	1 000	1 500
Sulfatos	mg/L	250	500	**
Temperatura	°C	$\Delta 3$	$\Delta 3$	**
Turbiedad	UNT	5	100	**
INORGÁNICOS				
Aluminio	mg/L	0,9	5	5
Antimonio	mg/L	0,02	0,02	**
Arsénico	mg/L	0,01	0,01	0,15
Bario	mg/L	0,7	1	**
Berilio	mg/L	0,012	0,04	0,1
Boro	mg/L	2,4	2,4	2,4

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
Cadmio	mg/L	0,003	0,005	0,01
Cobre	mg/L	2	2	2
Cromo Total	mg/L	0,05	0,05	0,05
Hierro	mg/L	0,3	1	5
Manganeso	mg/L	0,4	0,4	0,5
Mercurio	mg/L	0,001	0,002	0,002
Molibdeno	mg/L	0,07	**	**
Níquel	mg/L	0,07	**	**
Plomo	mg/L	0,01	0,05	0,05
Selenio	mg/L	0,04	0,04	0,05
Uranio	mg/L	0,02	0,02	0,02
Zinc	mg/L	3	5	5
ORGÁNICOS				
Hidrocarburos Totales de Petróleo (C8 - C40)	mg/L	0,01	0,2	1,0
Trihalometanos	(e)	1,0	1,0	1,0
Bromoformo	mg/L	0,1	**	**
Cloroformo	mg/L	0,3	**	**
Dibromoclorometano	mg/L	0,1	**	**
Bromodichlorometano	mg/L	0,06	**	**
I. COMPUESTOS ORGÁNICOS VOLÁTILES				
1,1,1-Tricloroetano	mg/L	0,2	0,2	**
1,1-Dicloroetano	mg/L	0,03	**	**
1,2 Dicloroetano	mg/L	0,03	0,03	**
1,2 Diclorobenceno	mg/L	1	**	**
Hexaclorobutadieno	mg/L	0,0006	0,0006	**
Tetracloroetano	mg/L	0,04	**	**
Tetracloruro de carbono	mg/L	0,004	0,004	**
Tricloroetano	mg/L	0,07	0,07	**
BTEX				
Benceno	mg/L	0,01	0,01	**
Etilbenceno	mg/L	0,3	0,3	**
Tolueno	mg/L	0,7	0,7	**
Xilenos	mg/L	0,5	0,5	**
Hidrocarburos Aromáticos				
Benzo(a)pireno	mg/L	0,0007	0,0007	**
Pentaclorofenol (PCP)	mg/L	0,009	0,009	**
Organofosforados				
Malatión	mg/L	0,19	0,0001	**

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
Organoclorados				
Aldrín + Dieldrín	mg/L	0,00003	0,00003	**
Clordano	mg/L	0,0002	0,0002	**
Dicloro Difetil Tricloroetano (DDT)	mg/L	0,001	0,001	**
Endrin	mg/L	0,0006	0,0006	**
Heptacloro + Heptacloro Epóxido	mg/L	0,00003	0,00003	**
Lindano	mg/L	0,002	0,002	**
Carbamato				
Aldicarb	mg/L	0,01	0,01	**
II. CIANOTOXINAS				
Microcistina-LR	mg/L	0,001	0,001	**
III. BIFENILOS POLICLORADOS				
Bifenilos Policlorados (PCB)	mg/L	0,0005	0,0005	
MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS				
Coliformes Totales	NMP/100 ml	50	**	**
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	20	2 000	20 000
Formas Parasitarias	N° Organismo/L	0	**	**
Escherichia coli	NMP/100 ml	0	**	**
Vibrio cholerae	Presencia/100 ml	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Organismos de vida libre (algas, protozoarios, copépodos, rotíferos, nemátodos, en todos sus estadios evolutivos) (f)	N° Organismo/L	0	<5x106	<5x106

Fuente: Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y establecen Disposiciones Complementarias, DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM

- a) 100 (para aguas claras). Sin cambio anormal (para aguas que presentan coloración natural).
- b) Después de la filtración simple.
- c) En caso las técnicas analíticas determinen la concentración en unidades de Nitratos-N (NO₃--N), multiplicar el resultado por el factor 4.43 para expresarlo en las unidades de Nitratos (NO₃-).
- d) En el caso las técnicas analíticas determinen la concentración en unidades de Nitritos-N (NO₂--N), multiplicar el resultado por el factor 3.28 para expresarlo en unidades de Nitritos (NO₂-).
- e) Para el cálculo de los Trihalometanos, se obtiene a partir de la suma de los cocientes de la concentración de cada uno de los parámetros (Bromoformo, Cloroformo, Dibromoclorometano y Bromodichlorometano), con respecto a sus estándares de calidad ambiental; que no deberán exceder el valor de 1 de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\frac{C_{\text{cloroformo}}}{E_{CA_{\text{cloroformo}}}} + \frac{C_{\text{dibromoclorometano}}}{E_{CA_{\text{dibromoclorometano}}}} + \frac{C_{\text{bromodiclorometano}}}{E_{CA_{\text{bromodiclorometano}}}} + \frac{C_{\text{bromoformo}}}{E_{CA_{\text{bromoformo}}}} \leq 1$$

Dónde:

C= concentración en mg/L y ECA= Estándar de Calidad Ambiental en mg/L (Se mantiene las concentraciones del Bromoformo, cloroformo, Dibromoclorometano y Bromodiclorometano).

- f) Aquellos organismos microscópicos que se presentan en forma unicelular, en colonias, en filamentos o pluricelulares.

Δ 3: significa variación de 3 grados Celsius respecto al promedio mensual multianual del área evaluada.

Nota 1:

- El símbolo ** dentro de la tabla significa que el parámetro no aplica para esta Subcategoría.
- Los valores de los parámetros se encuentran en concentraciones totales, salvo que se indique lo contrario.

2.1.3. Selección del esquema de tratamiento

2.1.3.1. Principales operaciones unitarias empleadas en el tratamiento del agua

Vargas de Lidia, 2004; Los principales procesos de transferencia utilizados en el tratamiento del agua para consumo humano son los siguientes:

- transferencia de sólidos;
- transferencia de iones;
- transferencia de gases, y
- transferencia molecular o de nutrientes.

2.1.3.1.1. Transferencia de sólidos

Se consideran en esta clasificación los procesos de cribado, sedimentación, flotación y filtración.

- Cribado o cernido

Consiste en hacer pasar el agua a través de rejas o tamices, los cuales retienen los sólidos de tamaño mayor a la separación de las barras, como ramas, palos y toda clase de residuos sólidos. También está considerado en esta clasificación el microcernido, que consiste básicamente en triturar las algas reduciendo su tamaño para que puedan ser removidas mediante sedimentación.

- Sedimentación

Consiste en promover condiciones de reposo en el agua, para remover, mediante la fuerza gravitacional, las partículas en suspensión más densas. Este proceso se realiza en los desarenadores, pre sedimentadores, sedimentadores y decantadores; en estos últimos, con el auxilio de la coagulación.

- Flotación

El objetivo de este proceso es promover condiciones de reposo, para que los sólidos cuya densidad es menor que la del agua asciendan a la superficie de la unidad de donde son retirados por desnatado. Para mejorar la eficiencia del proceso, se emplean agentes de flotación.

Mediante este proceso se remueven especialmente grasas, aceites, turbiedad y color. Los agentes de flotación empleados son sustancias espumantes y microburbujas de aire.

- Filtración

Consiste en hacer pasar el agua a través de un medio poroso, normalmente de arena, en el cual actúan una serie de mecanismos de remoción cuya eficiencia depende de las características de la suspensión (agua más partículas) y del medio poroso.

Este proceso se utiliza como único tratamiento cuando las aguas son muy claras o como proceso final de pulimento en el caso de aguas turbias.

Los medios porosos utilizados además de la arena —que es el más común— son la antracita, el granate, la magnetita, el carbón activado, la cáscara de arroz, la cáscara de coco quemada y molida y también el pelo de coco en el caso de los filtros rápidos.

En los filtros lentos lo más efectivo es usar exclusivamente arena; no es recomendable el uso de materiales putrescibles.

2.1.3.1.2. *Transferencia de iones*

La transferencia de iones se efectúa mediante procesos de coagulación, precipitación química, absorción e intercambio iónico.

- Coagulación química

La coagulación química consiste en adicionar al agua una sustancia que tiene propiedades coagulantes, la cual transfiere sus iones a la sustancia que se desea remover, lo que neutraliza la carga eléctrica de los coloides para favorecer la formación de flóculos de mayor tamaño y peso.

Los coagulantes más efectivos son las sales trivalentes de aluminio y fierro.

Las condiciones de pH y alcalinidad del agua influyen en la eficiencia de la coagulación. Este proceso se utiliza principalmente para remover la turbiedad y el color.

- Precipitación química

La precipitación química consiste en adicionar al agua una sustancia química soluble cuyos iones reaccionan con los de la sustancia que se desea remover, formando un precipitado. Tal es el caso de la remoción de hierro y de dureza carbonatada (ablandamiento), mediante la adición de cal.

- Intercambio iónico

Como su nombre lo indica, este proceso consiste en un intercambio de iones entre la sustancia que desea remover y un medio sólido a través del cual se hace pasar el flujo de agua. Este es el caso del ablandamiento del agua mediante resinas, en el cual se realiza un intercambio de iones de calcio y magnesio por iones de sodio, al pasar el agua a través de un medio poroso constituido por zeolitas de sodio. Cuando la resina se satura de iones de calcio y magnesio, se regenera introduciéndola en un recipiente con una solución saturada de sal.

- Absorción

La absorción consiste en la remoción de iones y moléculas presentes en la solución, concentrándolos en la superficie de un medio adsorbente, mediante la acción de las fuerzas de interfaz. Este proceso se aplica en la remoción de olores y sabores, mediante la aplicación de carbón activado en polvo.

2.1.3.1.3. *Transferencia de gases*

Consiste en cambiar la concentración de un gas que se encuentra incorporado en el agua mediante procesos de aereación, desinfección y recarbonatación.

- **Aereación**

La aereación se efectúa mediante caídas de agua en escaleras, cascadas, chorros y también aplicando el gas a la masa de agua mediante aspersion o burbujeo.

Se usa en la remoción de hierro y manganeso, así como también de anhídrido carbónico, ácido sulfhídrico y sustancias volátiles, para controlar la corrosión y olores.

- **Desinfección**

Consiste en la aplicación principalmente de gas cloro y ozono al agua tratada.

- **Recarbonatación**

Consiste en la aplicación de anhídrido carbónico para bajar el pH del agua, normalmente después del ablandamiento.

2.1.3.1.4. *Transferencia molecular*

En el proceso de purificación natural del agua. Las bacterias saprofitas degradan la materia orgánica y transforman sustancias complejas en material celular vivo o en sustancias más simples y estables, incluidos los gases de descomposición.

También los organismos fotosintéticos convierten sustancias inorgánicas simples en material celular, utilizando la luz solar y el anhídrido carbónico producto de la actividad de las bacterias y, a la vez, generan el oxígeno necesario para la supervivencia de los microorganismos aeróbicos presentes en el agua.

Este tipo de transferencia se lleva a cabo en la filtración, en la cual los mecanismos de remoción más eficientes se deben a la actividad de los microorganismos.

2.1.3.1.5. *Otros procesos utilizados*

Además de los procesos de transferencia expuestos, también se utilizan en el tratamiento del agua para consumo humano la estabilización de solutos, la desalinización y la fluoruración.

- **Estabilización de solutos**

La estabilización de solutos consiste en transformar un soluto objetable en una forma inocua, sin llegar a su remoción. Son ejemplos de este proceso

la transformación del anhídrido carbónico contenido en el agua en bicarbonato soluble mediante la adición de cal o el pasar el agua a través de lechos de mármol. También se puede citar la transformación de ácido sulfhídrico en sulfato.

- Desalinización

Proceso mediante el cual se remueve el exceso de cloruros en el agua, transformando las aguas salobres en dulces. Este proceso se puede realizar mediante destilación, ósmosis inversa, etcétera.

- Fluoruración

Adición de fluoruros al agua para evitar las caries dentales, principalmente en los niños menores de 5 años.

2.1.3.2. Pruebas de tratabilidad

CONAGUA, 2014; Concluida la caracterización del agua, se realiza una selección de tecnologías de remoción que se considere pueden eliminar o reducir los contaminantes que exceden la norma, esto con la finalidad de evaluarlas mediante pruebas de tratabilidad en laboratorio. Las pruebas consisten en tratar el agua que será sujeta al proceso de potabilización mediante módulos de simulación a nivel de laboratorio de tecnologías y determinar su efectividad de remoción para los contaminantes en cuestión. Conviene efectuar una amplia comparación de tecnologías en laboratorio para ahorrar costos durante la construcción y operación de la planta potabilizadora, así como para asegurar la eficiencia del tratamiento. La Tabla 5.3 relaciona las tecnologías más comúnmente utilizadas en la potabilización del agua para la remoción de todos los contaminantes contenidos en la modificación a la NOM-127-SSA1-1994.

Tabla N° 5: Diferentes tecnologías de tratamiento empleadas para la remoción de contaminantes (continuación)

Parámetro	Tecnología de tratamiento													
	Adsorción	Cloración	Coagulación-floculación	Electrodialisis	Filtración	Intercambio iónico	Microfiltración	Nanofiltración	Ósmosis inversa	Oxidación	Precipitación	Reducción	Ablandamiento	Aireación
Aldrín y dieldrín	x								x					
Arsénico	x		x			x		x	x		x			
Bario			x	x		x			x		x			
Benceno	x								x	x				
Cadmio			x	x		x		x	x					
Cianuro		x	x			x			x	x				
Cobre			x			x			x				x	
Coliformes F.		x								x				
Coliformes totales		x								x				
Color verdadero	x									x				
Clordano	x									x				
Cloruros						x			x					
Cromo	x		x	x		x			x	x	x	x		
DDT	x									x				
Dureza total						x			x	x			x	
Etilbenceno	x								x	x	x			
Fenoles	x		x							x				
Fluoruro	x		x						x		x			
Gamma-HCH (lindano)	x									x				
Heptacloro y su éxido	x									x				
Hexacloro- benceno	x									x				
Hierro	x				x	x	x	x	x	x	x			
Manganeso	x	X				x			x	x	x		x	x
Mercurio	x		x			x			x		x	x		
Metoxicloro	x									x				
Níquel						x			x		x			
Nitritos y nitratos		X	x			x			x					
Nitrógeno amoniacal			x											x*
Olor y sabor	x		x							x				
Plomo			x			x			x		x			

Tecnología de tratamiento														
Parámetro	Adsorción	Cloración	Coagulación-floculación	Electrodialisis	Filtración	Intercambio iónico	Microfiltración	Nanofiltración	Ósmosis inversa	Oxidación	Precipitación	Reducción	Ablandamiento	Aireación
Radio						x			x					
Radón	x													x
SAAM	x									x				
Sodio				x		x			x					
Sólidos disueltos totales				x				x	x					
Sulfatos						x		x	x		x			
Tolueno	x							x	x	x				
Turbiedad					x		x							
Trihalo- metanos	x	x				x				x				x
Uranio			x			x			x		x			
Xileno	x							x	x	x				
Zinc						x	x				x			

Fuente: CONGUAS, Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Diseño de Plantas Potabilizadoras de Tecnología Simplificada

2.1.3.3. Criterios biológicos de calidad para la selección de una fuente de agua cruda

Aurazo de Zumaeta, 2004; Es más seguro obtener un suministro de agua con calidad satisfactoria para el consumo humano cuando se utilizan fuentes de agua con baja o nula contaminación y se tiene en cuenta su variabilidad en caudal y calidad.

La calidad bacteriológica del agua, relacionada con los niveles de contaminación fecal, es una de las variables que se tienen en cuenta para la selección de la fuente. Otra variable con igual importancia es el tipo de tratamiento que técnica y económicamente se puede adoptar.

La contaminación fecal de los cursos de agua es un aspecto que tiene singular importancia cuando se evalúan los cursos de agua a fin de considerarlos como posibles fuentes. El proyecto del Sistema Mundial de Vigilancia del Medio Ambiente de la OMS y el Programa de Naciones Unidas para el Medio Ambiente ha evaluado la calidad de los recursos de agua dulce en todo el mundo y ha podido comprobar que solo 19% de los 105 ríos evaluados en el proyecto tienen niveles de contaminación por

coliformes termotolerantes inferiores a 100/100 mL (OPS, 1996). En la siguiente tabla se pueden apreciar las frecuencias de los valores encontrados:

Tabla N° 6: Contaminación por coliformes termotolerantes en los cursos de agua por regiones del mundo

número de coliformes termotolerantes por 100 ml	número de ríos en cada región			
	américa del norte	américa central y del sur	Europa	Asia pacífico
< 10	8		1	1
11100	4	1	3	2
1011.000	8	10	9	14
1.00110.000	3	9	11	10
10.001100.000		2	7	2
Total, de ríos	23	22	31	29

Fuente: OPS/OMS, La calidad del agua en América Latina, Publicación Científica N° 524, 1990.

Ante estos niveles de contaminación fecal de los cursos de agua, la Organización Mundial de la Salud recomienda la protección de las fuentes de agua y la adecuada selección del tipo de tratamiento para asegurar la ausencia de patógenos y evitar la transmisión de enfermedades hídricas. El grado de tratamiento requerido depende de la naturaleza del contaminante y del nivel de contaminación fecal de la fuente.

Teniendo en cuenta solo los niveles de contaminación fecal, se recomiendan los siguientes tratamientos:

Tabla N° 7: Tratamientos recomendados según el nivel de contaminación fecal

Tipo de fuente de agua	Escherichia coli/100mL	Tratamiento recomendado
Cuencas protegidas y libres de contaminación fecal	< 20	Desinfección
Cuencas no protegidas y con contaminación fecal	> 20 – 2.000	Filtración y desinfección
Alta contaminación fecal	> 2.000 – 20.000	Filtración, desinfección más la adición de un tercer proceso
Muy alta contaminación fecal	> 20.000	No recomendada como fuente de agua

Fuente: OMS. 1992. Guidelines for Drinking Water Quality. Vol. 2. Health Criteria and Other Supporting Information. Pathogenic Agents. Ginebra: OMS.

La adecuada selección de la fuente de agua y la adopción de las medidas de protección tanto en el curso de agua como en los embalses permitirá limitar la inversión en costosos y complejos tratamientos.

2.1.3.4. Criterios de diseño

RESOLUCIÓN N° 173 – 2016-VIVIENDA, 2016; Para la selección del proceso se aplicará lo dispuesto en la siguiente tabla.

Tabla N° 8: Selección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano

CALIDA DE AGUA (DS N° 002 – 2008 – MINAM)	TURBIDEZ (UNT)	TRATAMIENTO
A1	-	Desinfección
	<25 UNT	Filtro lento de arena + desinfección
A2	< 50 UNT	Pre filtro de grava de flujo descendente o sedimentador + filtro lento de arena + desinfección
	< 100 UNT	Sedimentador + pre filtro de grava de flujo descendente + filtro lento de arena + desinfección
A3	-	Tratamiento completo y avanzado que requiere estudio especial

Fuente: Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural

2.1.3.5. Desinfección con cloro libre y cloro combinado

GOMEYA, C. 1977; La desinfección del agua tiene por finalidad la destrucción o inactivación de los microorganismos perjudiciales, patógenos o simplemente molestos que no han sido eliminados en las fases previas del tratamiento del agua.

La desinfección no implica necesariamente la destrucción de todos los organismos vivos (proceso denominado esterilización).

Los factores principales que influyen en la eficacia del proceso de desinfección son los siguientes:

1. Tipo y concentración de los microorganismos que los microorganismos patógenos existentes en el agua se pueden dividir en tres categorías:
 - ✓ Bacterias
 - ✓ Virus
 - ✓ Protozoos
2. Tipo y concentración del desinfectante y tiempo de contacto La destrucción de un microorganismo por un determinado desinfectante (siempre que los demás

factores sean constantes) es proporcional a la concentración del mismo y al tiempo de reacción (tiempo de contacto).

Una concentración baja de desinfectante durante tiempos de contacto largos puede ser suficiente, mientras que si dichos tiempos son más cortos la concentración del desinfectante deberá elevarse para lograr un índice de destrucción semejante

Características físico - químicas del agua a tratar Destacando:

- ✓ Si existe mucha materia en suspensión los organismos pueden ser inaccesibles al desinfectante.
- ✓ Si el desinfectante es un oxidante, la presencia de materia susceptible de ser oxidada disminuirá la cantidad de desinfectante disponible para destruir a los microorganismos.
- ✓ El pH del agua influye en las reacciones de algunos desinfectantes con el agua, transformándolos en compuestos con muy baja o nula actividad germicida.

CONAGUA, 2014; El cloro es el principal compuesto empleado para la desinfección del agua, debido a su disponibilidad y bajo costo. Se usa en forma gaseosa, sólida o líquida y en forma pura o combinada.

De los productos a base de cloro los más comunes son: cloro gas, hipoclorito de sodio, hipoclorito cálcico, dióxido de cloro, y cloraminas (cloro combinado).

La acción desinfectante del cloro ocurre como producto de las reacciones entre el ácido hipocloroso (HOCl) y el ion hipoclorito (OCl^-) en las estructuras moleculares de las bacterias y virus, ya que inactivan la patogenicidad de organismos y agentes infecciosos. La tasa de desinfección depende de la concentración y forma en que se encuentre el cloro disponible, el tiempo de contacto, el pH, temperatura y otros factores.

El ácido hipocloroso es más eficiente que el ion hipoclorito para desinfectar, mientras que la acción bactericida del cloro combinado es mucho menor que la del cloro residual libre, particularmente en términos de la velocidad de la reacción.

Los principales factores que afectan la eficiencia de desinfección son:

- Tiempo de contacto. Se refiere al tiempo disponible para que el cloro actúe sobre los microorganismos. Este tiempo debe ser de 15 a 30 min
- Temperatura. La destrucción de microorganismos con cloro es mucho más rápida a mayor temperatura. A pesar de esto, el cloro es más estable en agua fría, lo que en la práctica compensa la menor velocidad de desinfección. Así, para lograr la misma acción a 4 °C que a 21 °C, la concentración de cloro residual debe ser el doble
- pH. Afecta la acción desinfectante del cloro, particularmente la del cloro residual combinado. De forma general, mientras más alcalina sea el agua se requieren mayores dosis para una misma temperatura y tiempo de contacto. A un pH de 6.5 y una temperatura de 2 °C, 0.3 mg/L de cloro residual combinado causa un efecto letal en 100 por ciento de bacterias. A la misma temperatura y para lograr el mismo efecto, el cloro residual combinado debe aumentarse hasta 0.6 mg/L a pH de 7.0 y hasta 1.2mg/L a pH de 8.5

No existen tablas o dosificaciones universales de la cantidad de cloro que deba añadirse para potabilizar el agua, pues ello depende de cada agua. Se debe, entonces, determinar en laboratorio la demanda de cloro y la cantidad suficiente para mantener un residual que proteja el agua durante su transporte. De hecho, la medición de este residual constituye la prueba esencial de la potabilidad de un agua y es muy útil, ya que se correlaciona directamente en el contenido de coliformes totales y fecales, evitando realizar tediosas determinaciones en forma rutinaria.

Para determinar la dosis óptima, se deben realizar pruebas de laboratorio agregando cantidades crecientes de cloro al agua y midiendo su concentración a través del tiempo. La dosis óptima será la que produzca un residual de cloro libre de 0.2 a 1.5 mg/L para agua potable al final del periodo de contacto. En la Tabla se presentan las dosis típicas de cloro (en sus diferentes formas) usadas en plantas potabilizadoras.

La dosis de cloro ideal es la necesaria para destruir todos los organismos patógenos presentes en ella. Por tanto, para poder determinarla es indispensable tener en cuenta los siguientes parámetros:

- Organismos que se intenta destruir u organismos índices (coliformes fecales)

- Tiempo disponible entre el momento en que se aplica el cloro al agua y el momento en que esta es consumida, usada o descargada (tiempo de contacto)
- Cantidad de cloro que económicamente se puede agregar
- Clase de desinfectante que se forma en el agua (HClO, ClO⁻, NH₂Cl) según sea el pH y el contenido de nitrógeno y materia orgánica
- Definir si se requiere precloración y poscloración o solo poscloración, dependiendo de las características de la fuente. Por ejemplo: aguas altamente contaminadas con coliformes superiores a 5×10^3 o que presentan una excesiva producción de algas en la planta deben siempre preclorarse)

Tabla N° 9: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras

Compuesto de cloro	Dosis (mg/L)
Cloro gas	1 a 16
Hipoclorito de sodio	0.2 a 2
Hipoclorito de calcio	0.5 a 5

Fuente: CONAGUA'

2.1.4. Parámetros generales de diseño

2.1.4.1. Población de diseño y demanda de agua

RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001; El consumo de líquido de cada población está determinada por distintos factores, como son el Clima, la hidrología, la clasificación del usuario, las costumbres locales, la actividad económica. Por ejemplo: El Consumo se clasifica según el tipo de usuario en: Doméstico, Comercial, Industrial o de servicios públicos. El tipo doméstico se divide a su vez en Popular, Medio y Residencial, dependiendo del nivel económico del usuario. El Industrial se divide en Turístico e industrial, cuando las demandas parciales sean significativas con respecto a la total. Los climas extremos incrementan el consumo, en el cálido para satisfacer las necesidades humanas y en el frío aun que disminuye el consumo humano se incrementa el consumo por las fugas. La disponibilidad del agua también repercute en el consumo, a mayor dificultad de obtención menor cantidad distribuida. Las Localidades que cuentan con red de Alcantarillado su consumo se incrementa.

2.1.4.2. Población futura

AGÜERO PITTMAN Roger, 1997; Las obras de agua potable no se hacen para el momento actual, siempre hay que tener en cuenta la población futura de cada localidad en un periodo de tiempo prudencial que varía generalmente entre 15 a 40 años (tiempo de diseño). Se presenta pues el problema de saber cuál será la población futura al final de este lapso de tiempo.

Existen serie de procedimientos al respecto ya sea mediante aplicación de fórmulas matemáticas o mediante métodos gráficos.

2.1.4.3. Periodo de diseño

RODRÍGUEZ RUÍZ Pedro, 2001; Se entiende por Periodo Diseño el tiempo en el cual se estima que las obras por construir serán eficientes. El período de diseño es menor que la Vida Útil o sea el tiempo que razonablemente se espera que la obra sirva a los propósitos sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso o que se requieran ser eliminadas por insuficientes. Además de la vida útil y del Período de Diseño, en los aspectos de financiamiento de las obras se habla a menudo del Período Económico de Diseño el que se ha definido tradicionalmente como el tiempo durante el cual una obra de ingeniería funciona “Económicamente”. Sin embargo, el determinar este aspecto en un país como México resulta subjetivo puesto que no existen los recursos financieros para construir cada vez que concluyen los períodos económicos de las obras en cuestión que deberían ser sustituidas de acuerdo a este criterio. Por lo anterior, en este texto se denominará “Período Económico de Diseño” al tiempo en el cual se amortiza, es decir, se paga el crédito con el cual se ejecute el proyecto. Considerando lo anterior, el dimensionamiento de las obras se realizará a períodos de corto plazo, definiendo siempre aquellas que, por sus condiciones específicas, pudieran requerir un período de diseño mayor por economía de escala.

2.1.5. Potabilización de agua

HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000; Es la parte de procesos y operaciones para el tratamiento de aguas crudas, sobre todo para consumo humano, debiendo tomar en cuenta los siguientes parámetros:

Captación (Bocatoma), estanques de regulación, desarenadores, preclorado, sedimentación, coagulación floculación, decantación, filtración, desinfección, almacenamiento y distribución.

La turbidez del agua está en función de la dosis de coagulante lo que determina que para esta operación tiene que realizarse la prueba de Jarras para obtener una dosificación precisa durante el tratamiento de aguas. Esta operación y proceso es de suma importancia que de ello va depender la eliminación de los contaminantes orgánicos é orgánicos como es el caso de algunos metales que se encuentran diluidos en el agua. Esta prueba difiere de las condiciones reales de operación n la planta tanto por las diferencias de volumen, el flujo continuo en los floculadores, el tipo bach de ensayo, por la escala de formación del floculo

en la planta y la formación del floculo en un vaso, que lógicamente está en diferentes condiciones operativas. Pero, actualmente esta operación de prueba de Jarras sigue siendo de utilidad para los ajustes de planta. El uso los reactivos químicos debe ser seleccionados y muy bien dosificados para alcanzar el óptimo rendimiento.

Finalmente, hacia la sección de la filtración llegan los microflocs, que no han sido decantados anteriormente, ensuciando la parte superior del tanque de filtración debiendo en su momento oportuno hacer le lavado para eliminar todas las partículas retenidas durante la filtración. Desinfección final es de importancia ya que va asegurar la calidad del agua para el consumidor desde el almacenamiento hasta el usuario, entregando un agua potable de calidad brindando así una calidad de vida al ser humano.

2.1.6. Plantas de tratamiento de agua o plantas potabilizadoras

CEPIS/OPS, 2004; Una planta de tratamiento es una secuencia de operaciones o procesos unitarios, convenientemente seleccionados con el fin de remover totalmente

los contaminantes microbiológicos presentes en el agua cruda y parcialmente los físicos y químicos, hasta llevarlos a los límites aceptables estipulados por las normas.

2.1.6.1. Tipos de plantas de tratamiento de agua

Las plantas de tratamiento de agua se pueden clasificar, de acuerdo con el tipo de procesos que las conforman, en plantas de filtración rápida y plantas de filtración lenta. También se pueden clasificar, de acuerdo con la tecnología usada en el proyecto, en plantas convencionales antiguas, plantas convencionales de tecnología apropiada y plantas de tecnología importada o de patente.

2.1.7. Coagulación

HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000; El objeto es facilitar la sedimentación de partículas finamente divididos al estado o al estado coloidal mediante el a regado desustancias químicas.

Se denomina coagulación al proceso de desestabilización y posterior agregación de partículas en suspensión coloidal presentes en el agua, para potenciar la etapa de decantación o espesado en la que esas partículas deben separarse del agua.

La desestabilización se consigue neutralizando sus cargas eléctricas, con lo que dejan de actuar las fuerzas de repulsión, su potencial Zeta se anula y los coloides tienden a agregarse por acción de masas

Normalmente, las partículas a coagular proceden:

1. Del suelo, por arrastre de minerales en disolución
2. De descomposición de materia orgánica natural en los cursos de agua
3. De vertidos domésticos e industriales

2.1.8. Etapas de la coagulación

- a) Agregados de sustancias químicas.
- b) Mezcla o difusión.
- c) Floculación.

Cuando se agrega un coagulante al agua para precipitar o remover la turbiedad y el color, se producen dos fases antes que el floculo esté en condiciones de sedimentar.

a. Primera fase

El coagulante al disolverlo se disocia en iones, si se usa se degrada en iones positivos Trivalentes, los cuales reducen las cargas negativas del color o turbiedad, por otro lado, los iones reaccionan con la alcalinidad del agua. Óxidos hidratados de aluminio con carga positiva que neutralizan las cargas negativas del color o turbiedad; concluyéndose que en esta primera etapa se requiere una mezcla activa y turbulenta.

Cuando se ha producido la neutralización de la mayor parte de los Coloides ó se forma un microflóculo que no sedimenta.

b. Primera fase

Mediante la agitación leve se incrementa el tamaño del floculo por absorción por cuanto se ha generado una superficie, los micro flóculos se transforman lentamente en flóculos de sedimentar.

2.1.9. Floculación

HERNÁNDEZ MUÑOZ, A. 2000; La floculación es la aglomeración de partículas desestabilizadas en microflóculos y después en los flóculos más grandes que tienden a depositarse en el fondo de los recipientes construidos para este fin, denominados decantadores.

El proceso de floculación es precedido por el de coagulación, por eso suele hablarse de procesos de coagulación - floculación.

La coagulación es la desestabilización de las partículas coloidales causadas por la adición de un reactivo químico (coagulante) que, neutralizando las cargas electrostáticas, hace que las partículas tiendan a unirse entre sí.

En el proceso de floculación es importante conseguir la formación del flóculo de mayor peso y cohesión posible, ya que estas características facilitan su eliminación.

En general, algunos de los siguientes medios favorecen el engrosamiento y, consecuentemente, la sedimentabilidad del flóculo:

1. Una coagulación previa tan perfecta como sea posible
2. Un aumento de la cantidad de flóculos en el agua.
3. Así, conviene poner el agua en contacto con los precipitados ya formados por el tratamiento anterior (recirculación de fangos, lecho de fangos.), tratando de conseguir la mayor concentración posible.
4. Una agitación lenta y homogénea del conjunto, con el fin de aumentar las posibilidades de que las partículas coloidales descargadas eléctricamente se encuentren con un flóculo.
5. El empleo de ciertos productos llamados floculantes.

2.1.10. Sedimentación de las partículas floculadas

DEGREMONT 1979; El fenómeno de la sedimentación de las partículas floculadas es diferente al de las partículas discretas.

1. Sedimentación libre. Se produce en suspensiones de baja concentración de sólidos. La interacción entre partículas puede considerarse despreciable (partículas discretas), por lo que sedimentan a su velocidad de caída libre en el fluido.
2. Sedimentación por zonas. Se observa en la sedimentación de suspensiones concentradas. Las interacciones entre las partículas son importantes, alcanzándose velocidades de sedimentación menores que en la sedimentación libre.
3. En el caso de partículas floculadas, estas interacciones provocan la aglomeración de las partículas, aumentando el tamaño del flóculo.

Dentro del sedimentador se desarrollan varias zonas, caracterizadas por diferente concentración de sólidos y, por lo tanto, diferente velocidad de sedimentación:

2.1.11. Filtración

GOMEYA, C. 1977; La filtración es un proceso físico fundamentado en el paso de una mezcla sólido - fluido (líquido o gas) a través de un medio más o menos poroso, el cual retiene los sólidos permitiendo, por el contrario, el paso del fluido.

Las aplicaciones de los procesos de filtración son muy extensas, encontrándose en muchos ámbitos de la actividad humana, tanto en la vida doméstica como de la industria general

Se define, como el proceso por el cual se separa la materia suspendida mediante el paso del agua a través de una capa porosa, las agitaciones pueden ser natural y artificial; la infiltración de agua fluvial en el terreno y descarrimientos de aguas subterráneas son procesos naturales de filtración

Las filtraciones artificiales se realizan por filtros de arena y estas pueden ser filtros lentos, rápidos y a presión, además es bueno señalar que existen filtros de membrana fabricados con resinas orgánicas como las melaninas que tiene diferentes porosidades, encontrándose en el mercado filtros de 20, 10, 5 y hasta de 0.25 micras de porosidad, existiendo aun membranas de acuerdo a la calidad que se desea producir mediante el proceso de osmosis inversa.

2.1.11.1. Teoría de la filtración

Arboleda Valencia Jorge, 2000; El objetivo básico de la filtración es separar las partículas y microorganismos objetables, que no han quedado retenidos en los procesos de coagulación y sedimentación. En consecuencia, el trabajo que los filtros desempeñan, depende directamente de la mayor o menor eficiencia de los procesos preparatorios.

La filtración puede efectuarse en muchas formas: Con baja carga superficial (filtros lentos) o con alta carga superficial (filtros rápidos), en medios porosos (pastas arcillosas, papel de filtro) o en medios granulares (arena, antracita, granate o combinados), con flujo ascendente de abajo hacia arriba o descendente de arriba hacia abajo y mixto (parte ascendente y parte descendente). Por último, el filtro puede trabajar a presión o por gravedad, según sea la magnitud de la carga hidráulica que exista sobre el lecho filtrante. La siguiente tabla presenta una clasificación de los filtros basada en estas ideas.

La filtración se identifica por la velocidad de pasaje del agua a través del manto filtrante o del manto poroso, medida como rata o carga superficial, q_F , o sea el cociente entre el caudal, Q , y el área filtrante A_F :

$$q_F = \frac{Q}{A_F}$$

En donde,

A = Area superficial

Q = Caudal que entra al filtro

Obsérvese que si desarrollamos la expresión anterior se obtiene (ver figura. Siguiendo figura) que la rata q_F es justamente la velocidad de filtración v_F .

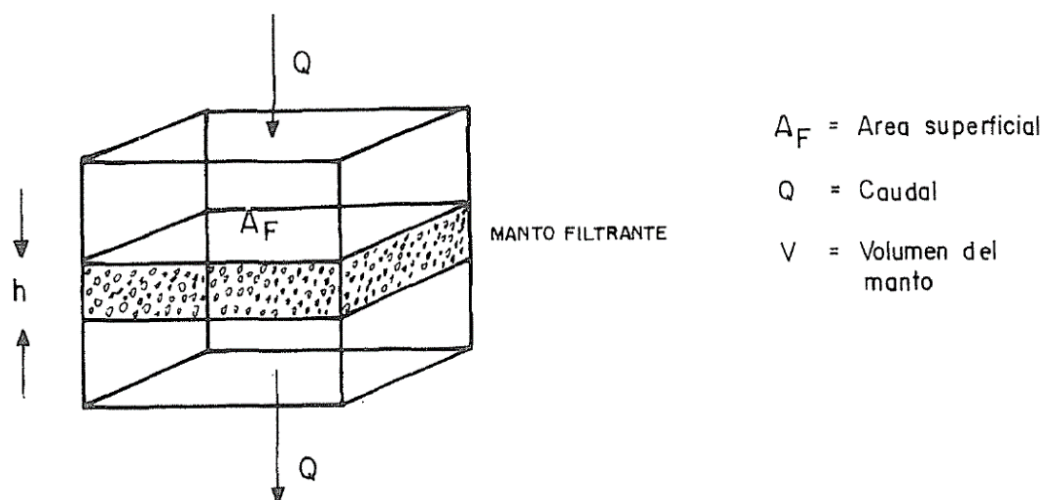


Figura N° 3: Esquema del proceso de filtración

Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

La expresión general anterior es válida para cualquier sistema coherente de unidades.

La tasa o rata de filtración, q_F , sin embargo, se mide normalmente en $m^3/1m^2/1d$, por su similitud con tasa o rata de sedimentación.

Por otra parte, la velocidad de filtración v_F , suele indicarse normalmente en m/hora o cm/s.

Tradicionalmente en las plantas de tratamiento municipales se han utilizado filtros de arena con flujo descendente por gravedad.

Tabla N° 10: Clasificación de los filtros

Según la velocidad de filtración	Según el medio filtrante usado	Según el sentido del flujo	Según la carga sobre el lecho
Rápidos 120-360m ³ /m ² /día	1. Arena (h=60-75cm) 2. Antracita (h=60-75cm) 3. Mixtos: Antracita (35-50 cm) Arena (20-35 cm) 4. Mixtos: Arena, Antracita, Granate	Ascendentes Descendentes Flujo Mixto	Por gravedad Por presión
Lentos 7-14m ³ /m ² /día	Arena (h=60-100 cm)	Descendente Ascendente Horizontal	Por gravedad

Fuente: Arboleda Valencia Jorge, 2000

El sentido del flujo de los filtros ha permanecido descendente especialmente en Norteamérica, pero existen plantas en Europa y Rusia con filtros de flujo ascendente o mixtos cuyo mérito discutiremos posteriormente. En Latinoamérica también se han usado dichos filtros.

2.1.11.2. Mecanismos responsables de la filtración

La remoción de partículas muchísimo más pequeñas que los poros del medio filtrante descartó la idea primitiva de que la filtración se realizaba por el simple efecto físico de cernido.

En efecto, el agua, ya sea sedimentada o no, que entra a un filtro contiene una variedad muy grande de partículas en suspensión. Su tamaño puede variar desde flóculos relativamente grandes de 1 mm de diámetro hasta coloides, bacterias y virus con tamaños inferiores a 10⁻³mm (1u). Dentro de esta gama, se pueden encontrar partículas electropositivas, electronegativas y neutras, o microflóculos con polímeros adsorbidos. Todo este conjunto queda en mayor o menor proporción retenido en el lecho filtrante, preferentemente adherido a la superficie de sus granos formando una película alrededor de ellos, cuya resistencia al esfuerzo cortante producido por la fuerza de arrastre del flujo es función de la magnitud de las fuerzas que mantienen pegadas las partículas a cada elemento del medio granular.

Si estas fuerzas son débiles, el floc será arrastrado por el flujo y penetrará cada vez más hondo, hasta que eventualmente aparecerá en el efluente. Si son, en cambio, fuertes, el floc quedará obstaculizando temporalmente el paso del agua.

Evidentemente los mecanismos que transportan la materia en suspensión dentro del lecho filtrante y lo adhieren con mayor o menor eficiencia a él tienen que ser distintos según sea el tamaño de las partículas, su densidad y las características electroquímicas que posea.

El floc grande, cuyo volumen es mayor que el de los poros del medio granular, queda retenido por simple cernido en los intersticios del lecho; en cambio, el material finamente dividido cuyo orden de magnitud es varias veces menor que el de los poros (las bacterias son hasta 100 veces menores que ellos) queda removido debido a una variedad de fenómenos, que describiremos luego y que pueden actuar separada o simultáneamente y tener mayor o menor importancia, según el tipo de suspensión y lecho filtrante de que se trate.

Las partículas de menor diámetro que los poros del medio filtrante, entran libremente en el material granular, y tienen que atravesar una distancia relativamente grande antes de poderse adherir a los granos que forman dichos poros. El proceso de filtración por tanto se puede considerar que ocurre en dos etapas distintas pero complementarias, como lo sugieren O'Melia y Stumm (1967):

1. La de transporte de las partículas dentro de los poros.
2. La de adherencia a los granos del medio.

El transporte de partículas es debido a fenómenos físicos e hidráulicos, influenciados por los factores que gobiernan la transferencia de masas. La adherencia es debida a fenómenos de acción superficial que son influenciados por parámetros físicos y químicos.

Los mecanismos que pueden realizar el transporte son:

- a. Cernido.
- b. Sedimentación.
- c. Intercepción.

- d. Difusión.
- e. Impacto inercial.
- f. Acción hidrodinámica.

Los que pueden realizar la adherencia son:

- a. Fuerzas de Van der Waals.
- b. Fuerzas electroquímicas.
- c. Puente químico.

Cuál de ellos sea el que controla el proceso de filtración ha sido asunto de largos debates. Es indudable que no todos necesariamente tienen que actuar al mismo tiempo y que, en algunos casos, la contribución que uno o varios de ellos pueden hacer para retener el material suspendido, es quizás despreciable.

Pero hay que tener en cuenta que, dada la complejidad del fenómeno, más de un mecanismo deberá entrar en acción para transportar y adherir los diferentes tamaños de partículas al medio granular.

2.1.11.2.1. Transporte de partículas

Los distintos mecanismos de transporte de las partículas dentro de los poros del medio filtrante están esquematizados en la figura N° 2.

En ella se ve cómo simultáneamente pueden actuar varias causas para aproximar el material suspendido hasta los granos del medio filtrante.

Es interesante destacar que estas causas varían si se trata de la filtración que se produce en las capas superficiales, que si se trata de filtración que se produce en profundidad en el seno del manto.

En el primer caso la acción física de cernido es el factor dominante, mientras que en el segundo caso es el de menor importancia.

a. Cernido

Es evidente que cuando la partícula es de tamaño mayor que los poros del lecho filtrante, puede quedar atrapado en los intersticios, cuyo tamaño suele variar entre 0.1 y 0.2 mm para granos de 0.5 mm, y entre 0.3 y 0.6 mm para los de 1.2mm, dado que

el floc grande puede tener de 0.5 a 2.0 mm de diámetro. El cernido en general actúa sólo en las capas más superficiales del lecho y con partículas relativamente fuertes capaces de resistir los esfuerzos cortantes producidos por el flujo, cuya velocidad aumenta en las constricciones.

Con base en consideraciones geométricas, Hall considera que la probabilidad de remoción de una partícula por cernido, P_r , es directamente proporcional a su diámetro "d" e inversamente proporcional al diámetro del medio filtrante "De" elevado a los 3/2, así:

$$P_r = \left[\frac{d}{D_c} \right]^{3/2}$$

Hay que tener en cuenta que el mecanismo de cernido es independiente de las características del floc afluyente

b. Sedimentación

Ya en 1904, Hazen había sugerido que la remoción de partículas menores que el tamaño de los poros, podía deberse a la sedimentación de ellas en la superficie de los granos.

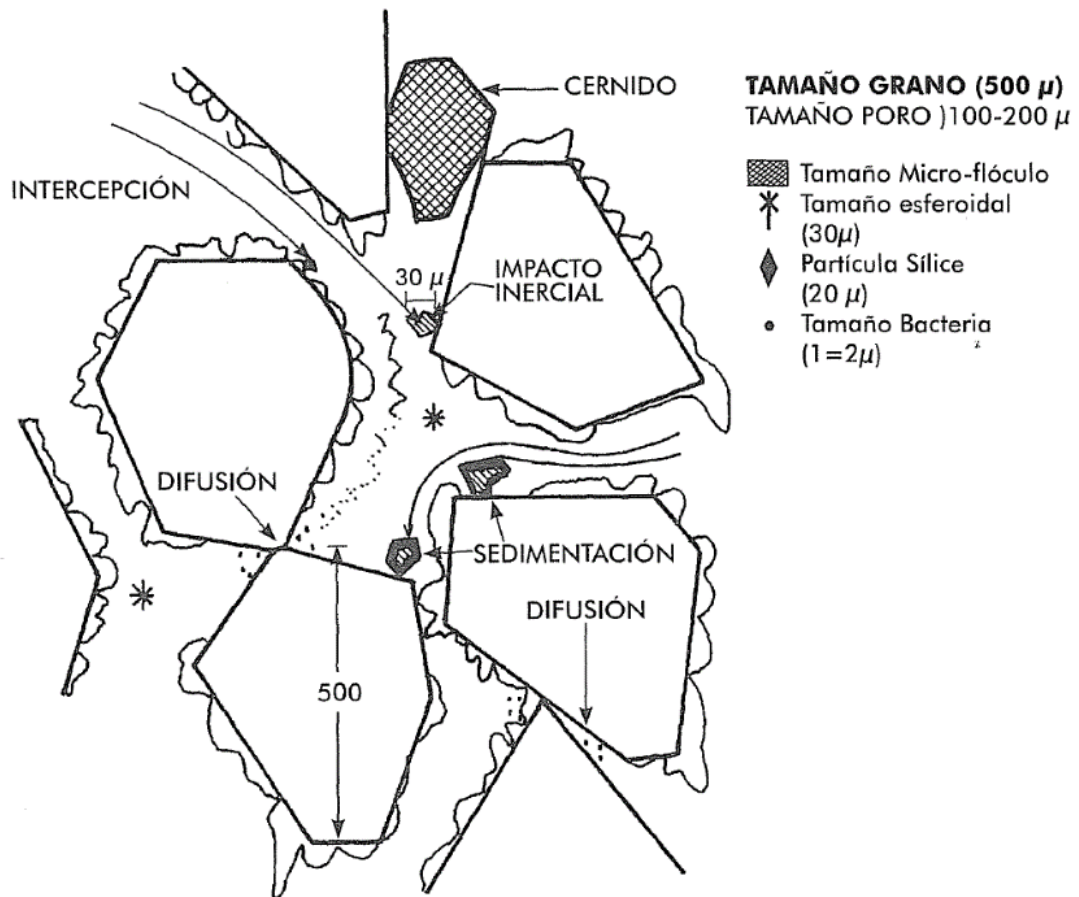


Figura N° 4: Diferentes mecanismos que producen transporte de las partículas hasta los granos de un medio filtrante

Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

En realidad, esta superficie es muy grande, Hazen indicó que 1 m³ de arena seca de 0.35 mm de diámetro, puede tener un área superficial de 8,000 m².

Como no toda esta área está en condiciones de recibir sedimentos, ya que una parte de ella no es útil por estar los granos en contacto unos con otros y otra parte por estar en puntos donde la velocidad del flujo es muy alta, la superficie aprovechable para la sedimentación se ha estimado que puede ser solamente un 5.56% de la total, o sea unos 444 m² por m³

Aun aceptando un gran margen de error en estas cifras, es indudable que el medio filtrante ofrece una enorme área, donde los sólidos suspendidos pueden quedar depositados por sedimentación.

Varios autores, entre ellos Fair y Geyer (1956) y Stanley (1955), han desarrollado esta teoría y hallado relaciones entre la velocidad del flujo, la densidad y el tamaño de las partículas removidas.

Sin embargo, este mecanismo no explica por qué el filtro remueve el floc con un peso específico muy cercano al del agua, o partículas de tamaño coloidal como bacterias o virus cuya velocidad de sedimentación es del orden de milímetros por día, ni por qué la materia que ha sedimentado no es arrastrada de nuevo por el flujo, en especial teniendo en cuenta el aumento de velocidad en los intersticios.

La sedimentación sólo puede producirse, por eso, con material suspendido relativamente grande y denso cuya velocidad de asentamiento sea alta, y en zonas del lecho donde la carga hidráulica sea baja.

Ives (1965), sugiere que algunas partículas más pequeñas y floculentas pueden quedar retenidas en regiones donde la velocidad de escurrimiento sea pequeña debido a la distribución parabólica de velocidades en el régimen laminar.

c. Intercepción

Camp (1964), trabajando con un modelo de filtro construido por una caja de lucita transparente, dentro de la cual se habían dejado gránulos cilíndricos de 1 mm de diámetro, llegó a la conclusión de que "la remoción del floc dentro del lecho es llevada a cabo primeramente por contacto de las partículas de floc con la superficie de los granos o con floc ya depositado o adherido a ellos".

La figura N° 3 esquematiza esta idea. Si suponemos que las partículas (A) Viajan con las líneas de flujo, lo cual es cierto para bajas velocidades, resulta claro que al producirse el estrechamiento de dichas líneas en la constricción (B) éstas se ven forzadas a ponerse en contacto entre sí y con el medio filtrante, quedando interceptadas por éste.

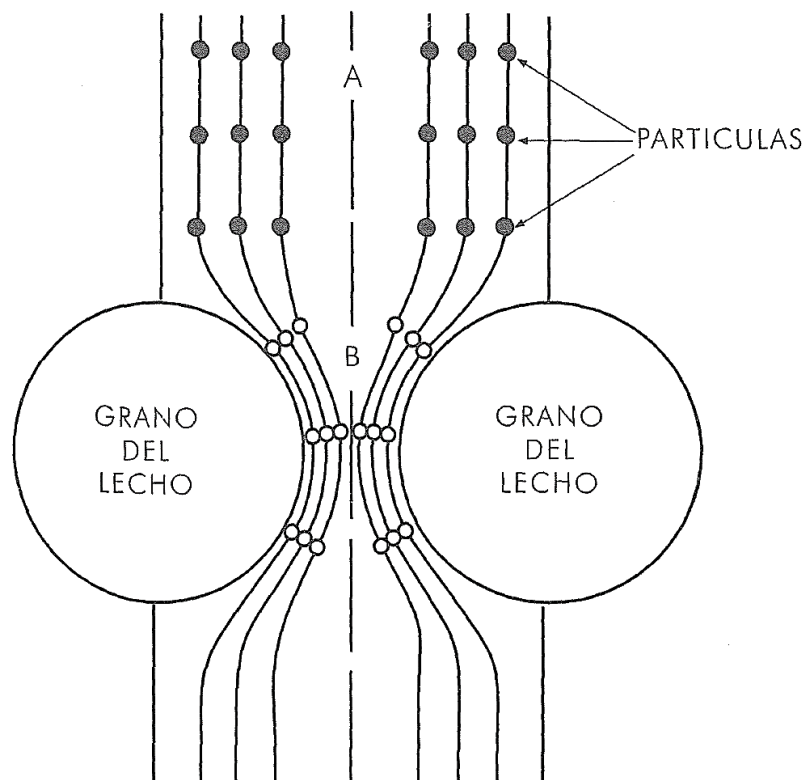


Figura N° 5: Contacto casual de las partículas con el medio filtrante

Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

El proceso progresa en una serie de pasos:

1. Inicialmente el floc empieza a pegarse a la carga superior del grano, y a medida que mayor cantidad de materia se le adhiere va siendo recubierta con una película, inclusive hasta la cara inferior.
2. Esta película va creciendo con el tiempo, con lo que la velocidad del flujo intersticial aumenta al disminuir el tamaño de las constricciones, de modo que un menor número de partículas puede adherirse a los granos superiores y tiene que penetrar hasta las capas inferiores.
3. Al continuar la filtración, aparecen segmentos que cuelgan de los granos, los cuales eventualmente se rompen y son retenidos más abajo por otros granos menos recubiertos.
4. Este proceso de arrastre de la película se hace cada vez mayor a medida que su espesor crece, con lo que la colmatación del medio filtrante progresa en profundidad.

5. Existe una marcada diferencia en la capacidad de adhesión de las partículas de floc. Las partículas débiles son arrastradas y reemplazadas por otras más fuertes. Sin embargo, "casi cada solución preparada, concluye Stein (1940), tiene sus características peculiares. Pequeñas diferencias en el pH final, a menudo afectan la capacidad de adhesión y la resistencia de la película del floc al esfuerzo cortante.

Debe por tanto considerarse la existencia de otro tipo de fuerzas, que retengan la partícula adherida al medio granular como se verá más adelante.

Según O'Melia y Stumm (1967) y tal como indicó Ives (1961), la eficiencia del filtro debida a la intercepción, es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de la partícula " d_p " e inversamente proporcional al diámetro " D_c " del grano.

d. Impacto Inercial

Cuando la velocidad del flujo es baja, la partícula viaja como se supone anteriormente con las líneas de flujo. En cambio, cuando la velocidad es alta y la partícula es grande, deben tenerse en cuenta los efectos de la inercia, los cuales hacen que aquella pueda seguir una trayectoria distinta a la de las líneas de flujo si adquiere suficiente cantidad de movimiento para eso. Esto implica que al pasar una suspensión alrededor de un obstáculo (véase la figura N° 4), mientras las líneas de flujo se curvan, las partículas pueden continuar su trayectoria original, impulsadas por las fuerzas de inercia, y chocar con el grano del filtro quedando adheridas a él.

Este es el principio con el cual trabajan los filtros de aire. Su eficiencia es directamente proporcional a la velocidad del flujo e inversamente proporcional al diámetro del medio filtrante.

En el caso de la filtración de suspensiones acuosas, el fenómeno ha sido analizado en profundidad por Ives y Herzig y colaboradores.

Sin embargo, la viscosidad del fluido hace difícil que la materia suspendida pueda adquirir suficiente cantidad de movimiento, como para que el impacto inercial sea de significación.

e. Difusión

Como habíamos visto en el capítulo 2, debido al movimiento browniano, existe una tendencia de las partículas pequeñas a difundirse desde las áreas de mayor

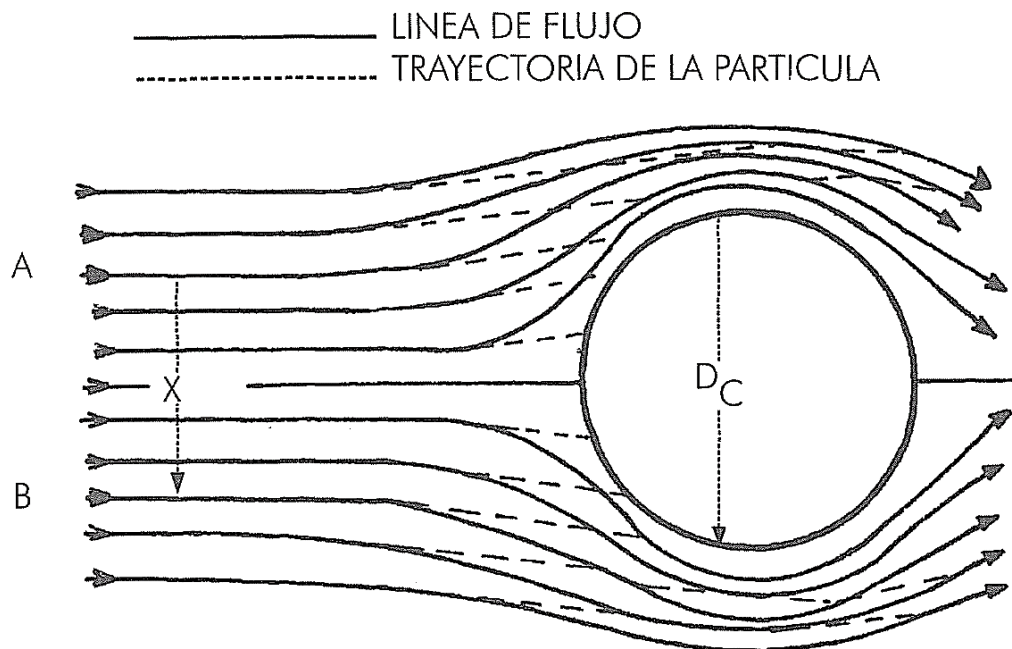


Figura N° 6: Impacto inercial

Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

concentración a las áreas de menor concentración. Hay que tener en cuenta que la mayoría de las partículas que llegan al filtro, son menores de $10\ \mu\text{m}$ (véase la figura N° 5).

Experimentalmente se ha demostrado que las suspensiones de arcillas presentan fenómenos de difusión. Esta es la razón por la cual se pueden encontrar sólidos adheridos a los granos del medio, en puntos donde la velocidad del flujo es prácticamente cero. La eficiencia del filtro debida a la difusión es directamente proporcional a la temperatura T_e inversamente proporcional al diámetro de la partícula d_p y del grano D_c

Ives y Sholji (1965) y Yao y colaboradores (1971) muestran la importancia de este mecanismo e indican que deberían considerarse otros parámetros para evaluarlo.

Sin embargo, la influencia de la difusión en la acción del manto filtrante en profundidad es pequeña habida cuenta de la relación entre d_p y D_c estimada entre 0.0002.y 0.6.

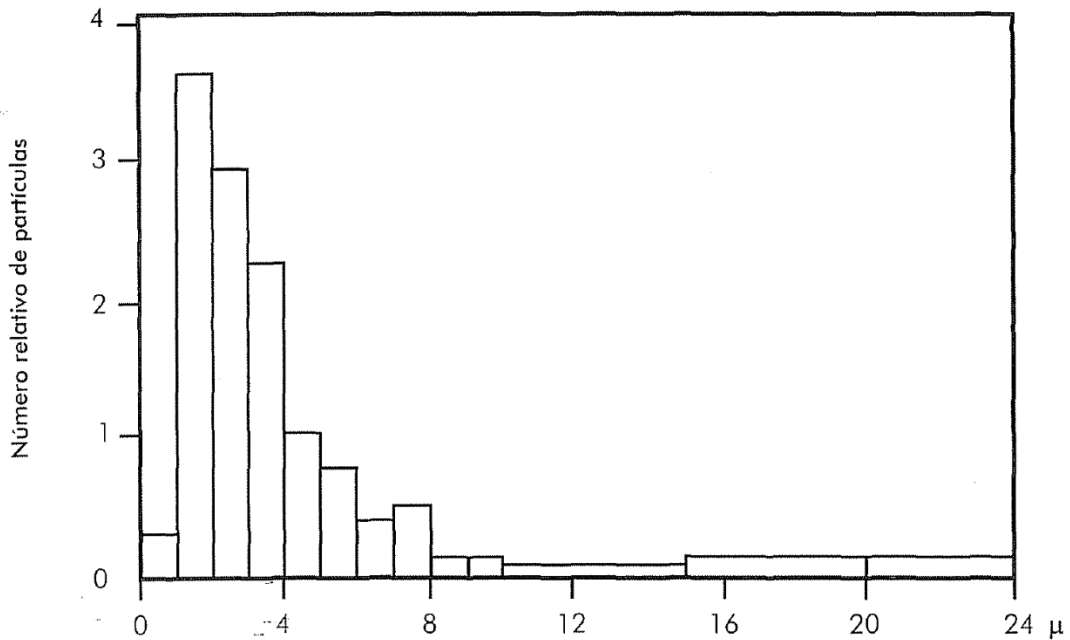


Figura N° 7: Distribución por tamaños de las partículas encontradas en el efluente a los filtros en una la planta de tratamiento
Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

f. Acción hidrodinámica

Partículas de tamaño relativamente grande en un medio viscoso en movimiento laminar podrán tener en sus extremos velocidades diferentes, debido al gradiente de velocidades, como se indica esquemáticamente en la figura N° 6.

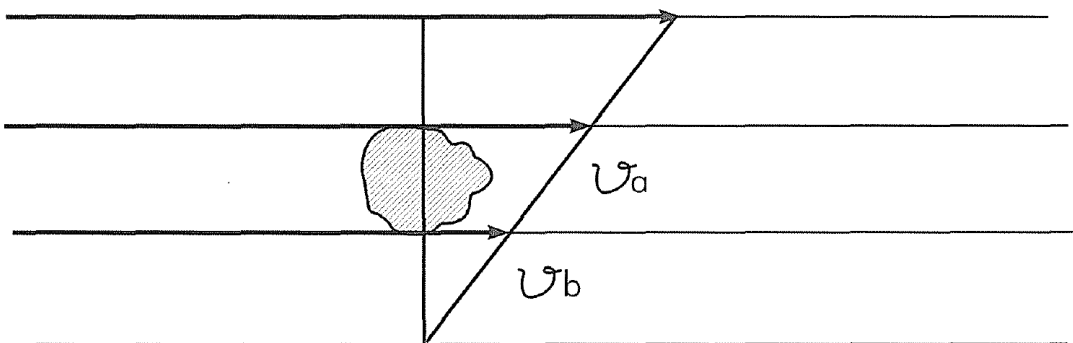


Figura N° 8: Partículas de tamaño relativamente grande en un medio viscoso
Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

La diferencia de v_a y v_b hará girar a la partícula produciendo una diferencia de presión perpendicular al escurrimiento, haciendo que la partícula sea conducida a una región de velocidad más baja.

Debe tenerse en cuenta que comúnmente las partículas son de diferentes formas y tamaños y el escurrimiento no es uniforme, por lo tanto, sus movimientos serán erráticos. Sin embargo, la descripción es válida para explicar la remoción de partículas del tamaño de 10 μ m.

2.1.11.2.2. Adherencia

El que cada contacto resulte efectivo y produzca o no adhesión de la partícula al medio filtrante, podría pensarse que depende más que de mecanismos puramente físicos, de una serie de factores químicos y electroquímicos, la variación de los cuales induce modificaciones en el comportamiento de los filtros.

Lo más importante de ellos y que vamos a considerar son las fuerzas de Van Der Waals, los efectos electrostáticos y el puente químico.

a. Fuerzas de Van der Waals

V. Mackrle y S. Mackrle (1961) sugieren que las fuerzas de Van der Waals son primariamente responsables de la adhesión de las partículas a los granos del filtro. Ellos dicen: "Dentro de la distancia $\sim r$ desde la superficie de cada grano sobre la cual las fuerzas de adhesión son operativas, hay un volumen alrededor de cada grano que puede designarse como espacio de adhesión y las partículas suspendidas que entran en este espacio serían removidas del flujo, a medida que sean atraídas para adherirse a la superficie de los granos". "La acción es análoga a un sedimentador de profundidad $\sim r$ y longitud 1, en la cual la fuerza de la gravitación es reemplazada por las fuerzas de Van der Waals".

Estas fuerzas, cuando actúan a muy corta distancia, y d_p es mucho menor que D_c , pueden determinarse así:

$$P_a \approx \frac{Kd_p}{12r^2}$$

En donde,

K = Constante de atracción de Van der Waals

d_p = Diámetro de la partícula

r = Distancia entre las partículas y el grano ($r \ll 1$)

La constante de Van der Waals incrementa con la densidad de las partículas, de manera que según esta teoría el floc más denso se adhiere con más fuerza al medio filtrante.

Debe tenerse en cuenta que para dos átomos las fuerzas de Van der Waals disminuyen en proporción a r^{-7} , para partículas compuestas de muchos átomos, la disminución es proporcional a r^{-3} y el potencial a r^{-2} .

Según Ives y Gregory (1966), el rango de acción de ellas para agua destilada es de 0.2 y para agua natural es de alrededor de 0.02. Por tanto, su capacidad de atraer o transportar partículas es despreciable, no así su capacidad de retenerlas en la superficie de los granos del filtro cuando hacen contacto con ésta.

Por otra parte, las fuerzas de Van der Waals son independientes del pH y de las características de la fase acuosa. Por consiguiente, si éstas fueran el único mecanismo de adhesión, la filtración sería independiente del pH lo que no concuerda con los resultados obtenidos en la práctica.

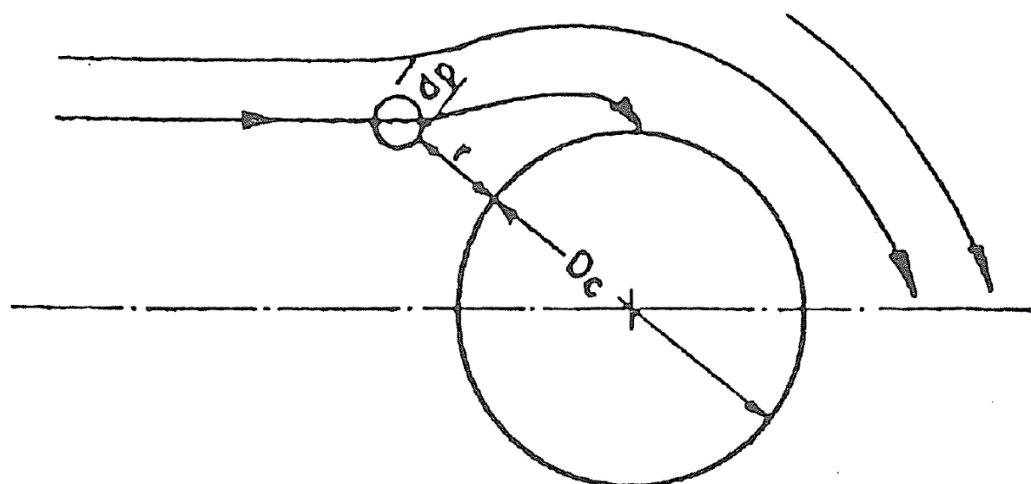


Figura N° 9: Trayectoria de la partícula capturada por las fuerzas de Van der Waals

Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

b. Fuerzas electrostáticas

Como se explicó en el capítulo II, es la combinación de las fuerzas electrostáticas (o coulombicas) con las de Van der Waals, y no las fuerzas de Van der Waals solas las que determinan, dentro de ciertas circunstancias, la adsorción entre partículas.

Considerando el mecanismo de las fuerzas electrostáticas como el responsable de la adhesión del material suspendido al medio filtrante, tres casos podemos considerar según Kaufman (1969):

1. Los granos del medio filtrante son negativos y los coágulos o floc son positivos. En este caso existe una fuerza atractiva entre el medio y las partículas, lo que hace que la sola aproximación de éstas a los granos del lecho, pueda producir atracción y adhesión.
2. Los granos del medio filtrante son negativos mientras que los coágulos o partículas son neutros. En este caso la barrera de energía ha desaparecido y todo contacto se puede esperar que termine en adhesión.
3. Los granos del medio filtrante son negativos y los coágulos negativos también. En este caso existe repulsión entre unos y otros, pero las fuerzas hidrodinámicas pueden ocasionalmente vencer la barrera de energía y aproximar lo suficiente los coágulos a los granos como para que las fuerzas atractivas de Van der Waals puedan actuar. La probabilidad de adhesión de las partículas en este caso es menor que en los anteriores.

Esta hipótesis concuerda bastante con los resultados prácticos, y ayuda a explicar por qué la mayor o menor dosificación de coagulantes influencia tan estrechamente el comportamiento de los filtros.

c. Puente químico

Como se vio en el capítulo 11, la desestabilización de los coloides es efectuada por los productos de la hidrólisis que a determinados pH se polimerizan.

Las cadenas poliméricas adheridas a las partículas dejan sus segmentos extendidos en el agua, los que pueden ser adsorbidos por otras partículas o por sitios vacantes en los granos del filtro. Este fenómeno es independiente de las fuerzas de Van der Waals y de las cargas electrostáticas.

El uso de ayudantes de filtración o polielectrolitos inyectados en el efluente al filtro puede, por eso, ser de gran utilidad para aumentar la adhesión de la materia suspendida al medio filtrante. La figura N° 8 explica el proceso.

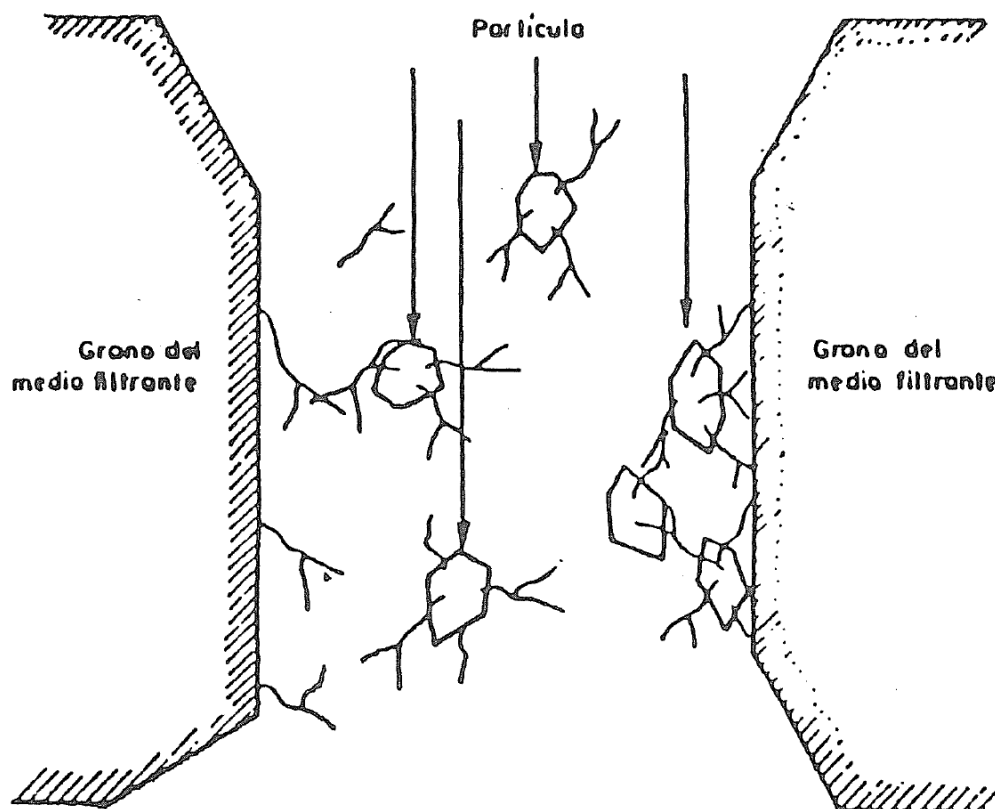


Figura N° 10: Esquema explicativo de la acción de los polímeros en un medio granular
Fuente: teoría y práctica de la purificación del agua

Las partículas con sus segmentos poliméricos adheridos, al atravesar las constricciones del medio filtrante, se enlazan con los segmentos sueltos adsorbidos por los granos o por los de partículas ya adheridas al lecho filtrante y quedan en esta forma retenidas.

Las leyes que gobiernan la adsorción de polímeros deben tenerse en cuenta también en este caso.

2.1.11.2.3. *Propiedades y descripción de la desinfección mediante filtración lenta*

El filtro lento se caracteriza por ser un sistema sencillo, limpio y a la vez eficiente para el tratamiento de agua. Comparado con el filtro rápido, requiere de áreas más grandes para tratar el mismo caudal y, por lo tanto, tiene mayor costo inicial. Sin embargo, su simplicidad y bajo costo de operación y mantenimiento lo convierte en un sistema

ideal para zonas rurales y pequeñas comunidades, teniendo en cuenta además que los costos por área de terreno son comparativamente menores en estas zonas.

La filtración lenta, como se ha mencionado, es un proceso que se desarrolla en forma natural, sin la aplicación de ninguna sustancia química, pero requiere un buen diseño, así como una apropiada operación y cuidadoso mantenimiento para no afectar el mecanismo biológico del filtro ni reducir la eficiencia de remoción microbiológica.

Huisman & Wood describieron en 1974 el método de desinfección por medio de la filtración lenta, como la circulación del agua cruda a baja velocidad a través de un manto poroso de arena. Durante el proceso, las impurezas entran en contacto con la superficie de las partículas del medio filtrante y son retenidas, desarrollándose adicionalmente procesos de degradación química y biológica que reducen la materia retenida a formas más simples, las cuales son llevadas en solución o permanecen como material inerte hasta un subsecuente retiro o limpieza.

El agua cruda que ingresa a la unidad permanece sobre el medio filtrante tres a doce horas, dependiendo de las velocidades de filtración adoptadas. En ese tiempo, las partículas más pesadas que se encuentran en suspensión se sedimentan y las partículas más ligeras se pueden aglutinar, lo que facilita su remoción posterior. Durante el día, bajo la influencia de la luz solar, se produce el crecimiento de algas, las cuales absorben bióxido de carbono, nitratos, fosfatos y otros nutrientes del agua para formar material celular y oxígeno. El oxígeno así formado se disuelve en el agua, entra en reacción química con las impurezas orgánicas y hace que éstas sean más asimilables por los microorganismos.

En la superficie del medio filtrante se forma una capa constituida por material de origen orgánico, conocida con el nombre de “schmutzdecke” o “piel de filtro”, a través de la cual tiene que pasar el agua antes de llegar al propio medio filtrante. El schmutzdecke o capa biológica está formado principalmente por algas y otras numerosas formas de vida, como plankton, diatomeas, protozoarios, rotíferas y bacterias. La acción intensiva de estos microorganismos atrapa, digiere y degrada la materia orgánica contenida en el agua. Las algas muertas, así como las bacterias vivas del agua cruda son también consumidas en este proceso. Al mismo tiempo que se

degradan los compuestos nitrogenados se oxigena el nitrógeno. También se remueve algo de color y una considerable proporción de partículas inertes en suspensión es retenida por cernido.

Una vez que el agua pasa a través del schmutzdecke, entra al lecho filtrante y es forzada a atravesarlo en un proceso que normalmente toma varias horas y en el que se desarrollan diversos procesos físicos y biológicos que constituyen el proceso final de purificación.

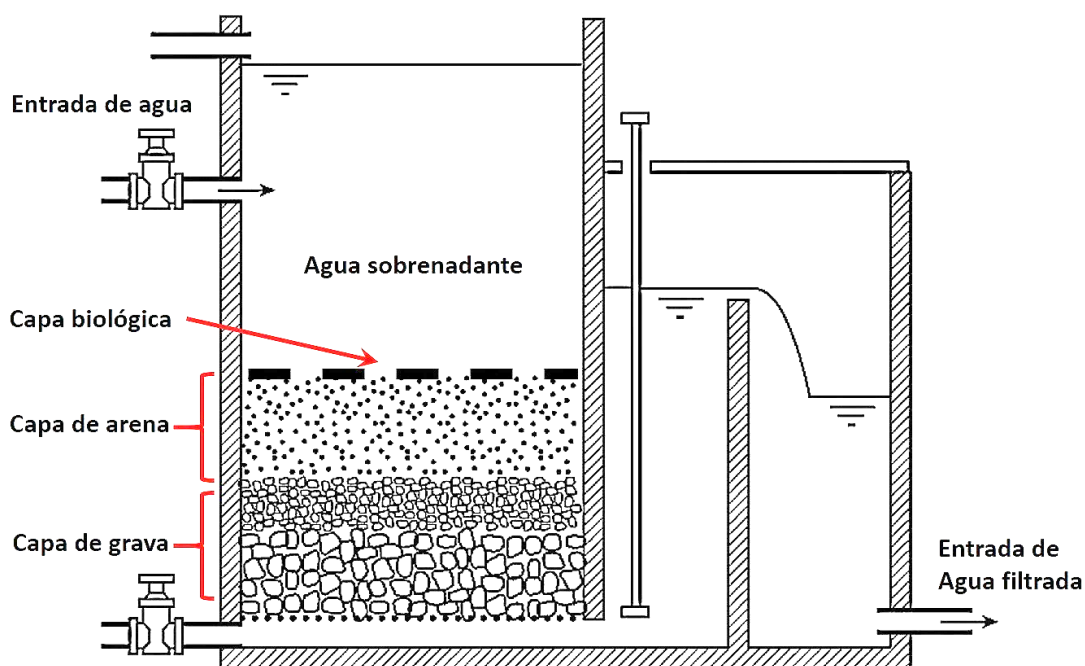


Figura N° 11: Filtro lento de arena

Fuente: adaptado de WHO 2000

2.1.12. Tecnología importada, de patente o plantas paquete

Arrascue, 2000; Estas tecnologías están normalmente integradas por decantadores de manto de lodos de suspensión dinámica, unidades que integran la mezcla rápida, la floculación y la decantación en un solo equipo, o cuando menos la floculación y decantación.

Los filtros son de tasa constante y altura constante, para lo cual se requiere gran cantidad de equipos e instrumentación ubicados en las galerías de tubos.

Las válvulas de accionamiento neumático o eléctrico y la instrumentación para determinar la pérdida de carga, el caudal de lavado, etcétera, son accionados desde las consolas o mesas de operación.

Esta tecnología es importada de los países desarrollados y se caracteriza por considerar gran cantidad de equipos y alto grado de complejidad en las soluciones.

Son sistemas totalmente mecanizados, por lo que, para cumplir con sus objetivos de calidad y cantidad, requieren por lo menos lo siguiente:

- Personal calificado para operación y mantenimiento.
- Suministro confiable de energía eléctrica.
- Programa de mantenimiento preventivo para los equipos y una existencia permanente de repuestos.

Estos recursos, que son corrientes en Europa y Estados Unidos, no son comunes en los países de América Latina.

La complejidad de estos sistemas va en aumento con el tiempo.

Ahora los sistemas son más compactos porque el accionamiento es electrónico, lo cual dificulta aún más el mantenimiento y la calibración. A pesar de ello, estos sistemas son colocados de manera indiscriminada en localidades de escasos recursos.

En nuestro medio es usual encontrar plantas de este tipo, con todos los equipos averiados debido a la mala operación y a la falta de recursos para darles mantenimiento.



Figura N° 12: Planta patentada - Decantador de manto de lodos.
Fuente: OPS/CEPIS



Figura N° 08: Planta patentada - Mezcladores rápidos mecánicos.
Fuente: OPS/CEPIS

CAPITULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. ASPECTOS GENERALES

3.1.1. Ubicación del proyecto.

El ámbito del estudio se encuentra ubicado en las Coordenadas geográficas Latitud $14^{\circ}54'24''$, Longitud $70^{\circ}11'36''$ y una Altitud de 3,862 msnm en el centro poblado de Balsapata, distrito de Orurillo, provincia de Melgar, departamento de Puno, Perú



Figura N° 13: Mapa de Ubicación del Centro Poblado de Balsapata

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática y google heart

3.1.2. Clima de la zona

El clima es de frio-seco y variable, su temperatura promedio anual es de 11°C , pero puede descender hasta los -8°C durante el invierno, época con mayor friaje, las épocas de lluvia son de octubre hasta marzo, trayendo consigo humedad, e incremento de la temperatura. La altitud del centro poblado de Balsapata Distrito varía entre los 3859 m.s.n.m., hasta los 5000 m.s.n.m.

3.1.3. Topográfica y tipo de suelo

Se completa con la superposición de numerosas terrazas o pisos ecológicos, el cual presenta suelos arcillosos y profundos muy ricos en nutrientes para la agricultura, la cual se desarrolla en pendientes de 3 % y 8 %. Con accidentes y la presencia de lomas

y cerros, rocosos además de ello con canales naturales y de irrigación, con pampas extensas y cadenas de formaciones en los cerros.

3.1.4. Hidrográfica

La hidrografía del centro poblado de Balsapata corresponde a del Distrito de Orurillo a su vez pertenece a de la Provincia de Melgar-Ayaviri corresponde a la cuenca del Titicaca. La mayor parte de sus ríos son de origen glacial, esto por el deshielo de sus nevados y cuyas aguas aumentan considerablemente por acción de las lluvias de octubre a marzo. Del Vilcanota nace el río Ñuñoa que es afluente del Azángaro. Tiene laguna importante como la de Orurillo que esta conecta el centro poblado de Balsapata. En tramo correspondiente al centro poblado el rio adopta el nombre de rio Balsapata.

3.1.5. Vivienda

Se tiene que 183 vivienda en el centro poblado de Balsapata y 352 vivienda en casas independientes, Choza o Cabaña, datos registrados en la Municipalidad de Centro Poblado Menor Balsapata.

3.1.6. Enfermedades

El factor de la salud en el centro de salud BALSAPATA, es uno de los indicadores más importantes para la elaboración del presente perfil, ya que la deficiencia en la calidad para la prestación de los servicios básicos de agua y sanidad se ven reflejados en una alta tasa de morbilidad y mortalidad ocasionando una baja calidad de vida y pérdida de recursos económicos en gastos de medicamentos, hospitalizaciones y consultas afectando a si a los distintos sectores como también del CP.

De allí su importancia, para el presente estudio tenemos los siguientes indicadores poblacionales.

Tabla N° 11: Diagnostico comunitario de salud

Descripción	Femenino	Masculino	Total, Anual	%
Diarrea Acuosa	9	16	25	7.91%
Disentería	14	27	41	12.97%
Sospecha de Cólera	5	4	9	2.85%
Tifus Exantemático	2	3	5	1.58%
Parasitosis	68	70	138	43.67%

Descripción	Femenino	Masculino	Total, Anual	%
Enfermedades de la Piel	40	58	98	31.01%
Total	138	178	316	100.00%

Fuente: Centro de Salud BALSAPATA

3.1.7. Actividades Económicas

Los habitantes de esta zona cuentan con grandes extensiones de terreno, esta es aprovechada para la ganadería y la agricultura. La exportación de queso, la venta de animales y la venta de productos agrícolas son las principales fuentes de ingreso.

3.1.8. Servicios públicos

En el área de influencia no existen otros servicios adicionales, pero en el centro poblado de Balsapata, si existen servicios que brindan las entidades públicas como privadas, las mismas se detallan a continuación:

- ✓ Entidades Públicas:
- ✓ Entidades educativas, inicial, primaria y secundaria.
- ✓ puesto de salud.
- ✓ Mercado de abastos

3.1.9. Transporte y comunicantes

La vía de acceso al ámbito de estudio desde la ciudad de Juliaca es como se presenta la siguiente tabla:

Tabla N° 12: Vías de comunicación y acceso a la zona del proyecto.

Tramo	Km.	Tiempo	Tipo de Carretera	Ruta	Medio de transporte	Frecuencia
Juliaca - Pucará	64	45 min	Carretera	PE-3S	Combi	Diario
Pucará - Tirapata - Asillo (Dv. Orurillo)	30	25 min	Carretera asfaltada		Combi	Diario
Dv. Asillo - Orurillo	20	40 min	Carretera Afirmada	PU-513	Combi	Diario
Total	162	155 min				

Fuente: elaboración propia

En el centro poblado de Balsapata se pueden captar con regularidad algunos canales nacionales de Televisión (Panamericana, América, y ATV), existe el servicio de cable;

radios de transmisión local y a nivel nacional; asimismo, los periódicos de circulación nacional se pueden adquirir con normalidad.

En cuanto al transporte local, el centro poblado de Balsapata cuenta con algunas empresas particulares pequeñas, así como el servicio de personas individuales que cuentan con su propio vehículo, los cuales prestan servicios a los distritos y provincias adyacentes.

En el centro poblado de Balsapata hay teléfono fijo y público de MOVISTAR, también telefonía móvil (MOVISTAR y CLARO), servicios de internet, fax, y emisoras de radio AM y FM.

3.2. MATERIALES

3.2.1. Material experimental

- ✓ Carta Nacional del Instituto Geográfico Nacional (I.G.N.) a escala 1/100,000.
- ✓ Redacción de mapa o plano de ubicación de la zona de estudio con sus respectivas cotas y coordenadas todo ello con un levantamiento topográfico.
- ✓ Topografía básica de la zona de proyecto.
- ✓ Muestras de agua para el análisis físico químico y bacteriológico de la fuente.
- ✓ Software Microsoft word, Microsoft Excel, AutoCAD
- ✓ 1 computadora
- ✓ 1 impresora
- ✓ Papel para imprimir

3.2.2. Material para trabajos de campo

- ✓ Plano de ubicación de la zona de investigación.
- ✓ Libreta de apunte o de campo.
- ✓ Tablero plástico portátil.
- ✓ Lápiz portaminas
- ✓ 01 wincha de lona de 50.00 metros.
- ✓ 01 wincha de 5 metros.
- ✓ Estación total
- ✓ Prismas

- ✓ Pintura
- ✓ Cámara fotográfica
- ✓ GPS Navegador
- ✓ Vehículos

3.3. METODOLOGÍA

3.3.1. Caracterización y parámetros de diseño

3.3.1.1. Caracterización de la Fuente de Captación

3.3.1.1.1. Fuente De Captación

La fuente captación se encuentra en el río Balsapata en las coordenadas UTM X=344671m, Y= 8372245m, Z=3905m como se observa en la siguiente figura.



Figura N° 14: ubicación de la captación

Fuente: Google Heart

Seguida de esto se cuenta con sistema de bobeo el cual impulsa el agua hasta la planta potabilizadora de agua.

3.3.1.1.2. Tomas de Muestras

Tomando en cuenta que la captación se ubica en el río, se adoptaría por tomas dos muestras una para épocas de estiaje y otra para épocas de lluvia para poder establecer mejores datos de diseño. Muestra 01 para época de estiaje fecha 27-04-2016 estos datos contemplan para los 09 meses de abril a diciembre. Muestra 02 para época de lluvia 04-03-2017 estos datos contemplan para 03 meses de enero a marzo.

La toma de muestra de se tomó del río Balsapata, sumergiendo un frasco limpio hasta una profundidad de 15 cm., con la boca puesta en dirección contraria a la corriente para evitar la entrada de agua que ha estado en contacto con las manos.

Las muestras son etiquetadas y analizadas en los laboratorios de servicios analíticos generales S.A.C, laboratorio de ensayo acreditado por el organismo peruano de acreditación INACAL-DA con REGISTRO N° LE-047. Los resultados de los análisis físico-químico bacteriológico.

3.3.2. Análisis y selección del proceso de tratamiento

3.3.2.1. Límites máximos permisibles (LMP)

Los análisis de los resultados se realizarán desacuerdo a los estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y sus disposiciones complementarias según el DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM, la presente norma tiene por objeto compilar las disposiciones aprobadas mediante el Decreto Supremo N° 002-2008-MINAM, el Decreto Supremo N° 023-2009-MINAM y el Decreto Supremo N° 015-2015-MINAM, que aprueban los Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua, quedando sujetos a lo establecido en el presente Decreto Supremo y el Anexo que forma parte integrante del mismo. Esta compilación normativa modifica y elimina algunos valores, parámetros, categorías y subcategorías de los ECA, y mantiene otros, que fueron aprobados por los referidos decretos supremos.

El presente Decreto Supremo es refrendado por la Ministra del Ambiente, el Ministro de Agricultura y Riego, el Ministro de Energía y Minas, la Ministra de Salud, el Ministro de la Producción y el Ministro de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Para la aplicación de los ECA para Agua se debe considerar las siguientes precisiones sobre sus categorías. Las cuales son

- Categoría 1: Poblacional y recreacional
- Categoría 2: Extracción, cultivo y otras actividades marino costeras y continentales
- Categoría 3: Riego de vegetales y bebida de animales
- Categoría 4: Conservación del ambiente acuático

De los cuales detallaremos la categoría 1, de decreto mencionado

Categoría 1: Poblacional y recreacional. - esta se subdivide en Subcategoría A y Subcategoría B.

a) Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable

Entiéndase como aquellas aguas que, previo tratamiento, son destinadas para el abastecimiento de agua para consumo humano:

- A1. Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección

Entiéndase como aquellas aguas que, por sus características de calidad, reúnen las condiciones para ser destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección, de conformidad con la normativa vigente.

- A2. Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional

Entiéndase como aquellas aguas destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano, sometidas a un tratamiento convencional, mediante dos o más de los siguientes procesos: Coagulación, floculación, decantación, sedimentación, y/o filtración o procesos equivalentes; incluyendo su desinfección, de conformidad con la normativa vigente.

- A3. Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado

Entiéndase como aquellas aguas destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano, sometidas a un tratamiento convencional que incluye procesos físicos y químicos avanzados como precloración, micro filtración, ultra filtración, nanofiltración, carbón activado, ósmosis inversa o procesos equivalentes establecidos por el sector competente.

Desacuerdo decreto se presenta la tabla de Categoría 1: Poblacional y Recreacional, Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.

Con los valores presentados en la siguiente tabla el tipo de tratamiento. Para los resultados de laboratorio de la muestra 01 para época de estiaje fecha 27-04-2016 y la muestra 02 para época de lluvia 04-03-2017

Categoría 1: Poblacional y Recreacional

Tabla N° 13: Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
FÍSICOS- QUÍMICOS				
Aceites y Grasas	mg/L	0,5	1,7	1,7
Cianuro Total	mg/L	0,07	**	**
Cianuro Libre	mg/L	**	0,2	0,2
Cloruros	mg/L	250	250	250
Color (b)	Color verdadero Escala Pt/Co	15	100 (a)	**
Conductividad	(μ S/cm)	1 500	1 600	**
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO5)	mg/L	3	5	10
Dureza	mg/L	500	**	**
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	10	20	30
Fenoles	mg/L	0,003	**	**
Fluoruros	mg/L	1,5	**	**
Fósforo Total	mg/L	0,1	0,15	0,15
Materiales Flotantes de Origen Antropogénico		Ausencia de material flotante de origen antrópico	Ausencia de material flotante de origen antrópico	Ausencia de material flotante de origen antrópico
Nitratos (NO ₃ ⁻) (c)	mg/L	50	50	50
Nitritos (NO ₂ ⁻) (d)	mg/L	3	3	**
Amoniacal- N	mg/L	1,5	1,5	**
Oxígeno Disuelto (valor mínimo)	mg/L	≥ 6	≥ 5	≥ 4
Potencial de Hidrógeno (pH)	Unidad de pH	6,5 – 8,5	5,5 – 9,0	5,5 - 9,0
Sólidos Disueltos Totales	mg/L	1 000	1 000	1 500
Sulfatos	mg/L	250	500	**
Temperatura	°C	$\Delta 3$	$\Delta 3$	**
Turbiedad	UNT	5	100	**
INORGÁNICOS				
Aluminio	mg/L	0,9	5	5
Antimonio	mg/L	0,02	0,02	**
Arsénico	mg/L	0,01	0,01	0,15
Bario	mg/L	0,7	1	**
Berilio	mg/L	0,012	0,04	0,1
Boro	mg/L	2,4	2,4	2,4

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
Cadmio	mg/L	0,003	0,005	0,01
Cobre	mg/L	2	2	2
Cromo Total	mg/L	0,05	0,05	0,05
Hierro	mg/L	0,3	1	5
Manganeso	mg/L	0,4	0,4	0,5
Mercurio	mg/L	0,001	0,002	0,002
Molibdeno	mg/L	0,07	**	**
Níquel	mg/L	0,07	**	**
Plomo	mg/L	0,01	0,05	0,05
Selenio	mg/L	0,04	0,04	0,05
Uranio	mg/L	0,02	0,02	0,02
Zinc	mg/L	3	5	5
ORGÁNICOS				
Hidrocarburos Totales de Petróleo (C8 - C40)	mg/L	0,01	0,2	1,0
Trihalometanos	(e)	1,0	1,0	1,0
Bromoformo	mg/L	0,1	**	**
Cloroformo	mg/L	0,3	**	**
Dibromoclorometano	mg/L	0,1	**	**
Bromodichlorometano	mg/L	0,06	**	**
I. COMPUESTOS ORGÁNICOS VOLÁTILES				
1,1,1-Tricloroetano	mg/L	0,2	0,2	**
1,1-Dicloroetano	mg/L	0,03	**	**
1,2 Dicloroetano	mg/L	0,03	0,03	**
1,2 Diclorobenceno	mg/L	1	**	**
Hexaclorobutadieno	mg/L	0,0006	0,0006	**
Tetracloroetano	mg/L	0,04	**	**
Tetracloruro de carbono	mg/L	0,004	0,004	**
Tricloroetano	mg/L	0,07	0,07	**
BTEX				
Benceno	mg/L	0,01	0,01	**
Etilbenceno	mg/L	0,3	0,3	**
Tolueno	mg/L	0,7	0,7	**
Xilenos	mg/L	0,5	0,5	**
Hidrocarburos Aromáticos				
Benzo(a)pireno	mg/L	0,0007	0,0007	**
Pentaclorofenol (PCP)	mg/L	0,009	0,009	**
Organofosforados				
Malatión	mg/L	0,19	0,0001	**

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
Organoclorados				
Aldrín + Dieldrín	mg/L	0,00003	0,00003	**
Clordano	mg/L	0,0002	0,0002	**
Dicloro Difetil Tricloroetano (DDT)	mg/L	0,001	0,001	**
Endrin	mg/L	0,0006	0,0006	**
Heptacloro + Heptacloro Epóxido	mg/L	0,00003	0,00003	**
Lindano	mg/L	0,002	0,002	**
Carbamato				
Aldicarb	mg/L	0,01	0,01	**
II. CIANOTOXINAS				
Microcistina-LR	mg/L	0,001	0,001	**
III. BIFENILOS POLICLORADOS				
Bifenilos Policlorados (PCB)	mg/L	0,0005	0,0005	
MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS				
Coliformes Totales	NMP/100 ml	50	**	**
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	20	2 000	20 000
Formas Parasitarias	N° Organismo/L	0	**	**
Escherichia coli	NMP/100 ml	0	**	**
Vibrio cholerae	Presencia/100 ml	Ausencia	Ausencia	Ausencia
Organismos de vida libre (algas, protozoarios, copépodos, rotíferos, nemátodos, en todos sus estadios evolutivos) (f)	N° Organismo/L	0	<5x106	<5x106

Fuente: Aprueban Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para Agua y establecen Disposiciones Complementarias, DECRETO SUPREMO N° 004-2017-MINAM

- g) 100 (para aguas claras). Sin cambio anormal (para aguas que presentan coloración natural).
- h) Después de la filtración simple.
- i) En caso las técnicas analíticas determinen la concentración en unidades de Nitratos-N (NO₃--N), multiplicar el resultado por el factor 4.43 para expresarlo en las unidades de Nitratos (NO₃-).
- j) En el caso las técnicas analíticas determinen la concentración en unidades de Nitritos-N (NO₂--N), multiplicar el resultado por el factor 3.28 para expresarlo en unidades de Nitritos (NO₂-).
- k) Para el cálculo de los Trihalometanos, se obtiene a partir de la suma de los cocientes de la concentración de cada uno de los parámetros (Bromoformo, Cloroformo, Dibromoclorometano y Bromodichlorometano), con respecto a sus estándares de calidad ambiental; que no deberán exceder el valor de 1 de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\frac{C_{\text{cloroformo}}}{E_{CA_{\text{cloroformo}}}} + \frac{C_{\text{dibromoclorometano}}}{E_{CA_{\text{dibromoclorometano}}}} + \frac{C_{\text{bromodichlorometano}}}{E_{CA_{\text{bromodichlorometano}}}} + \frac{C_{\text{bromoformo}}}{E_{CA_{\text{bromoformo}}}} \leq 1$$

Dónde:

C= concentración en mg/L y ECA= Estándar de Calidad Ambiental en mg/L (Se mantiene las concentraciones del Bromoformo, cloroformo, Dibromoclorometano y Bromodichlorometano).

- l) Aquellos organismos microscópicos que se presentan en forma unicelular, en colonias, en filamentos o pluricelulares.

Δ 3: significa variación de 3 grados Celsius respecto al promedio mensual multianual del área evaluada.

Nota 1:

- El símbolo ** dentro de la tabla significa que el parámetro no aplica para esta Subcategoría.
- Los valores de los parámetros se encuentran en concentraciones totales, salvo que se indique lo contrario.

3.3.2.2. Muestra 01

3.3.2.2.1. Análisis de resultados de la muestra 01

Para un mejor análisis de resultados se presenta la siguiente tabla que contempla los resultados de laboratorio con la muestra 01, análisis de fecha 27/04/2016 en épocas de sequía, para un periodo de 9 meses

Tabla N° 14: comparación de resultados para la elección del tipo tratamiento de la muestra 01.

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	análisis de fecha 27/04/2017 en épocas de sequia
FÍSICOS- QUÍMICOS				
Conductividad	(μS/cm)	1 500	1 600	575
Dureza	mg/L	500	**	239.7
Fósforo Total	mg/L	0,1	0,15	0.029
Nitratos (NO3-) (c)	mg/L	50	50	0.113
Nitritos (NO2-) (d)	mg/L	3	3	<0.003

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	análisis de fecha 27/04/2017 en épocas de sequía
Potencial de Hidrógeno (pH)	Unidad de pH	6,5 – 8,5	5,5 – 9,0	7.73
Sólidos Disueltos Totales	mg/L	1 000	1 000	430
Sulfatos	mg/L	250	500	142.22
Turbiedad	UNT	5	100	2.8
INORGÁNICOS				
Aluminio	mg/L	0,9	5	0.08
Antimonio	mg/L	0,02	0,02	<0.002
Arsénico	mg/L	0,01	0,01	<0.001
Bario	mg/L	0,7	1	0.063
Berilio	mg/L	0,012	0,04	<0.0003
Boro	mg/L	2,4	2,4	0.262
Cadmio	mg/L	0,003	0,005	<0.0004
Cobre	mg/L	2	2	0.0007
Cromo Total	mg/L	0,05	0,05	<0.0004
Hierro	mg/L	0,3	1	0.092
Manganeso	mg/L	0,4	0,4	0.0293
Mercurio	mg/L	0,001	0,002	<0.001
Molibdeno	mg/L	0,07	**	<0.002
Níquel	mg/L	0,07	**	<0.0006
Plomo	mg/L	0,01	0,05	0.006
Selenio	mg/L	0,04	0,04	<0.003
Zinc	mg/L	3	5	0.008
MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS				
Coliformes Totales	NMP/100 ml	50	**	4900
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	20	2 000	2300

Fuente: elaboración propia

Nota 1:

- El símbolo ** dentro de la tabla significa que el parámetro no aplica para esta Subcategoría.
- Los valores de los parámetros se encuentran en concentraciones totales, salvo que se indique lo contrario.

3.3.2.2.2. Selección del tipo de tratamiento para la muestra 01

Observado los resultados de laboratorio que todos los parámetros cumplen con límites establecidos a excepción de Coliformes Termotolerantes, Coliformes Totales como se

observa en la tabla anterior nuestra norma nos define un tratamiento de A2 como mínimo.

Se puede apreciar que todos los otros parámetros cumplen los estándares de tratamiento A1, por lo que se investiga en normas internacionales, en las normas de la República de México en su dependencia de Comisión Nacional del Agua (CONAGUA). Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento en el capítulo 24 Diseño de Plantas Potabilizadoras de Tecnología Simplificada. Menciona que Los coliformes fecales, al igual que los totales, son eliminados mediante procesos de desinfección.

También Define que se requiere precloración y poscloración o solo poscloración, dependiendo de las características de la fuente. Por ejemplo: aguas altamente contaminadas con coliformes superiores a 5000 o que presentan una excesiva producción de algas en la planta deben siempre preclorarse.

En nuestro caso se los coliformes totales es de 4900. Por lo que se asume que requiere precloración y poscloración.

Según la CEPIS/OPS, indica que teniendo en cuenta solo los niveles de contaminación fecal, se recomienda los siguientes tratamientos.

Tabla N° 15: Tratamientos recomendados según el nivel de contaminación fecal

Tipo de fuente de agua	Escherichia coli /100 mL	Tratamiento recomendado
Cuencas protegidas y libres de contaminación fecal	< 20	Desinfección
Cuencas no protegidas y con contaminación fecal	> 20 – 2.000	Filtración y desinfección
Alta contaminación fecal	> 2.000 – 20.000	Filtración, desinfección más la adición de un tercer proceso
Muy alta contaminación fecal	> 20.000	No recomendada como fuente de agua

Fuente: CEPIS/OPS

De la tabla, Tratamientos recomendados según el nivel de contaminación fecal el proceso seleccionado será, Filtración, desinfección más la adición de un tercer proceso.

De acuerdo a la RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 173-2016-VIVIENDA: norma guía de opciones tecnológicas para sistemas de abastecimiento de agua para consumo

humano y saneamiento en el ámbito rural. Que presenta plantas de tratamiento más adecuados, dando preferencia a soluciones técnicas de simple construcción, de fácil operación y mantenimiento. Para la sección del proceso de tratamiento presenta la siguiente tabla

Tabla N° 16: Selección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano

CALIDAD DE AGUA (DS N° 002 – 2008 – MINAM)	TURBIDEZ (UNT)	TRATAMIENTO
A1	-	Desinfección
	<25 UNT	Filtro lento de arena + desinfección
	< 50 UNT	Pre filtro de grava de flujo descendente o sedimentador + filtro lento de arena + desinfección
A2	< 100 UNT	Sedimentador + pre filtro de grava de flujo descendente + filtro lento de arena + desinfección
A3	-	Tratamiento completo y avanzado que requiere estudio especial

Fuente: Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural

De la tabla, Selección del proceso de tratamiento del agua para consumo humano el proceso seleccionado será, Pre filtro de grava de flujo descendente o sedimentador + filtro lento de arena + desinfección, Agregando así un tercer tratamiento.

Del análisis se presenta el siguiente proceso de tratamiento para la muestra 01, que se clasificará como un proceso de tratamiento convencional.

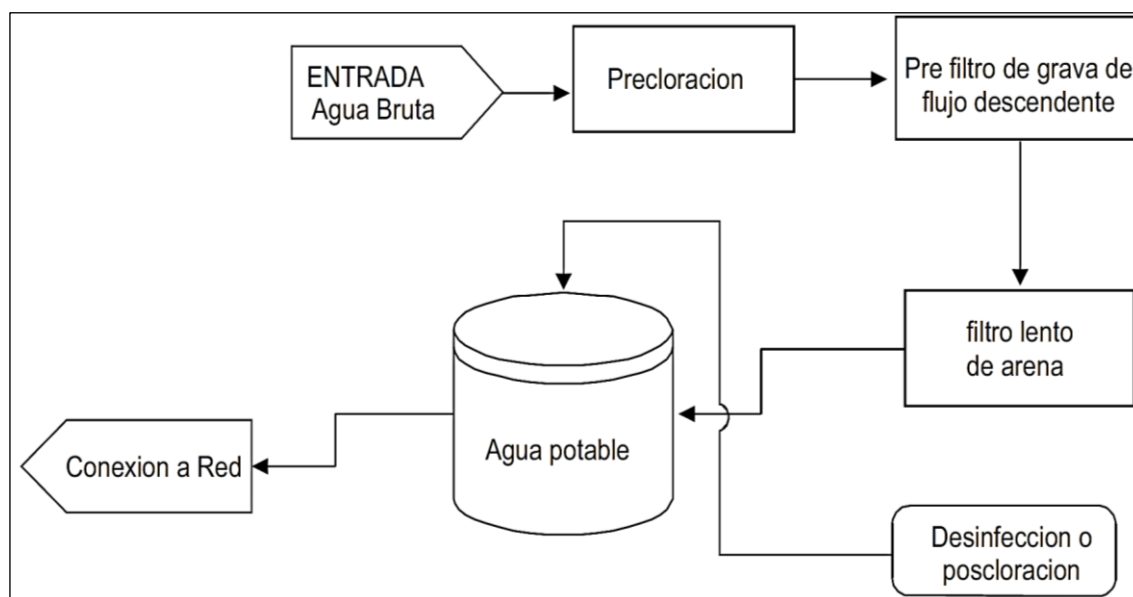


Figura N° 15: Esquema del proceso de una planta tratamiento convencional
Fuente: elaboración propia

3.3.2.3. Muestra 02

3.3.2.3.1. Análisis de resultados de la muestra 02

Para un mejor análisis de resultados se presenta la siguiente tabla que contempla los resultados de laboratorio con la muestra 02, análisis de fecha 04/03/2017 en épocas de sequía, para un periodo de 3 meses

Tabla N° 17: Comparación de resultados para la elección del tipo de tratamiento de muestra 02

Parámetros	Unidad de medida	A1: Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado	análisis de fecha 04/03/2017 en épocas de lluvia
FÍSICOS- QUÍMICOS				
Conductividad	(μS/cm)	1 500	**	292
Dureza	mg/L	500	**	134.6
Fósforo Total	mg/L	0,1	0,15	0.534
Nitratos (NO3-) (c)	mg/L	50	50	0.307
Nitritos (NO2-) (d)	mg/L	3	**	<0.003
Potencial de Hidrógeno (pH)	Unidad de pH	6,5 – 8,5	5,5 - 9,0	7.6
Sólidos Disueltos Totales	mg/L	1 000	1 500	212
Sulfatos	mg/L	250	**	10.48
Turbiedad	UNT	5	**	400
INORGÁNICOS				

Aluminio	mg/L	0,9	5	4.13
Antimonio	mg/L	0,02	**	<0.002
Arsénico	mg/L	0,01	0,15	0.012
Bario	mg/L	0,7	**	0.196
Berilio	mg/L	0,012	0,1	0.0011
Boro	mg/L	2,4	2,4	0.125
Cadmio	mg/L	0,003	0,01	0.0005
Cobre	mg/L	2	2	0.0104
Cromo Total	mg/L	0,05	0,05	0.0042
Hierro	mg/L	0,3	5	6.958
Manganeso	mg/L	0,4	0,5	0.402
Mercurio	mg/L	0,001	0,002	<0.001
Molibdeno	mg/L	0,07	**	<0.002
Níquel	mg/L	0,07	**	0.0066
Plomo	mg/L	0,01	0,05	0.011
Selenio	mg/L	0,04	0,05	<0.003
Zinc	mg/L	3	5	0.036
MICROBIOLÓGICOS Y PARASITOLÓGICOS				
Coliformes Totales	NMP/100 ml	50	**	4900
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 ml	20	20 000	13000

Fuente: elaboración propia

Nota 1:

- El símbolo ** dentro de la tabla significa que el parámetro no aplica para esta Subcategoría.
- Los valores de los parámetros se encuentran en concentraciones totales, salvo que se indique lo contrario.

3.3.2.3.2. Selección del tipo de tratamiento para la muestra 02

De tabla anterior se puede observar los parámetros obtenidos en el análisis se encuentra dentro de los estándares, para un tipo de tratamiento A3, nuestra norma plantea un tratamiento con la siguiente secuencia de tratamiento convencional que incluye procesos físicos y químicos avanzados como precloración, micro filtración, ultra filtración, nanofiltración, carbón activado, ósmosis inversa o procesos equivalentes, pero se observa que los límites del hierro y el fósforo se encuentran fuera de los límites de calidad. Para el tratamiento de estos parámetros trabajamos en función a las normas del CONAGUA, y Directiva 75/440/CEE de la Unión Europea.

Directiva 75/440/CEE de la Unión Europea, establece que la Categoría A3 de Tratamiento físico y químico intensivos, afino y desinfección, por ejemplo, cloración hasta el «break point», coagulación, floculación, decantación, filtración, afino (carbón activo) y desinfección (ozono, cloración final).

El fósforo se encuentra en aguas naturales y residuales casi exclusivamente como fosfatos, los cuales se clasifican en ortofosfatos, fosfatos condensados (piro-, meta-, y otras polifosfatos) y fosfatos orgánicos. El análisis de fósforo envuelve dos pasos generales; (a) conversión de la forma de fósforo de interés a ortofosfato disuelto, y (b) determinación colorimétrica del ortofosfato disuelto. En el siguiente cuadro se presenta la siguiente tabla.

Tabla N° 18: Límites permisibles de Fosfato

Parámetro	A1	A2	A3
Fosfato (mg de PO ₄ /L)	0.52	0.94	0.94

Fuente: elaboración propia

Tipo A1: Tratamiento físico simple y desinfección

Tipo A2: Tratamiento físico normal, tratamiento químico y desinfección

Tipo A3: Tratamiento físico y químico intensivos, afino y desinfección

Trabajando con los parámetros establecidos por esta norma, el proceso de tratamiento sugerido por nuestra norma. Sería lo adecuado para el tratamiento del fosforo.

Por otro lado, el CONAGUA establece que Los sólidos disueltos incluyen tanto las sales inorgánicas (carbonatos, bicarbonatos, cloruros, sulfatos, fosfatos y nitratos de sodio, potasio, calcio, magnesio y hierro) como materia orgánica.

Cuando el agua tiene iones (por ejemplo: sodio, magnesio o sulfato) la reducción de los sólidos disueltos totales se logra mediante la ósmosis inversa, la electrodiálisis, la destilación y el intercambio iónico. De acuerdo a la NOM-127 también se puede utilizar la coagulación-floculación- sedimentación-filtración seguido de alguno de los anteriores métodos. Tanto el intercambio iónico como la electrodiálisis son aplicables para concentraciones por arriba de 5000 mg/L de SDT, mientras que la destilación y la ósmosis para valores inferiores. También establece que la remoción de los metales (arsénico, manganeso, hierro, etc.) se elimina del agua por coagulación-floculación-sedimentación-filtración en 98 por ciento. Agregando tratamientos como precipitación, intercambio iónico, ósmosis inversa y la electrodiálisis tiene eficiencias cercanas a 100 por ciento.

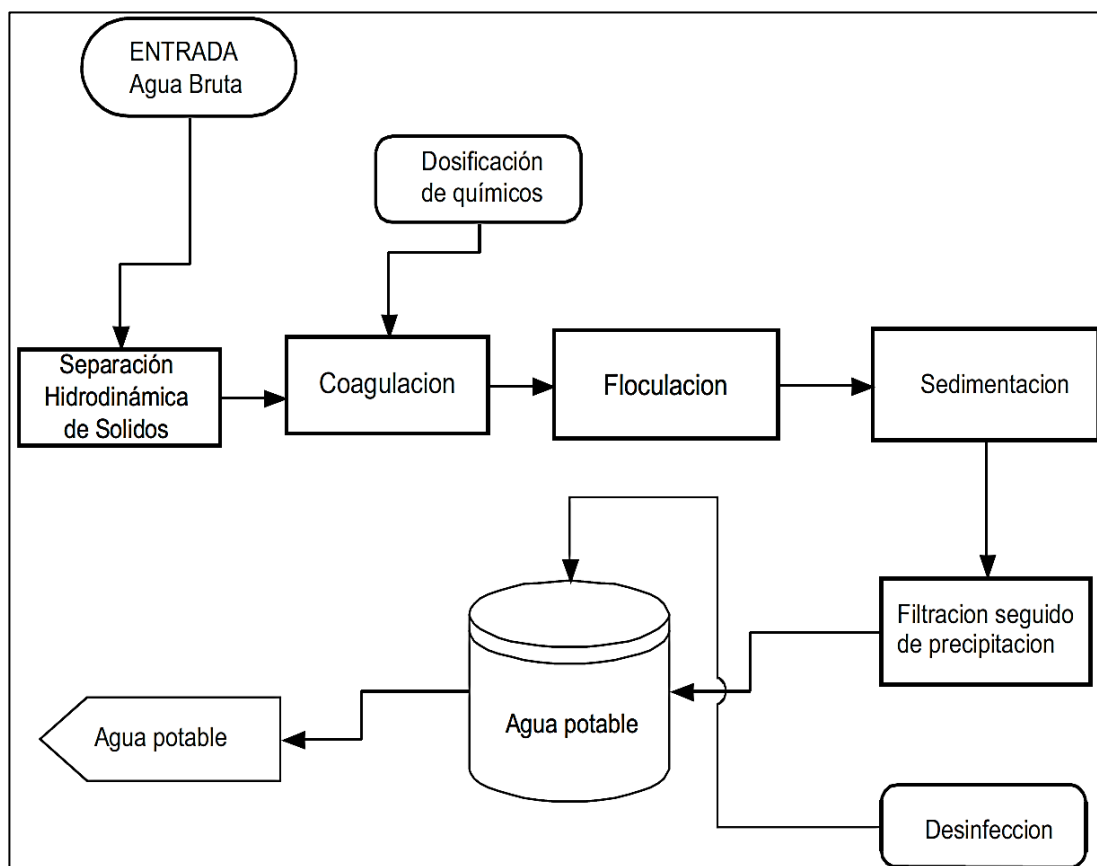


Figura N° 16: Esquema del proceso de una planta de tratamiento avanzado

Fuente: elaboración propia

3.3.2.4. *Seleccionar la secuencia de componentes tratamiento*

Del análisis anteriormente realizado se observa que el tratamiento convencional trabaja 9 meses del año y el tratamiento avanzado trabaja 3 meses del año.

Construir dos procesos de tratamiento demanda costos elevado para la inversión.

Plantear un proceso de tratamiento avanzado demanda elevados costos de operación y mantenimiento, a su vez para el funcionamiento de una planta de tratamiento requiere de un profesional calificado.

Por ello se presenta la idea de almacenar agua para los 03 meses de épocas de lluvia. Por lo que se dimensionaría una laguna e almacenamiento evitando así las dos premisas anteriores.

Por lo que el proceso de tratamiento consistente en agregar una laguna de almacenamiento a un tratamiento convencional. Resultando así el siguiente proceso de tratamiento, laguna de almacenamiento + precloración Pre filtro de grava de flujo descendente o sedimentador + filtro lento de arena + desinfección.

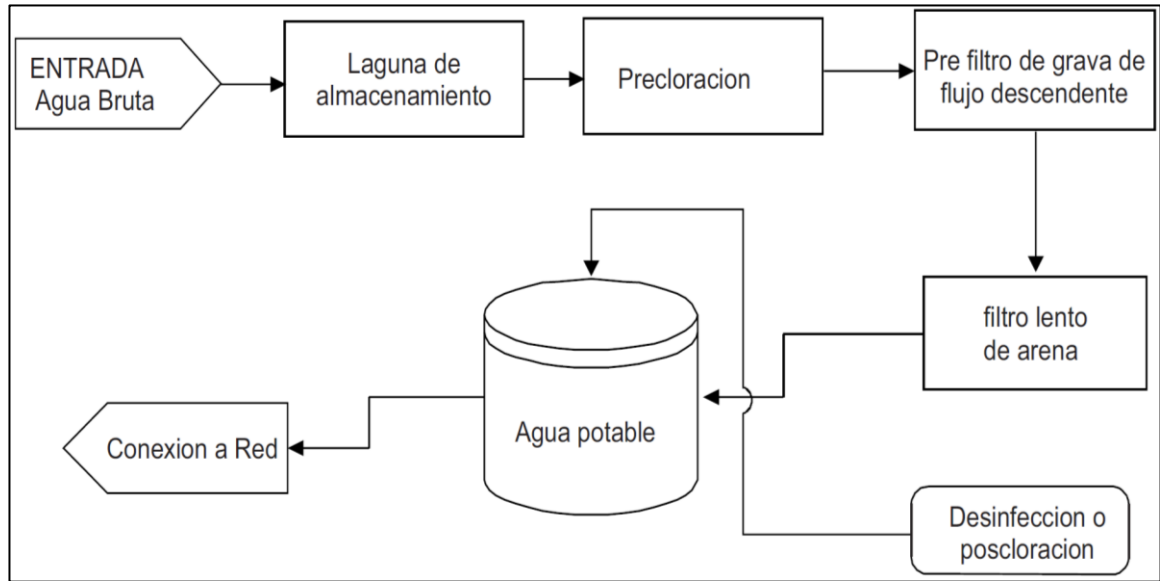


Figura N° 17: Esquema seleccionado para el proceso de la planta tratamiento para consumo humano seleccionado

Fuente: elaboración propia

3.3.3. Parámetros de diseño

3.3.3.1. Periodo de diseño (t)

Según la guía de orientación para elaboración de expedientes técnicos de proyectos de saneamiento del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS), recomienda con los siguientes valores para el periodo de diseño

Tabla N° 19: Periodos de diseño

SISTEMA / COMPONENTE	PERIODO (Años)
Redes del Sistema de Agua Potable y Alcantarillado	20 años
Reservorios, Plantas de tratamiento	Entre 10 y 20 años
Sistemas a Gravedad	20 años
Sistemas de Bombeo:	10 años
UBS (Unidad Básica de Saneamiento) de material noble	10 años
UBS (Unidad Básica de Saneamiento) de otro material	5 años

Fuente: Guía de orientación para elaboración de expedientes técnicos de proyectos de saneamiento

Del cuadro anterior se puede obtener el periodo de diseño T=20 años

3.3.3.2. Población de diseño (Po)

La población de diseño viene con lista de empadronados y densidad poblacional en nuestro caso la población del centro poblado. Para nuestro caso se tiene en la lista de por cada sistema empadronados con una densidad poblacional de 4 hab./familia. Con estos datos se calcula la población actual de $Po=4 \times \text{Poblacion empadronada}$. en

familias e instituciones educativa primarias 23 y en institución educativo secundario 120 según el escale MINEDU.

3.3.3.3. Tasa de crecimiento poblacional (i)

Desacuerdo a los datos del INEI no se cuenta con los datos poblaciones del centro poblado por lo que se trabaja con los Orurillo.

Tabla N° 20: ORURILLO - Población Total Estimada (Personas)

AÑO	Valor	Variación Anual
2000	10714	
2001	10760	0.43
2002	10801	0.38
2003	10837	0.33
2004	10865	0.26
2005	10885	0.18
2006	10894	0.08
2007	10895	0.01
2008	10889	-0.06
2009	10879	-0.09
2010	10871	-0.07
2011	10862	-0.08
2012	10850	-0.11
2013	10837	-0.12
2014	10822	-0.14
2015	10805	-0.16
2016	10852	0.43
2017	10903	0.47

Fuente: INEI - Sistema de Información Regional para la Toma de Decisiones

Con lo que se tiene una tasa de crecimiento de $i=0.47\%$

3.3.3.4. Cálculo de la población futura (Pf)

la guía de opciones tecnologías para sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano y saneamiento en el ámbito rural. indica para el cálculo de la población de diseño, se aplicará métodos matemáticos o métodos racionales.

Tabla N° 21: Cuadro comparativo de población futura

Descripción	Método aritmético	Método geométrico	Método exponencial
Formula	$Pf = Po(1+i)^t$	$Pf = Po(1+i)^t$	$Pf = Po.e^{rt}$

Fuente: elaboración propia

Muestra crecimiento poblacional es moderado por lo que asumimos el metro.

3.3.3.5. *Dotación (D)*

La guía de orientación para la elaboración de expedientes técnicos de proyectos de saneamiento menciona que para el caso de alcantarillados convencionales en el ámbito rural, se debe considerar como mínimo una dotación de letrinas con arrastre hidráulico, dotación será 100lt/hab/día en clima frío. En la RM N° 173 - VIVIENDA considerar para IEP considera 20 lt/alumno y IES 25 lt/alumno, para el sistema de letrinas con arrastre hidráulico se considera 80 lt/hab/día.

3.3.3.6. *Cálculo del caudal promedio anual (Qp)*

El caudal promedio se calcula empleando la siguiente formula

$$Q_{\text{familia}} = \frac{P_f \times \text{Dotacion}(d)}{86,400}$$

3.3.3.7. *Cálculo del caudal máximo horario (Qmh)*

El caudal máximo horario es igual a Qp por coeficiente de variación (K) según Guía MEF Ámbito Rural considera el Coeficiente Máximo Anual de la Demanda Diaria (K1) igual a 1.30 y Coeficiente Máximo Anual de la Demanda Horaria (K2) igual a 2, con lo que se tiene el siguiente resultado

$$Q_{mh} = K_2 \times Q_p$$

3.3.3.8. *Cálculo del caudal máximo diario (Qmd)*

El consumo máximo diario se define como el día de mo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días del año. Para el consumo máximo diario (Qmd.) se considera el valor de 1.30 (K1) del consumo promedio.

$$Q_{\text{max. diario}} = K_1 \times Q_p$$

3.3.3.9. *Cálculo de la capacidad del reservorio*

Según la guía de opciones tecnologías para sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano y saneamiento en el ámbito rural. RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 173-2016-VIVIENDA. Se establece que para poblaciones menores a 2000 habitantes el volumen de almacenamiento será de 20%.

Según la Norma OS.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones para poblaciones mayores a 2000 habitantes, El volumen de regulación será calculado con el diagrama

masa correspondiente a las variaciones horarias de la demanda. Cuando se comprueba la no disponibilidad de esta información, se deberá adoptar como mínimo el 25% del promedio anual de la demanda como capacidad de regulación, siempre que el suministro de la fuente de abastecimiento sea calculado para 24 horas de funcionamiento. En caso contrario deberá ser determinado en función al horario del suministro.

3.3.3.10. Desarrollo del cálculo de diseño de reservorio

$$V_{reg(25\% Q_{prom})} = \frac{0.25 \times Q_{prom} \times 86400}{1000}$$

Dónde:

Q_p : Consumo promedio diario (lt/seg)

Tabla N° 22: Cuadro de parámetros de diseños de diseño

SECTOR O COMUNIDAD	USUARIOS	N° DE PATRONADOS	DENSIDAD POBLACIONAL	POBLACIÓN ACTUAL	POBLACIÓN FUTURA	DOTACIÓN	CAUDAL PROMEDIO (QP)	CAUDAL MÁXIMO DIARIO (QMD)=1.3QP	CAUDAL MÁXIMO HORARIO (QMD)=2.0QP	DIMENSIONES DE RESERVORIO
COMUNIDAD TICCOCCA R-04	FAMILIAS	149	4 hab./fam	596	653	80 l/hab.dia	0.605 l/s	0.786 l/s	1.209 l/s	13.06 m3
	IE.I CALLANTIRA	1	7 hab./alum	7	8	20 l/ alum.dia	0.002 l/s	0.002 l/s	0.004 l/s	0.04 m3
	IE.P N° 70491	1	80 hab./alum	80	88	20 l/ alum.dia	0.020 l/s	0.026 l/s	0.041 l/s	0.44 m3
	TOTAL	151		683	749		0.627 l/s	0.815 l/s	1.254 l/s	13.54 m3
COMUNIDAD AÑAYPATA - R-01	FAMILIAS	58	4 hab./fam	232	254	80 l/hab.dia	0.235 l/s	0.306 l/s	0.470 l/s	5.08 m3
	TOTAL	58		232	254		0.235 l/s	0.306 l/s	0.470 l/s	5.08 m3
COMUNIDAD BALSAPATA	FAMILIAS	108	4 hab./fam	432	473	80 l/hab.dia	0.438 l/s	0.569 l/s	0.876 l/s	9.46 m3
	TOTAL	108		432	473		0.438 l/s	0.569 l/s	0.876 l/s	9.46 m3
COMUNIDAD CATUYO - R-02	FAMILIAS	35	4 hab./fam	140	154	80 l/hab.dia	0.143 l/s	0.185 l/s	0.285 l/s	3.08 m3
	TOTAL	35		140	154		0.143 l/s	0.185 l/s	0.285 l/s	3.08 m3
C.P DE BALSAPATA R-03	FAMILIAS	181	4 hab./fam	724	793	100 l/hab.dia	0.918 l/s	1.193 l/s	1.836 l/s	19.83 m3
	IE.I N° 229	1	23 hab./alum	23	26	20 l/ alum.dia	0.006 l/s	0.008 l/s	0.012 l/s	0.13 m3
	IE.S N° JOSE MARIA ARGUEDAS	1	120 hab./alum	120	132	25 l/ alum.dia	0.038 l/s	0.050 l/s	0.076 l/s	0.83 m3
	TOTAL	183		867	951		0.962 l/s	1.251 l/s	1.924 l/s	20.78 m3
TOTAL		535		2354	2581		2.405 l/s	3.126 l/s	4.809 l/s	51.94 m3

Fuente: elaboración propia

3.3.4. Diseño de una planta tratamiento para consumo humano

De acuerdo al proceso de tratamiento seleccionado se basa en las plantas convencionales tienen una mayor flexibilidad de operación, son hidráulicamente estables y requieren menos atención de los operadores. Otra consideración que debe tomarse en cuenta es que requieren de grandes áreas superficiales. Para el diseño de esta planta nos basaremos en la RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 173-2016-VIVIENDA: norma Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural.

3.3.4.1. Aspectos generales

- El diseño se realizará buscando minimizar de los costos de construcción, operación y mantenimiento.
- La capacidad nominal de una planta de tratamiento corresponde al volumen total neto de agua tratada que produce dicha instalación para un periodo de 24 horas. La capacidad de diseño será la demanda máxima diaria, más el desperdicio de las actividades normales de la operación del planeta.

3.3.4.2. Dimensionamiento de la laguna de almacenamiento

La laguna de almacenamiento será necesario para almacenar agua para los 3 meses así abastecer al centro poblado de Balsapata y sus sectores, se prosigue con el siguiente procedimiento.

3.3.4.2.1. Periodo de almacenamiento

Según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI), clásica la precipitación por su intensidad

1. Precipitaciones ligeras o débiles. – cuando la precipitación acumulada es de menor a 2.7mm por hora.
2. Precipitaciones moderadas. - cuando la cantidad que deposita la precipitación está comprendida entre 2.7 hasta 7.6mm por hora
3. Precipitaciones fuertes. – cuando la precipitación deposita más de 7.6mm por hora.

Por otro lado

García, 2004; en su tesis titulada “Modelo de pérdidas para determinar precipitación efectiva usando sistemas de información geográfica”, menciona que se clasificarla según su intensidad según su intensidad como ligera, moderada o fuerte como se puede ver en la siguiente tabla.

Tabla N° 23: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras

Intensidad	(mm/h)	Observaciones
Ligera	< 2.5	Las gotas se pueden identificar fácilmente unas de otras. Cuando existe una superficie expuesta seca, ésta tarda más de dos minutos en mojarse completamente.
Moderada	2.5-7.5	No se pueden identificar gotas individuales, se forman charcos con gran rapidez. Las salpicaduras de la precipitación se observan hasta cierta altura del suelo.
Fuerte	> 7.5	La visibilidad es escasa y las gotas que salpican sobre la superficie se levantan varios centímetros.

Fuente: tesis “Modelo de pérdidas para determinar precipitación efectiva usando sistemas de información geográfica”

Tenido las premisas anteriores, para lluvias moderadas son las que generan charcos o escorrentías que van dirigidas a los ríos esto su vez arrastrando materiales y desechos a los ríos. Estas lluvias inciden en la caracterización del agua.

Por otro lado, se menciona también que las lluvias ligeras o débiles, son las que tardan más de dos minutos en mojarse completamente. Por lo que no generan escorrentías. Estas lluvias no influyen en la caracterización del agua.

De los enunciados se considera pedidos de lluvia para intensidades mayores a 2.5 mm/h, los que estén debajo de este valor se considera épocas de estiaje.

Se presenta la siguiente tabla de precipitaciones obtenidos de la estación Ayaviri (co:114038), concordadas LATITUD: 14°52'21.6'', LONGITUD: 70°35'34.4'' y una ALTITUD: 3928m, ubicado en Departamento de Puno Provincia de Melgar Distrito e Ayaviri proporcionados por el SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA SENAMHI -PUNO.

Tabla N° 24: Precipitaciones máximas en 24 horas en mm

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	16	9	0	0	0	0	0	0	4	9.5	12.5	9
1965	22	18.5	35.5	5.5	0	0	0	0	1.5	2.5	15	35.5
1966	13.5	28	22.5	11.5	10	0	0	0	3	13.5	15	21

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1967	18.5	32	15	18	4	0	10.5	8	7.5	25	18	27
1968	18.8	23	23.5	5.5	0.8	0	9.5	3	8	6.2	14	14
1969	15.8	27.7	7	11	0	1	5	0.5	4.7	9	16.5	14
1970	20	19	23	14	17	0	0	0	9	11	12	20
1971	9	31	4	29.2	0	0	0	1.5	0	8	11	25
1972	21.5	18	15.2	12.8	1.2	0	2.8	5.8	4.8	7.5	8	26.2
1973	17.8	13	16.5	10	7	0	5	1.8	18.8	22.9	20.4	16.5
1974	17.8	22.8	11	7.7	5.5	7	0	19	3.4	7.2	16.6	20.7
1975	25.5	21.4	12.6	10	2.9	0	0	0	3.5	31.3	15	20
1976	25.9	11.5	10.2	11	1.8	0	0	0	7.5	2.7	0	11
1977	6.5	10.8	8.5	0	0	0	0	0	1	1	16	15
1978	29.4	14.8	9.3	0	0	0	0	0	10.5	10.3	25.6	22.2
1979	21.5	12.4	26.5	11.3	0	0	0	0	0	0	0	0
1980	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1981	0	0	0	0	0	0	0	4.5	0	14.3	0	0
1982	17.5	14	32	30	0	1	0	20	6.4	42.7	37.4	26.5
1983	8.4	14.1	33.5	26.9	0.4	2.1	0	0	6.5	9.2	20	26.2
1984	33.6	21.4	14	13.5	12.5	2.2	0	10	0	87.3	120.5	50.3
1985	0	24.4	93.5	29	4.2	19.8	0	0	8.6	0	0	0
1986	0	30.5	27.2	18.4	15.5	0	0	2.3	9.3	2.6	21	26.3
1987	19.3	17.8	13.7	12	4	4.3	11.9	2.1	1.5	17.7	29.2	33.4
1988	24.2	36.2	20	22.4	8	0	0	0	14.5	18	1.1	21.8
1989	26	15.8	20.9	13.2	3.5	1.1	0.1	24.7	17	10.6	8	16.8
1990	30	40.2	11	15.5	1.8	15.2	0	2.3	10.9	18	12.5	15
1991	52.2	23.6	21.3	11.6	11	20.2	0.6	2.9	4.5	31.8	9.2	24.4
1992	20.8	19.5	11.6	17.2	0	9.8	0	21	0.9	7.8	8.2	11
1993	33.5	11	18.8	7.7	0.3	10.8	0.3	10	10	22.2	92	17.5
1994	18	12	35.5	14.4	4.4	0	0	7.5	3.4	13.7	20.3	23.9
1995	18.5	25	24.3	26	0.5	0	0	0	3.5	9	16.2	20
1996	31.6	22.8	14.7	5	6	0	0	2.6	4.4	6.2	19.1	25.3
1997	13.8	30.1	23.6	5.4	1.4	0	0	12.8	0	0	31.5	45.9
1998	13.5	12.8	30.5	17.5	0	0.5	0	1.9	0.5	11.3	43.2	19.5
1999	13	27.1	19	34.7	6.4	0	0	0	11.4	8.4	14.3	9
2000	18	43.4	21.1	3.5	3.3	1	4.1	2.3	2	17.6	6	13.5
2001	25.8	20.5	13.4	20	12.6	2.9	0.8	4.8	3.6	11.7	6.1	15.7
2002	18.6	32	11.4	11	7.6	3.4	4.5	5.5	13.5	32	31.8	11
2003	34.3	20.5	41.7	14.2	5.8	4.8	0	8.4	11.8	18.6	12.8	31.7
2004	25.9	36.7	23.9	11.5	2.1	0.4	2.2	8.7	12.7	10.6	31.3	27.8
2005	25.8	26.1	34.5	6.7	0.2	0	0	4.4	3.5	20.6	19	11.4
2006	22	11.7	17.8	18.7	0	0.6	0	1.3	1.8	38.5	13.2	25.1
2007	27.5	18.8	29.4	14.6	7.3	0	0	0.6	5.4	11.3	32.9	24.6
2008	26.1	37.9	24.9	4	1	0.5	0	0.4	0.7	9.6	14.9	20.4
2009	18.5	24.1	39.5	17.5	3.8	0	0.9	0.2	10.6	21.2	15.7	27.3
2010	33.3	27.2	15.7	15.9	11.3	0	0	0.6	0.4	7.5	8	14.8
2011	13.9	18.1	29	24.5	6.7	1.2	2.7	2.1	3.3	9.7	35.2	42.7
2012	17.6	18.3	17.3	7.7	7.4	0	0.5	0	1.6	10.7	22.8	18.7
Precipitación máx.	52.20	43.40	93.50	34.70	17.00	20.20	11.90	24.70	18.80	87.30	120.50	50.30
Intensidad mm/h	2.18	1.81	3.90	1.45	0.71	0.84	0.50	1.03	0.78	3.64	5.02	2.10

Fuente: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA SENAMHI -PUNO

Se observa de la tabla para un periodo de datos históricos desde 1964-2012, se presentan las precipitaciones máximas en 24 horas, a su vez se visualiza la intensidad en mm/h en los cuales las intensidades mayores a 2.5mm son de los meses marzo, octubre y noviembre.

Por lo que el periodo de lluvias es de 3 meses marzo, octubre y noviembre

3.3.4.2.2. Caudal de diseño $Q(l/s)$

Según la resolución ministerial N° 173 – 2016 – vivienda en su ítem 3.4 indica el caudal máximo diario es el caudal de diseño a considerarse.

Se tendrá un caudal promedio (Q_p) (l/s) de 2.405 l/s y caudal máximo diario de 3.126 l/s. según la tabla de Cuadro de parámetros de diseño

3.3.4.2.3. Cálculo del volumen de almacenamiento

3.3.4.2.3.1. Volumen calculado para el periodo de almacenamiento (V_a)

Caudal promedio (Q_p) (l/s) : 2.405 l/s

Volumen de regulación (m³) : 51.94 m³

Numero de meses a almacenar (N° meses) : 3 meses

Número de días del mes (N° días) : 30 días

El volumen se calcularía por la siguiente fórmula.

$$V_a = N^\circ \text{meses} * N^\circ \text{días} * \text{Vol. Regul}$$

$$V_a = 3 * 30 * 51.94$$

Volumen de almacenamiento (V_a) : 4674.602m³

3.3.4.2.3.2. Volumen de por precipitación (V_p)

Del cálculo del periodo de almacenamiento extremo los datos de máxima precipitación en los datos históricos desde 1964 hasta 2012.

Tabla N° 25: Precipitaciones máximas en 24 horas desde (1964 hasta 2012)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Precipitación máx. (mm).	52.20	43.40	93.50	34.70	17.00	20.20	11.90	24.70	18.80	87.30	120.50	50.30

Fuente: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA SENAMHI -PUNO

Cálculo de la precipitación promedio:

Este dato viene siendo el promedio de los 12 meses de precipitación

Precipitación promedio anual (Ppa) = 47.875mm=0.0479m

Cálculo de área de precipitación en la laguna de almacenamiento

Largo (Le) :132.10m, en el espejo de gua

Ancho (Ae) :23.10m, en el espejo de gua

Empleando la siguiente fórmula

$$Ae = Le * Be \rightarrow Ae = 132.10 * 23.10 = 3051.50m^2$$

Volumen de almacenamiento por precipitación será el área de precipitación por la altura de precipitación promedio anual

$$Vp = Ppa * Ae \rightarrow Vp = 0.0479 * 3051.50 \rightarrow Vp = 146.09m^3$$

3.3.4.2.3.3. Volumen de por evaporación (Vev)

Se presenta la siguiente tabla de precipitaciones obtenidos de la estación Ayaviri (co:114038), concordadas LATITUD: 14°52'21.6'', LONGITUD: 70°35'34.4'' y una ALTITUD: 3928m, ubicado en Departamento de Puno Provincia de Melgar Distrito e Ayaviri proporcionados por el SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA SENAMHI -PUNO.

Tabla N° 26: temperatura media mensual en °C

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1964	11	13.5	0	0	0	0	0	0	0	5.7	-2.9	6.7
1965	6.9	11.2	9	7.05	3.7	3.6	2.3	2.4	6.2	7.7	10.3	6.8
1966	7.7	9.4	7	4.9	2.9	2.1	0.3	2.9	3.6	8.7	7	8.3
1967	8.7	7.4	7.3	5	5.1	2	2	3.3	6.1	6.6	6.9	6.9
1968	6.1	6.9	7.5	4.7	2.4	2	1.7	3.2	3	6.3	7.8	8.55
1969	9.1	9.1	8.5	6.7	4.6	1.7	1.4	1.6	5.2	7.3	9	8.5
1970	9.3	8.7	10.1	8.6	4	5.2	2.3	3	6.7	5.8	9.7	12.2

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1971	10.6	10.2	7.9	6.8	3.1	3.1	-0.1	1.6	5.1	6.7	9.1	9.4
1972	8.6	7.9	8	6.8	3.1	0.7	2.8	4.1	6.8	8.1	10.2	8.5
1973	9.9	9.4	7.5	9.1	3.4	1.6	2	2.9	6.4	10.2	10.7	9.5
1974	9.2	9.1	10	8.2	3.4	0.6	0.4	1	6	8.5	8.8	9.2
1975	8.8	8.6	8.6	8.1	6.7	1.3	1	2.6	6	6.9	9.6	9.2
1976	8.9	7.6	8.4	7.1	3.7	1.5	1.5	2.2	4.2	5.9	8	8.4
1977	9.6	6.8	8.6	7.2	4.4	0.4	1.2	3.2	6.4	7.2	8.1	8.7
1978	8.7	7.7	8.5	8.5	0	0	0	0	6.1	7.1	9.1	7.5
1979	8.4	9.4	9.3	6.15	0	0	0	0	0	0	0	0
1980	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1981	0	0	0	0	0	0	4.55	4.15	0	9	0	0
1982	9.6	10	10	6.75	3.6	- 1.75	1.75	4.25	4.75	6	10.25	9.5
1983	10.75	10.75	9.75	8.1	6.3	4.25	3.25	6.75	7.9	9.7	9	10.35
1984	7.55	9.15	9.5	7.55	5	4.1	2.6	2.75	4.5	8	10.5	9.6
1985	10.3	10.5	7.8	8.95	7.6	5.5	2.5	3.3	6.75	0	0	0
1986	0	8.5	9.25	8.25	4.85	4.55	1.1	4.3	6.4	8.1	8.35	8.9
1987	9.8	9.4	8.3	6.55	4	3.25	2.45	4.1	7.65	7.3	9.3	10.45
1988	10	9.1	9.35	8.5	4.1	3.4	1.85	3.85	5.2	7.4	9.6	8.5
1989	8.3	7.9	7.8	6.7	3.5	2.75	2.15	1.8	5.4	7.9	5.6	8.7
1990	8.9	8	7.2	6.15	5.5	3.25	2.1	4.3	4.15	7.05	9.9	8.3
1991	8.15	8.5	8.1	6.65	3	2.4	2.15	2.9	6.2	8.15	7.9	8.7
1992	8.1	7.3	7.85	5.8	6.25	3.1	2.9	2.9	5.5	7.2	6.8	8
1993	8.7	8.05	8.7	7.5	4.05	1.95	3.9	2.65	5.4	8.4	9.6	9
1994	9.8	9.1	7.3	8.1	5.2	1.3	1.4	4.1	7.1	7	9.6	8.95
1995	9.7	9.6	9	6	3.8	3.7	4	5.6	6.6	9	7.9	8.1
1996	10.2	9.4	9.2	6.6	4.5	1.1	2.4	3.4	3.6	7.2	8	10
1997	8.2	7.5	7.9	5.8	2.7	1.4	3.4	4.4	5.1	8.8	10.1	11
1998	11.6	12.6	11.2	8.7	5.2	4.2	2.6	3.8	5.2	9	8	10.1
1999	11.1	10.5	9.9	8.4	5.9	1.6	2.5	5.6	6	9.2	8	10.2
2000	10.4	9	8.4	7.6	6	3	1.9	4.5	6.8	7.7	9.1	10.1
2001	9.5	11	9.75	8.05	5.1	4.1	3.75	4	8.1	10.8	12.8	10.35
2002	10.5	9.5	9.15	8.2	6.3	6.05	3.55	5.15	7.65	10.25	9.35	11.7
2003	10.85	10.55	9.85	7.9	5.9	4.15	3.95	5.25	6.4	7.9	9.5	11.6
2004	9.7	9.6	10.4	10.1	3.4	3.1	3.1	4.7	7.6	8.5	10.3	10.4
2005	10.1	10.1	9.4	6.6	3.6	2.9	4.1	5.7	6.6	10.4	10.4	10
2006	8.7	10.5	9.9	7	4.5	4.1	3.5	6.8	6	9.4	10.9	11.4
2007	12.7	11.5	10.1	7.6	5.7	4.6	3.6	6.6	8.6	8.5	8.8	8
2008	10.1	9.8	8.3	6.4	4.9	4.5	2.8	4.2	7.3	9.6	11	9.2
2009	9.7	9.7	8.2	7	5.6	3	4.2	3.9	6.5	9.4	10	11.4
2010	10.7	11.2	10	8.6	6.3	6.5	3.5	5.3	8	7.8	8.9	11
2011	11	10.3	9.9	8	5.8	3.9	3.4	5.3	7.7	9.9	10.2	11
2012	9.8	9.9	8.9	7.4	4.2	4.6	2.8	4	7.2	9.7	11.3	10.1

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
Temperatura promedio mensual °C	12.70	13.50	11.20	10.10	7.60	6.50	4.55	6.80	8.60	10.80	12.80	12.20

Fuente: SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA SENAMHI -PUNO

Para el cálculo de la evaporación desarrollaremos de acuerdo método de thornthwaite, para ello presentamos el siguiente procedimiento

temperaturas promedio mensual °C (t). - esta es el dato del cuadro anterior, por ejemplo, para el caso del mes de enero es de 12.70 °C

Índice térmico mensual (i). - este viene con la siguiente formula, que está en función de la temperatura promedio mensual, de ejemplo tomares para el mes de enero.

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514} \rightarrow i = \left(\frac{12.70}{5}\right)^{1.514} \rightarrow i = 4.10$$

Evaporación mensual sin corrección e(mm).- este viene con la siguiente formula, que está en función de la temperatura promedio mensual y índice térmico anual , de ejemplo tomares para el mes de enero.

$$e = 16\left(10\frac{t}{I}\right)^a \rightarrow e = 16\left(10\frac{12.5}{34.21}\right)^{1.0423} \rightarrow e = 62.78mm$$

El índice térmico anual (I).- es la suma de los índices térmicos mensuales

$$I = \sum i = 34.21$$

Exponente que varía con el índice anual de calor de la localidad (a). - se calcula por la siguiente formula

$$a = 0.6751x10^{-6} xI^3 - 0.771x10^{-4} xI^2 + 0.01792xI + 0.49239$$

Remplazado se tiene que a=1.0423

Factor de corrección (f). - se extrae de la siguiente tabla en función a la latitud que para nuestro caso viene siendo 14°52'21.6'' sur. Por lo que adoptaremos 15°, teniendo así para el mes de enero f=1.12

Tabla N° 27: factor de corrección f. por duración media de las horas de sol en unidades de 30 días, con 12 horas de sol cada día

Latitud	E	F	M	A	M	J _N	J _L	A	S	O	N	D	
Norte	50	0.74	0.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	0.92	0.76	0.70
	45	0.80		1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	0.94	0.79	0.75
	40	0.84	0.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	0.96	0.83	0.81
	35	0.87	0.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	0.97	0.86	0.85
	30	0.90	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88
	25	0.93	0.89	1.03	1.06	1.15	1.14	1.71	1.12	1.02	0.99	0.91	0.91
	20	0.95	0.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	0.93	0.94
	15	0.97	0.91	1.03	1.04	1.11	1.08	1.12	1.08	1.02	1.01	0.95	0.97
	10	0.98	0.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	0.98	0.99
5	1.00	0.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.06	1.05	1.01	1.03	0.99	1.02	
0	1.02	0.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	
Sur	5	1.04	0.95	1.04	1.00	1.02	0.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
	10	1.08	0.97	1.05	0.99	1.01	0.96	1.00	1.01	1.00	1.06	1.05	1.10
	15	1.12	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
	20	1.14	1.00	1.05	0.97	0.96	0.91	0.95	0.99	1.00	1.08	1.09	1.15
	25	1.17	1.01	1.05	0.96	0.94	0.88	0.93	0.98	1.00	1.10	1.11	1.18
	30	1.20	1.03	1.06	0.95	0.92	0.85	0.90	0.96	1.00	1.12	1.14	1.21
	35	1.23	1.04	1.06	0.94	0.89	0.82	0.87	0.94	1.00	1.13	1.17	1.25
	40	1.27	1.06	1.07	0.93	0.86	0.78	0.84	0.92	1.00	1.15	1.20	1.29
	45	1.31	1.10	1.07	0.91	0.81	0.71	0.78	0.90	0.99	1.17	1.26	1.36
50	1.37	1.12	1.08	0.89	0.77	0.67	0.74	0.88	0.99	1.19	1.29	1.41	

Fuente: hidrología, Máximo Billon

Evaporación mensual corregida $ec(mm)$. – se calcula mediante la siguiente fórmula, que está en función de evaporación mensual sin corrección multiplicada por el factor de corrección

$$ec = e * f \rightarrow ec = 62.78 * 1.12 \rightarrow ec = 70.31mm$$

Tabla N° 28: cálculo de la evaporación mensual

Meses	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
temperaturas promedio mensual °C	12.70	13.50	11.20	10.10	7.60	6.50	4.55	6.80	8.60	10.80	12.80	12.20
Índice térmico mensual (i)	4.10	4.50	3.39	2.90	1.88	1.49	0.87	1.59	2.27	3.21	4.15	3.86
Evaporación mensual sin corrección $e(mm)$	62.78	66.91	55.07	49.45	36.76	31.23	21.54	32.74	41.82	53.02	63.30	60.21
Factor de corrección f, obtenida según tabla	1.12	0.98	1.05	0.98	0.98	0.94	0.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
Evaporación mensual corregida $ec(mm)$	70.31	65.57	57.83	48.46	36.03	29.36	20.89	32.74	41.82	56.74	67.73	67.43

Fuente: elaboración propia

Los datos de la evaporación promedio de los 12 meses

Precipitación promedio evaporación corregida $(ec) = 49.574mm = 0.04957m$

Cálculo de área de precipitación en la laguna de almacenamiento

Largo (Lev) :132.10m, en el espejo de gua

Ancho (Aev) :23.10m, en el espejo de gua

Empleando la siguiendo fórmula

$$Ae = Le * Be \rightarrow Ae = 132.10 * 23.10 = 3051.50m^2$$

Volumen de almacenamiento por evaporación corregida (ec) será el área de precipitación por la altura de precipitación promedio anual

$$Vev = Ppa * Ae \rightarrow Vev = 0.04957 * 3051.50 \rightarrow Vev = 151.28m^3$$

3.3.4.2.3.4. *Volumen de real de almacenamiento en la laguna*

El volumen real de almacenamiento será dado por la siguiente ecuación, que viene siendo el volumen del periodo de almacenamiento (Va) restado el volumen de precipitación (Vp) sumado por el volumen de evaporación (Vev)

$$Vre = Va + Vp - Vev \rightarrow Vre = 4674.602 - 146.09 + 151.28 \rightarrow Vre = 4679.79m^3$$

Por el resultado anterior realizando el balance hidrológico se tiene un volumen de almacenamiento real igual a $Vre=4679.79m^3$

3.3.4.2.4. *Dimensionamiento de laguna de almacenamiento*

El dimensionamiento de lagunas de almacenamiento se determinó para abastecer durante los meses de avenida, (mazo, octubre, noviembre). Para lo cual se utilizó la siguiente formula.

$$V = \frac{h}{3} * (A_{mayor} + A_{menor} + \sqrt{A_{mayor} * A_{menor}})$$

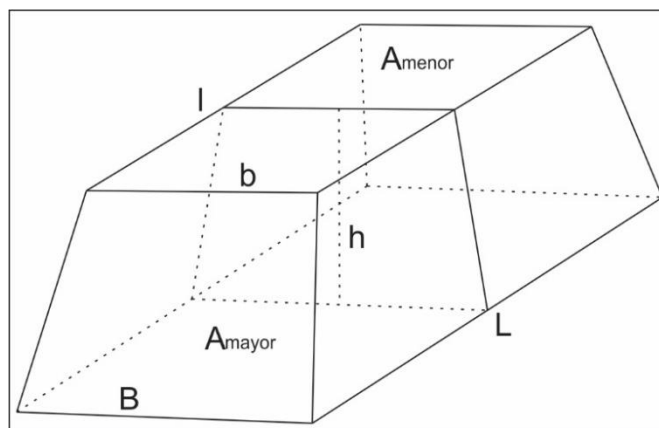


Figura N° 18: Esquema de la laguna de almacenamiento.
Fuente: elaboración propia

Datos:

- Talud (z) :1
- Altura (h) :1.6 m

Dimensiones de la laguna de almacenamiento en el espejo de agua:

- Base mayor (B) :23.10m
- Largo mayor (L) :132.10m
- Base menor (b) :21.50m
- Largo menor (l) :130.50m
- Altura (Hagua) : 1.6 m
- Volumen de almacenamiento calculado: 4684.43 m³, es mayor a lo requiero que es V_{re}=4679.79m³

Dimensiones de la laguna de almacenamiento en la corona:

- Base mayor (Bc) :23.40m
- Largo mayor (Lc) :132.40m
- Base menor (b) :21.50m
- Largo menor (l) :130.50m
- Altura (Hagua) : 1.6 m
- Borde libre (B) :0.3 m

3.3.4.2.5. Cálculo del caudal máximo diario compensación (Q_{max.dcom})

Caudal máximo diario :3.126 lits/seg.

Numero de meses a captar (N1) : 3 meses

Numero de meses a no captar(N2) : 12 meses

El caudal máximo diario compensación ($Q_{\max.d.c}$) se calcula con la siguiente formula, del cálculo de caudal máximo diario corregido

$Q_{\max.d.corregido}=3.129\text{l/s}$, relanzado en la siguiente formula

$$Q_{\max.d.comp} = Q_{\max.d} + \frac{N1}{N2} Q_{\max.d.corregido}$$

$$Q_{\max.d.comp} = 3.126 + \frac{3}{12} 3.129$$

$$Q_{\max.d.comp}=3.90825 \text{ lits/seg.}$$

Cálculo del caudal máximo diario corregido para el volumen real (V_{re}), se sabe que el volumen de almacenamiento está en función a la siguiente fórmula

$$Va = N^{\circ}meses * N^{\circ}dias * Vol.Regul$$

Por otro lado, el volumen de regulación esta data por $Vol.Regul = 0.25 * Q_p * 86.4$

$$, \text{ también se sabe que } Q_{\max.d} = 1.3 Q_p \rightarrow Q_p = \frac{Q_{\max.d}}{1.3}$$

Reemplazo estas dos ecuaciones en la ecuación anterior

$$Va = N^{\circ}meses * N^{\circ}dias * 0.25 * 86.4 * \frac{Q_{\max.d}}{1.3}$$

Esta ecuación es el cálculo en función al caudal máximo diario, se pretende calcular el nuevo caudal máximo diario corregido para un volumen real (V_{re}). por lo que se genera la siguiente ecuación

$$V_{re} = N^{\circ}meses * N^{\circ}dias * 0.25 * 86.4 * \frac{Q_{\max.d.corregido}}{1.3}$$

Se sabe que los siguientes datos

Volumen real de almacenamiento (V_{re}) : 4679.79m³

Numero de meses a almacenar (N° meses) : 3 meses

Número de días del mes (N° días) : 30 días

Reemplazando en la ecuación anterior

$$4679.79 = 3 * 30 * 0.25 * 86.4 * \frac{Q_{\max} . d_{\text{corregido}}}{1.3}, \text{ realizando operaciones}$$

$$Q_{\max} . d_{\text{corregido}} = 3.129 \text{ l / s}$$

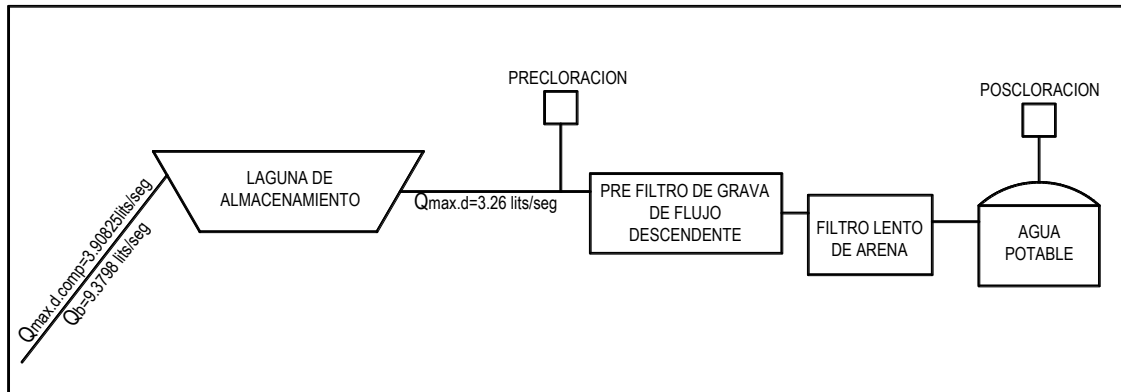


Figura N° 19: Esquema de caudales de tratamiento.

Fuente: elaboración propia

3.3.4.2.6. Cálculo del caudal de bombeo

Guías para el diseño de estaciones de bombeo de agua potable de la CEPIS/ OPS, El número de horas de bombeo y el número de arranques en un día, depende del rendimiento de la fuente, el consumo de agua, la disponibilidad de energía y el costo de operación. Que, por razones económicas y operativas, es conveniente adoptar un periodo de bombeo entre de ocho horas diarias, a 12 horas como máximo que serán distribuidas en el horario más ventajoso.

Caudal de diseño: el caudal máximo diario compensado que se tiene es de 3.90825 lts/seg

- Tiempo de bombeo (N) : las horas de funcionamiento 10 horas.

$$Q_b = Q_{\max} d_{\text{comp}} * \frac{24}{(1000 * N)}$$

$$Q_b = 0.0093798 \text{ m}^3/\text{s}, Q_b = 9.3798 \text{ lts/seg.}$$

3.3.4.3. Precloración de tratamiento convencional

Se utiliza habitualmente en forma de Hipoclorito de calcio (granulado HTH) a altas concentraciones (60-70%) debido a su mayor estabilidad. Además, es un producto de fácil manejo cuyo almacenamiento es sencillo, ya que solo requiere lugares secos, frescos y bien ventilados. El precio de este desinfectante (HTH) es moderado.

Sin embargo, el CONAGUA establece las dosis típicas de cloro (en sus diferentes formas) usadas en plantas potabilizadoras en la siguiente tabla.

Tabla N° 29: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras

Compuesto de cloro	Dosis (mg/L)
Cloro gas	1 a 16
Hipoclorito de sodio	0.2 a 2
Hipoclorito de calcio	0.5 a 5

Fuente: CONAGUA

Diseño

La dosificación del cloro queda determinada por dos parámetros. la dosis óptima y el caudal de agua al cual se va a inyectar esa dosis.

Según la indicado en la tabla de Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras, seleccionamos el Hipoclorito de sodio.

Lo cual nos da la cantidad de cloro en (kg/d). para ellos se emplea la siguiente formula.

$$C=Q*d*0,0864$$

Donde:

C= consumo de cloro (Kg/d) = lectura de rotámetro

Q= caudal del agua (l/s)

D= dosis de cloro (ppm)

(NOTA: 1 ppm= 1 mg/l = 1 g/m³)

La planta está tratando un caudal de 3.126 (l/s) y la dosis de Hipoclorito de sodio se asume el valor promedio de 0.2 (mg/l) y 2 (mg/l) con lo que se tendría 1.1 (mg/l)

$$C= (0,0864) (3.126) (1.10) = 0.297 \text{ Kg/d}$$

Remplazando en la formula anterior se tiene 0.297 kilogramos/dia de hipoclorito de

sodio.

3.3.4.4. Diseño de prefiltro de grava

3.3.4.4.1. Generalidades

Pre filtro de grava de flujo descendente es el elemento a través del cual el agua fluye de arriba abajo, atravesando en serie tres cámaras llenas de grava de tamaño decreciente, apoyada sobre un lecho de grava más grueso a capa soporte, reduciendo la turbiedad del agua como paso previo al filtro de arena.

3.3.4.4.2. Componentes

Lo elementos que conforman un filtro grueso descendente son

- Entrada: en las tres cámaras la entra de agua es por rebose a través de un vertedero.
- Cámara de pre filtración: cada cámara o compartimiento es un tanque de sección cuadra o rectangular, lleno de grava del mismo tamaño. la altura del filtro está determinada por la altura de la capa de soporte, del lecho de grava filtrante, del nivel agua sobre el lecho (carga hidráulica para el lavado) y borde libre.
- Salda: es un canal de drenaje hacia el compartimiento de recolección
- Drenaje: cada cámara dispone de un canal de drenaje con una compuerta de descarga al final del mismo, que lleva las aguas de lavado a un canal común.
- Accesorios de regulación y control: se incluye válvulas para regulación y vertedero.

Para entender mejor el proceso de diseño se presente el siguiente esquema.

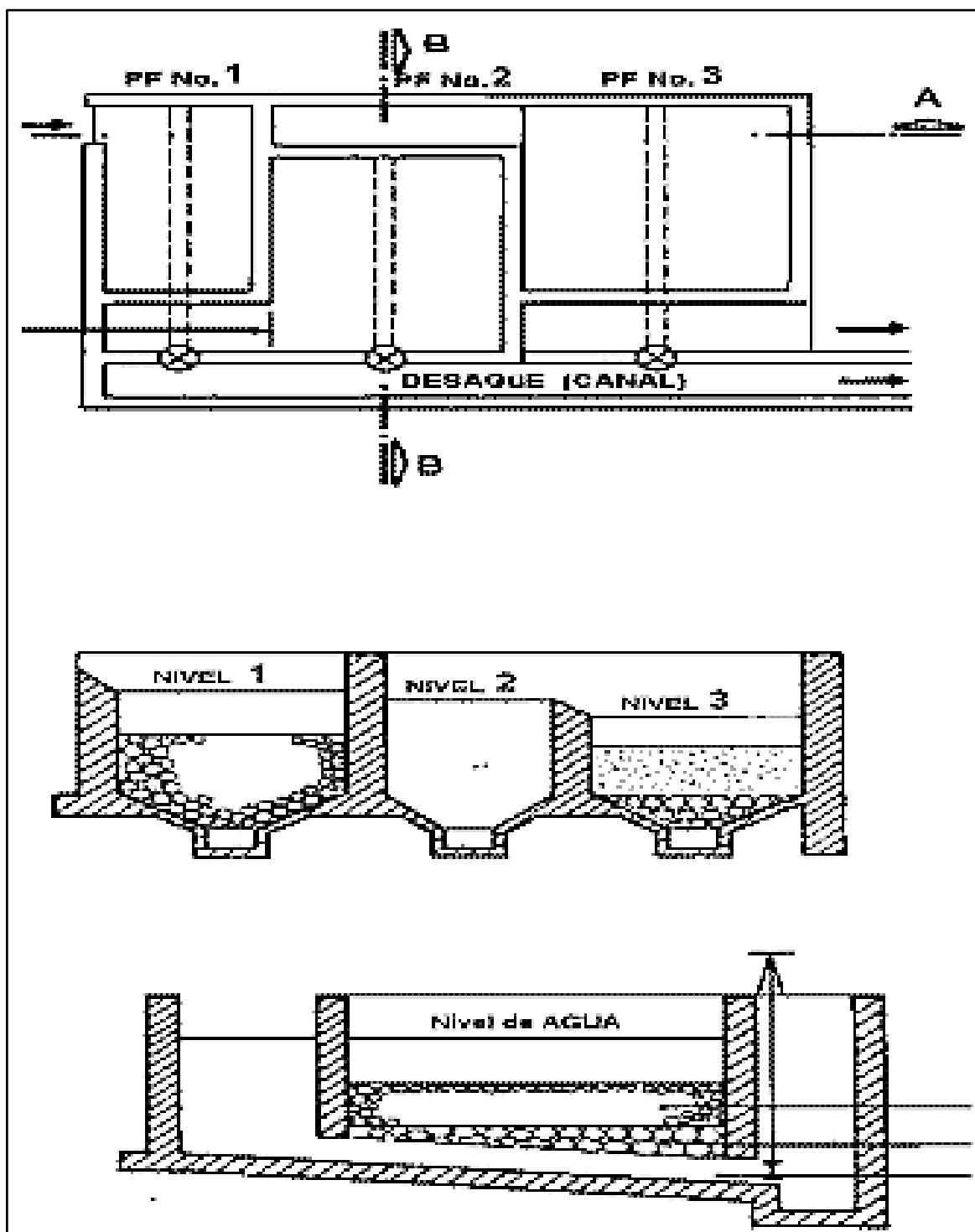


Figura N° 20: Esquema del prefiltros de grava verticales de flujo descendente (Planta y cortes)

Fuente: Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural

3.3.4.4.3. Criterios de diseño

Se aplicarán los siguientes criterios

- Funcionamiento de 24 horas /día
- Los parámetros de diseño para cámara se recogen de la siguiente tabla

Tabla N° 30: criterios de diseño para filtros verticales múltiples

CAMARA	1	2	3
Diametro de la grava (cm)	3 a 4	1.5 a 3	1 a 1.5
velocidad (Vf) en m/h	0.2 a 0.8	0.15 a 0.40	0.1 a 0.20
Espesor de la grava (m)	0.50	0.50	0.50

Fuente: Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural

- De la tabla anterior tener en cuenta la tasa de velocidad dependerá de la calidad del agua y del tamaño de la grava
- Cuando el objetivo es físico y biológico las velocidades deben variar entre 0,80 y 0,10 m/h.
- Cuando el objetivo de la unidad es actuar como proceso de remoción de turbiedad antes de un filtro lento, las velocidades de 1.00 a 0.80 m/h para el primer tramo, de 0.80 a 0.60 m/h para el segundo y de 0.60 a 0.40 para el tercero.
- La velocidad superficial (VL) de flujo durante el lavado será de 1-1.50m/mim
- Para la grava se exigirá diámetros efectivos entre 10 a 40 mm y que estas se encuentren libre de materia orgánica y arcillas.
- La altura del medio filtrante será $\leq 1.05m$, as esta altura debe añadirse 0.20m de agua sobrenadante y un borde libre de 0.10m, para obtener la altura total del filtro.
- La compuerta de aislamiento o salida del agua filtrada se diseña con la velocidad (Vc) de 1 a 1.50m/s.

3.3.4.4.4. Datos de diseño

- Caudal máximo diario $Qd = 3.126l/s$
- Caudal máximo diario $Qd = 0.003126m^3/s$
- Número de unidades $N = 2$
- Caudal unitario $qd = 5.6268m^3/h$

- Velocidad Filtración Cámara 1 $V_1 = 0.8 \text{ m/h}$
- Velocidad Filtración Cámara 2 $V_2 = 0.6 \text{ m/h}$
- Velocidad Filtración Cámara 3 $V_3 = 0.4 \text{ m/h}$
- Turbiedad del agua cruda $T_o = 50 \text{ UNT}$
- Tasa de lavado $q_l = 1 \text{ (m/min)}$
- Profundidad de grava $H = 0.5 \text{ m}$
- Porosidad de la grava $p = 0.35$
- Diámetro de grava cámara 1 $d_1 = 2" \text{ a } 1"$
- Diámetro de grava cámara 2 $d_2 = 1" \text{ a } 1/2"$
- Diámetro de grava cámara 3 $d_3 = 1/2" \text{ a } 1/4"$
- Ancho de las losas $A = 0.25 \text{ m}$
- Separación entre las losas $e = 0.02 \text{ m}$
- Velocidad del canal de lavado $V_c = 1.5 \text{ m/s}$
- Ancho de vertederos $a = 0.3 \text{ m}$
- Coeficiente de arrastre $C_a = 0.65$
- Altura de grava $h' = 0.5 \text{ m}$
- Aceleración de la gravedad $g = 9.81 \text{ m/s}^2$
- Altura de agua sobre la gravah" $= 0.5 \text{ m}$
- Coef. Vert. Triangular 90° $C_v = 1.4$
- Exponente ecuación vert. 90° $E_v = 0.4$

3.3.4.4.5. *Cálculo de la cámara de filtración*

3.3.4.4.5.1. *Cálculo de áreas compartimiento de filtración*

Según la Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural se deberá emplear la siguiente fórmula

$$A_i = \frac{Q}{V_{fi}} = b_i * l$$

Donde

A_j : Área para cada cámara

V_{fi} : Velocidad filtración para cada cámara

b_i : Ancho de cada cámara

l: largo de cámaras

- Área en la cámara I

$$A_1 = \frac{5.6268m^3 / h}{0.8m / h} = 7.03m^2$$

- Área en la cámara II

$$A_2 = \frac{5.6268m^3 / h}{0.6m / h} = 9.38m^2$$

- Área en la cámara II

$$A_3 = \frac{5.6268m^3 / h}{0.40m / h} = 14.07m^2$$

3.3.4.4.5.2. Cálculo del largo de cámaras

Se empleará la siguiente formula

$$L = \sqrt{4.4A_1}$$

$$L = \sqrt{4.4(7.03)} = 5.56m$$

Donde

L: Largo de cámaras

A₁: Área para cada cámara I

3.3.4.4.5.3. Cálculo del número de losa por cámara (n)

Se empleará la siguiente formula

$$n = \frac{L}{e + A}$$

Donde

n: número de losa por cámara

e: Separación entre las losas

A: Ancho de las losas

$$n = \frac{L}{e + A} = \frac{5.56}{0.02 + 0.25} = 21$$

3.3.4.4.5.4. Cálculo del Ancho de cada cámara

Se empleará la siguiente formula

$$B_i = \frac{L}{A_i}$$

Donde

A_j : Área para cada cámara

B_j : Ancho para cada cámara

L: largo de cámaras

- Ancho (B1) en la cámara I

$$B_1 = \frac{A_1}{L} = \frac{7.03}{5.56} = 1.26m^2$$

- Ancho (B2) en la cámara II

$$B_2 = \frac{A_2}{L} = \frac{9.38}{5.56} = 1.69m^2$$

- Ancho (B3) en la cámara II

$$B_3 = \frac{A_3}{L} = \frac{14.07}{5.56} = 2.53m^2$$

3.3.4.4.5.5. Cálculo de la eficiencia de remoción

Se emplea la siguiente formula

$$T_F = T_0 * e^{-(1.15/V_F)}$$

Donde

T_F : turbiedad final en UNT

T_0 : Turbiedad inicial

V_F : velocidad de filtración en m/h

- Remoción de turbiedad de la cámara I (T_{F1}).

$$T_{F1} = T_0 * e^{-(1.15/V_{F1})} = 50 * e^{-(1.15/0.8)} = 11.88UNT$$

- Remoción de turbiedad de la cámara II (T_{F2}).

$$T_{F2} = T_0 * e^{-(1.15/V_{F2})} = 11.88 * e^{-(1.15/0.4)} = 1.75UNT$$

- Remoción de turbiedad de la cámara III (T_{F3}).

$$T_{F3} = T_0 * e^{-(1.15/V_{F3})} = 1.75 * e^{-(1.15/0.4)} = 0.10UNT$$

3.3.4.4.5.6. *Cálculo de caudal de lavado*

Se emplea la siguiente formula

$$Q'_j = \frac{q_l * A_j}{60}$$

Donde

Q'j: Caudal de lavado de la cámara

q_l: Tasa de lavado en m/min

A_j: Área para cada cámara

- Caudal de lavado cámara I (Q'1).

$$Q'_1 = \frac{q_l * A_1}{60} = \frac{1.0 * 7.03}{60} = 0.12 m^3 / s$$

- Caudal de lavado cámara II (Q'2).

$$Q'_2 = \frac{q_l * A_2}{60} = \frac{1.0 * 9.38}{60} = 0.16 m^3 / s$$

- Caudal de lavado cámara III (Q'3).

$$Q'_3 = \frac{q_l * A_3}{60} = \frac{1.0 * 14.07}{60} = 0.23 m^3 / s$$

3.3.4.4.5.7. *Cálculo de sección del canal de drenaje*

Se emplea la siguiente formula

$$S_j = \frac{Q'_j}{V_c}$$

Donde

Q'j: Caudal de lavado de la cámara

V_c: Velocidad del canal de lavado

S_j: Sección del canal de cada cámara

- Sección de lavado cámara I (S₁).

$$S_1 = \frac{Q'_1}{V_c} = \frac{0.12}{1.50} = 0.078 m^2$$

- Sección de lavado cámara II (S₂).

$$S_2 = \frac{Q_2'}{V_c} = \frac{0.16}{1.50} = 0.10m^2$$

- Sección de lavado cámara III (S_3).

$$S_3 = \frac{Q_3'}{V_c} = \frac{0.23}{1.50} = 0.156m^2$$

3.3.4.4.5.8. Cálculo de ancho del canal de drenaje

Se emplea la siguiente formula

$$b_j = \sqrt{S_j}$$

Donde

b_j : Ancho del canal de drenaje

S_j : Sección del canal de drenaje

- Ancho de lavado cámara I (b_1).

$$b_1 = \sqrt{S_1} = \sqrt{0.078} = 0.28m$$

- Ancho de lavado cámara II (b_2).

$$b_2 = \sqrt{S_2} = \sqrt{0.10} = 0.32m$$

- Ancho de lavado cámara III (b_3).

$$b_3 = \sqrt{S_3} = \sqrt{0.156} = 0.40m$$

3.3.4.4.5.9. Cálculo del volumen de grava en el agua.

Se emplea la siguiente formula

$$V_{aj} = B_j * L * H * P$$

Donde

V_{aj} : Volumen de grava en el agua

B_j : Ancho de cada cámara

L: largo de cámaras

H: Profundidad de grava

p: Porosidad de la grava

- Volumen de grava en el agua de la cámara I (V_{a1}).

$$V_{a1} = B_1 * L * H * P = 1.26 * 5.56 * 0.50 * 0.35 = 1.23 \text{ m}^3$$

- Volumen de grava en el agua de la cámara II (V_{a2}).

$$V_{a2} = B_2 * L * H * P = 1.69 * 5.56 * 0.50 * 0.35 = 1.64 \text{ m}^3$$

- Volumen de grava en el agua de la cámara III (V_{a3}).

$$V_{a3} = B_3 * L * H * P = 2.53 * 5.56 * 0.50 * 0.35 = 2.46 \text{ m}^3$$

3.3.4.4.5.10. Cálculo de la pérdida de carga.

3.3.4.4.5.10.1. Altura de agua sobre la grava de la cámara

Se empleará la siguiente formula

$$h_1'' = \frac{(V_c * L * B_1 - V_{a1})}{B_1 * L}$$

Donde

h_1'' : Altura de agua sobre la grava de la cámara 1

B_1 : Ancho de cada cámara I

L: largo de cámaras I

V_{aj} : Volumen de grava en el agua

V_c : Velocidad del canal de lavado

Se reemplaza en la siguiente forma

$$h_1'' = \frac{(V_c * L * B_1 - V_{a1})}{B_1 * L} = \frac{(1.50 * 5.56 * 1.26 - 1.23)}{1.26 * 5.56} = 1.33 \text{ m}$$

3.3.4.4.5.10.2. Pérdida de carga en la grava cámara 1 (h_{fg})

Se empleará la siguiente formula

$$h_{fg} = \frac{q_l * H}{3}$$

Donde

q_l : Tasa de lavado

H: Profundidad de grava

h_{fg} : Pérdida de carga en la grava cámara 1.

Se reemplaza en la siguiente forma

$$hfg = \frac{q_l * H}{3} = \frac{1.0 * 0.50}{3} = 0.17m$$

3.3.4.4.5.10.3. *Perdida de carga en canal*

Se empleará la siguiente formula

$$h_{fcj} = \frac{Q_j^2}{\left(\left((n+1) * C_a * e * b_j \right)^2 * 2 * g \right)}$$

Donde

Q_j: Caudal de lavado de la cámara

b_j: Ancho del canal de drenaje

n: número de losa por cámara

g: Aceleración de la gravedad

C_a: Coeficiente de arrastre

e: Separación entre las losas

H: Profundidad de grava

h_{fcj}: Perdida de carga del canal de cada cámara.

- Perdida de carga en canal cámara I (hfc1).

$$h_{fc1} = \frac{Q_1^2}{\left(\left((n+1) * C_a * e * b_1 \right)^2 * 2 * g \right)}$$

$$h_{fc1} = \frac{0.12^2}{\left(\left((21+1) * 0.65 * 0.02 * 0.28 \right)^2 * 2 * 9.81 \right)} = 0.11m$$

- Perdida de carga en canal cámara II (hfc2).

$$h_{fc2} = \frac{Q_2^2}{\left(\left((n+1) * C_a * e * b_2 \right)^2 * 2 * g \right)}$$

$$h_{fc2} = \frac{0.16^2}{\left(\left((21+1) * 0.65 * 0.02 * 0.32 \right)^2 * 2 * 9.81 \right)} = 0.18m$$

- Perdida de carga en canal cámara III (hfc3).

$$h_{fc3} = \frac{Q_3^2}{\left(((n+1) * C_a * e * b_3)^2 * 2 * g \right)}$$

$$h_{fc3} = \frac{0.23^2}{\left(((21+1) * 0.65 * 0.02 * 0.40)^2 * 2 * 9.81 \right)} = 0.28m$$

3.3.4.4.5.10.4. Presión de la compuerta

Se empleará la siguiente formula

$$P_1 = h_1'' + h'' + \frac{b_1}{2}$$

Donde

P1: Presión de la compuerta

b1: Ancho del canal de drenaje de la cámara 1

h''1: Altura de agua sobre la grava de la cámara 1

h'': Altura de agua sobre la grava

Se remplaza en la siguiente forma

$$P_1 = h_1'' + h'' + \frac{b_1}{2} = 1.33 + 0.50 + \frac{0.28}{2} = 1.96m$$

3.3.4.4.5.10.5. Perdida de carga total

Se empleará la siguiente formula

$$H_{fj} = h_{fcj} + h_{fg}$$

Donde

H_{fj}: perdida de carga total

h_{fg}: Perdida de carga en la grava cámara 1.

h_{fcj}: Perdida de carga del canal de cada cámara.

○ Perdida de carga de la cámara I (H_{f1}).

$$H_{f1} = h_{fc1} + h_{fg} = 0.11 + 0.17 = 0.28m$$

○ Perdida de carga de la cámara II (H_{f2}).

$$H_{f2} = h_{fc2} + h_{fg} = 0.18 + 0.17 = 0.35m$$

○ Perdida de carga de la cámara III (H_{f3}).

$$H_{f2} = h_{fc2} + h_{fg} = 0.28 + 0.17 = 0.44m$$

3.3.4.4.5.11. Cálculo de la compuerta canal

3.3.4.4.5.11.1. Cálculo de la velocidad de la compuerta del canal

Se empleará la siguiente formula

$$V_{cj} = \sqrt{2 * g * (P_1 - H_{fj})}$$

Donde

H_{fj} : perdida de carga total para cada compuerta

P_1 : Presión de la compuerta

V_{cj} : Velocidad de la compuerta del canal para cada canal

- o Velocidad de la compuerta del canal cámara I (V_{c1}).

$$V_{c1} = \sqrt{2 * g * (P_1 - H_{f1})} = \sqrt{2 * 9.81 * (1.96 - 0.28)} = 5.75m / s$$

- o Velocidad de la compuerta del canal cámara II (V_{c2}).

$$V_{c2} = \sqrt{2 * g * (P_1 - H_{f2})} = \sqrt{2 * 9.81 * (1.96 - 0.35)} = 5.63m / s$$

- o Velocidad de la compuerta del canal cámara III (V_{c3}).

$$V_{c3} = \sqrt{2 * g * (P_1 - H_{f3})} = \sqrt{2 * 9.81 * (1.96 - 0.44)} = 5.46m / s$$

3.3.4.4.5.11.2. Cálculo de la sección de la compuerta del canal

Se empleará la siguiente formula

$$S_{cj} = \frac{Q'_j}{V_{cj}}$$

Donde

Q'_j : Caudal de lavado de la cámara

V_{cj} : Velocidad de la compuerta del canal para cada canal

- o Sección de la compuerta del canal cámara I (S_{c1}).

$$S_{c1} = \frac{Q'_1}{V_{c1}} = \frac{0.12}{5.75} = 0.020m^2$$

- o Sección de la compuerta del canal cámara II (S_{c2}).

$$S_{c2} = \frac{Q_2'}{V_{c2}} = \frac{0.16}{5.63} = 0.028m^2$$

- Sección de la compuerta del canal cámara II (S_{c2}).

$$S_{c3} = \frac{Q_3'}{V_{c3}} = \frac{0.23}{5.46} = 0.043m^2$$

3.3.4.4.5.11.3. Cálculo del lado de la compuerta del canal

Se empleará la siguiente formula

$$L_{cj} = \sqrt{\frac{4 * S_{cj}}{\pi}}$$

Donde

S_{cj} : Velocidad de la compuerta del canal para cada canal

L_{cj} : lado de la compuerta

- Lado de la compuerta del canal cámara I (L_{c1}).

$$L_{c1} = \sqrt{\frac{4 * S_{c1}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.020}{\pi}} = 0.161m$$

- Lado de la compuerta del canal cámara II (L_{c2}).

$$L_{c2} = \sqrt{\frac{4 * S_{c2}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.028}{\pi}} = 0.188m$$

- Lado de la compuerta del canal cámara III (L_{c3}).

$$L_{c3} = \sqrt{\frac{4 * S_{c3}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.043}{\pi}} = 0.234m$$

3.3.4.4.5.12. Calculo el vertedero

3.3.4.4.5.12.1. Altura de agua sobre el vertedero de 90°

Se empleará la siguiente formula

$$h = \left(\frac{(q_d * 2 / 3600)}{C_v} \right)^{E_v}$$

Donde

h : Altura de agua sobre el vertedero de 90°

C_V : Coeficiente de vertedero triangular 90°

E_V : Exponente ecuación vertedero triangular 90°

q_d : Caudal unitario

Aplicando la formula se tiene

$$h = \left(\frac{(q_d * 2 / 3600)}{C_V} \right)^{E_V} = \left(\frac{(5.627 * 2 / 3600)}{1.40} \right)^{0.4} = 0.087m$$

3.3.4.4.5.12.2. *Altura del agua sobre el paso en vertederos (h_2)*

Se empleará la siguiente formula

$$h_2 = \left(\frac{(q_d / 3600)}{1.84 * a} \right)^{0.67}$$

Donde

h_2 : Altura del agua sobre el paso en vertederos

a : Ancho de vertederos

q_d : Caudal unitario

Aplicando la formula se tiene

$$h_2 = \left(\frac{(q_d / 3600)}{1.84 * a} \right)^{0.67} = \left(\frac{(5.627 / 3600)}{1.84 * 0.30} \right)^{0.67} = 0.0196m$$

3.3.4.5. *Diseño de filtro lento de arena*

3.3.4.5.1. *Generalidades*

Básicamente, un filtro lento consta de un tanque que contiene una capa sobrenadante de agua cruda, lecho filtrante de arena, drenaje y un juego de dispositivos de regulación y control. El filtro lento que recomienda el CEPIS elimina los dispositivos de control vulnerables y tiene las siguientes características:

3.3.4.5.2. *Componentes*

Lo elementos que conforman un filtro grueso descendente son

- Entrada: consta de un vertedero de excesos, canales o conductos para distribución, dispositivos para medición y control de flujo, cámara de entrada y ventana de acceso al filtro propiamente dicho. La ventana de acceso es una abertura en el muro del filtro que comunica la entrada con el propio filtro
- Cámara de filtración y lecho de filtración y de soporte: Las cajas de los filtros se han calculado con una velocidad de filtración de 0,10 m/h para lograr obtener una buena eficiencia, en un medio en el que no se puede garantizar buena operación y supervisión constante. En la siguiente tabla se indican las dimensiones de las cajas de los filtros para los caudales de proyecto:

Tabla N° 31: Especificación de la capa soporte de grava

N°	Tamaño de la grava (mm)	Altura de la capa (m)
1	1,5 - 0,40	0,05
2	4,0 – 15,0	0,05
3	10,0 – 40,0	0,10

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Sobre la capa soporte se considera un lecho filtrante de arena de 0,80 m de alto. Las especificaciones para la arena se pueden ver en la tabla siguiente.

Tabla N° 32: Especificaciones para la arena

N°	Parámetros	Recomendación
1	Tamaño efectivo (mm)	0,20 a 0,30
2	Coefficiente de uniformidad	1,8 a 2,0
3	Espesor del lecho (m)	0,80

Elaboración: Programa Nacional de Saneamiento Rural

Sobre la capa de arena se considera una altura de agua máxima de 1,0 m de altura. Esta altura máxima se controla con un aliviadero que descarga en la estructura de salida.

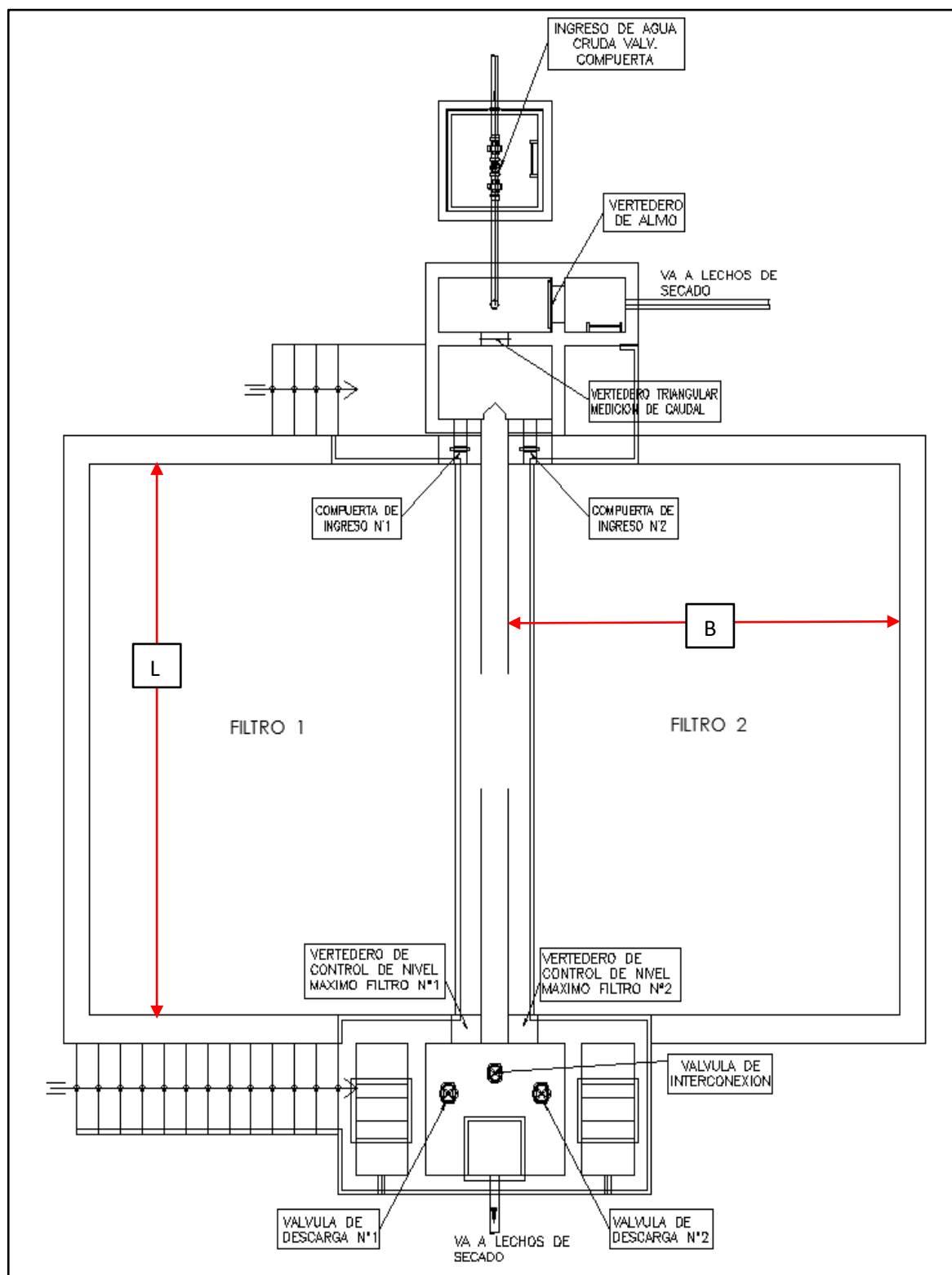


Figura N° 21: Esquema del filtro lento de arena
Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural

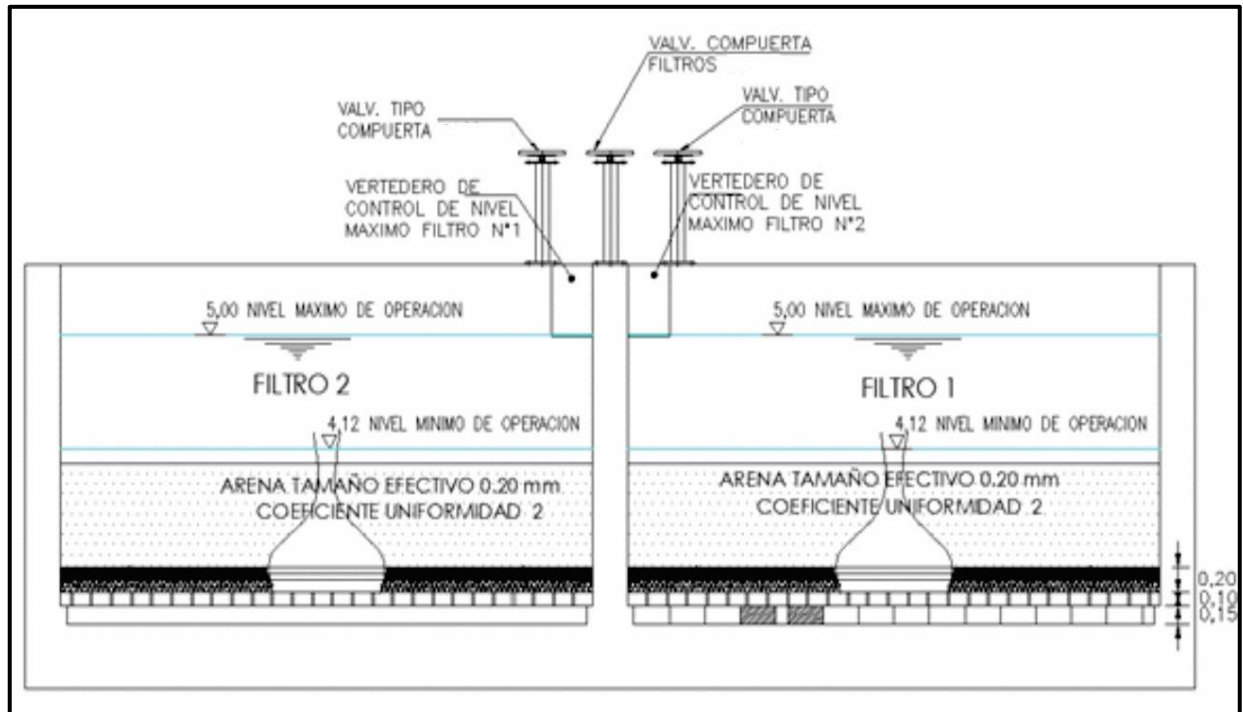


Figura N° 22: esquema del filtro lento de arena

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural

- Salida: Esta estructura tiene 3 compartimientos, uno de salida del efluente de cada filtro con un vertedero, que asegura una altura mínima de agua de 0,10 m sobre el lecho filtrante y un compartimiento central en el cual se han considerado las válvulas tipo compuerta de desagüe de los filtros y la válvula de compuerta que interconecta a los filtros, para ejecutar el llenado ascensional después de la operación de limpieza. En este compartimiento cae el agua de los aliviaderos que controlan el nivel máximo de operación de las unidades.

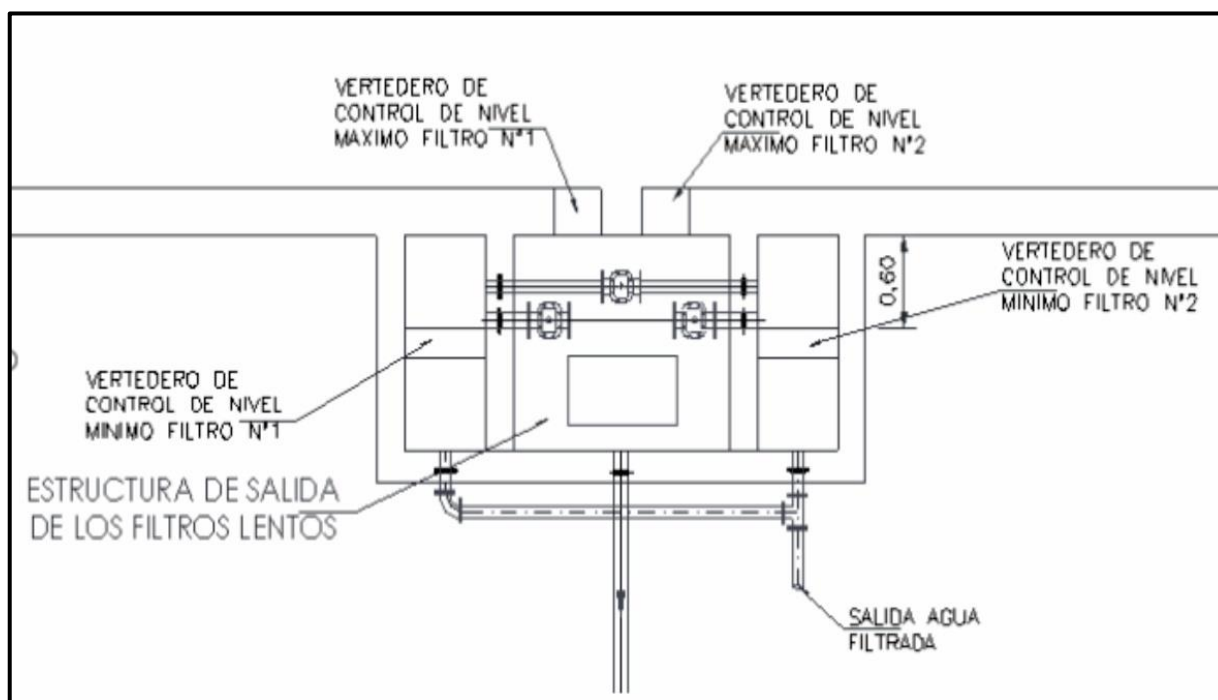


Figura N° 23: esquema de salida del filtro lento

Fuente: Programa Nacional de Saneamiento Rural

La estructura de ingreso consiste en una cámara de distribución con vertederos rectangulares para distribuir el caudal uniformemente a todas las unidades del sistema y válvula de limpieza. Si no se han considerado unidades previas para acondicionar la calidad del agua, en esta cámara se incluirá el sistema de ajuste y medición de caudal, consistente en una válvula y un vertedero triangular.

Las cajas de los filtros deberán ser, por lo menos, dos y estarán compuestas de un sistema de drenaje, una capa de grava graduada, una capa de arena, una capa de agua y el borde libre.

La estructura de salida es común a dos unidades y comprende un vertedero de control de nivel máximo de operación, una caja de desagüe, dos cámaras de salida cada una con un vertedero de control de nivel mínimo, una válvula para comunicar la cámara de salida con la de desagüe, una válvula para intercomunicar las cámaras de salida, una cámara de reunión del efluente y dos válvulas para eliminar el efluente inicial.

3.3.4.5.3. Criterios de diseño

Se aplicarán los siguientes criterios

- Funcionamiento de 24 horas /día
- La velocidad de filtración esta entre 0.1-0.30m/h, dependiendo de pretratamiento del agua cruda.
- La profundidad del lecho puede variar entre 0.50 y 1.00 m, pudiendo el filtro operar con un espesor mínimo de 0.30 m
- La altura del lecho del soporte incluido el drenaje estará comprendida entre 0.10m y 0.30m.
- La altura de sobrenadante del agua estará sobre 0.75-1.50m
- La distancia de la lámina de agua en rebosa al borde libre será de 0.20m como mínimo

3.3.4.5.4. *Datos generales*

- Caudal de diseño (Qmd)	3.126 l/s
- Caudal de diseño (Qmd)	0.003126m ³ /s
- Caudal de diseño (Qmd)	11.2536m ³ /h
- Velocidad de filtración (Vf)	0.10m/h
- Número de unidades (Nu)	2
- Altura de la capa de agua (H4)	1.00m
- Altura del lecho filtrante (H3)	0.80m
- Altura mínima de la arena (Hamin)	0.30m
- Altura de la grava (H2)	0.20m
- Altura canales de drenaje (H1)	0.15m
- Borde libre (H5)	0.30m
- Tamaño efectivo arena (Te)	0.25mm
- Coef. uniformidad	2
- Espesor capa arena extraída por raspado (e)	0.02m
- Número aproximado de raspados por año (N)	6
- Periodo de reposición de la arena (P)	4años
- Altura de apilamiento bolsas de arena (H)	1.80m
- Ancho del vertedero de salida de cada filtro (bvs)	0.60m
- Ancho del vertedero de entrada de cada filtro (bve)	0.50m

3.3.4.5.5. Dimensionamiento de filtros

3.3.4.5.5.1. Área de lecho filtrante (A_f)

Se empleará la siguiente formula

$$A_f = \frac{Q_{md}}{N_u * V_f}$$

Donde

A_f : Área de filtración

Q_{md} : Caudal de diseño

N_u : Número de unidades

V_f : Velocidad de filtración

Aplicando la formula se tiene

$$A_f = \frac{Q_{md}}{N_u * V_f} \rightarrow \frac{11.2536}{2 * 0.1} = 56.27 \text{ m}^2$$

3.3.4.5.5.2. Coeficiente mínimo de costos (K)

Se empleará la siguiente formula

$$K = \frac{2xN_u}{N_u + 1}$$

Donde

K : Coeficiente mínimo de costos

N_u : Número de unidades

Aplicando la formula se tiene

$$K = \frac{2xN_u}{N_u + 1} \rightarrow K = \frac{2x2}{2+1} \rightarrow K = 1.33$$

3.3.4.5.5.3. Largo de cada unidad (L)

Se empleará la siguiente formula

$$L = \sqrt{A_f * K}$$

Donde

L : Largo de cada unidad

A_f : Área de filtración

Aplicando la formula se tiene

$$L = \sqrt{A_f * K} \rightarrow L = \sqrt{56.27 * 1.33} \rightarrow L = 8.70m$$

3.3.4.5.5.4. *Ancho de cada unidad (B)*

Se empleará la siguiente formula

$$A = \sqrt{\frac{A_s}{K}}$$

Donde

B: Ancho de cada unidad

A_f: Área de filtración

Aplicando la formula se tiene

$$B = \sqrt{\frac{A_f}{K}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{56.27}{1.33}} \rightarrow B = 6.50m$$

3.3.4.5.5.5. *Pedida de carga para altura mínima de arena (H_{famin})*

Se empleará la siguiente formula

$$H_{famin} = \frac{1}{3} * H_{amin} * V_f$$

Donde

H_{famin}: Pedida de carga para altura mínima de arena

H_{amin}: Altura mínima de la arena

V_f: Velocidad de filtración

Aplicando la formula se tiene

$$H_{famin} = \frac{1}{3} * H_{amin} * V_f \rightarrow H_{famin} = \frac{1}{3} * 0.30 * 0.10 \rightarrow H_{famin} = 0.01m$$

3.3.4.5.5.6. *Pedida de carga para altura de arena (H_o)*

Se empleará la siguiente formula

$$H_o = \frac{1}{3} * H_3 * V_f$$

Donde

H_f: Pedida de carga para altura mínima de arena

H₃: Altura del lecho filtrante

V_f: Velocidad de filtración

Aplicando la formula se tiene

$$H_o = \frac{1}{3} * H_o * V_f \rightarrow H_o = \frac{1}{3} * 0.30 * 0.10 \rightarrow H_o = 0.027m$$

3.3.4.5.7. *Altura total del filtro (H_t)*

Se empleará la siguiente formula

$$H_t = H_1 + H_2 + H_3 + H_4 + H_5$$

Donde

H_t: Altura total del filtro

H₁: Altura canales de drenaje (considerar tapa de 0.10m más la altura 0.15m del canal se tiene una altura total de 0.25m)

H₂: Altura de la grava

H₃: Altura del lecho filtrante

H₄: Altura de la capa de agua

H₅: Borde libre (se debe agregar una 0.1m por vertedero triangular medición de caudal, por informalidad de estructura de salida se agrega 0.15m de losa por lo que la altura de borde libre es de 0.55m)

Aplicando la formula se tiene

$$H_t = 0.25 + 0.20 + 0.80 + 1.00 + 0.55 = 2.80m$$

3.3.4.5.6. *Cálculo de vertederos*

3.3.4.5.6.1. *Altura de agua en el vertedero de salida cada filtro (H_{vs})*

Se empleará la siguiente formula

$$H_{vs} = \left(\frac{\frac{Q_{md}}{N_u}}{1.84 * b_{vs}} \right)^{0.67}$$

Donde

H_{vs}: Altura de agua en el vertedero de salida cada filtro

Q_{md}: Caudal de diseño

N_u: Número de unidades

Aplicando la formula se tiene

$$H_{vs} = \left(\frac{\frac{Q_{md}}{N_u}}{1.84 * b_{vs}} \right)^{0.67} \rightarrow H_{vs} = \left(\frac{\frac{11.2536}{2}}{1.84 * 0.60} \right)^{0.67} \rightarrow H_{vs} = 0.012m$$

3.3.4.5.6.2. *Altura de agua en el vertedero de entrada cada filtro (H_{ve})*

Se empleará la siguiente formula

$$H_{ve} = \left(\frac{\frac{Q_{md}}{N_u}}{1.84 * b_{ve}} \right)^{0.67}$$

Donde

H_{ve}: Altura de agua en el vertedero de entrada cada filtro

Q_{md}: Caudal de diseño (m³/h)

N_u: Número de unidades

Aplicando la formula se tiene

$$H_{ve} = \left(\frac{\frac{Q_{md}}{N_u}}{1.84 * b_{ve}} \right)^{0.67} \rightarrow H_{ve} = \left(\frac{\frac{11.2536}{2}}{1.84 * 0.50} \right)^{0.67} \rightarrow H_{ve} = 0.014m$$

3.3.4.5.6.3. *Altura de agua en el vertedero de medición de caudal (H_{mc})*

Se empleará la siguiente formula

$$H_{mc} = \left(\frac{Q_{md}}{1.4} \right)^{0.4}$$

Donde

H_{ve}: Altura de agua en el vertedero de entrada cada filtro

Q_{md}: Caudal de diseño (m³/s)

N_u: Número de unidades

Aplicando la formula se tiene

$$H_{mc} = \left(\frac{Q_{md}}{1.4} \right)^{0.4} \rightarrow H_{mc} = \left(\frac{0.003126}{1.4} \right)^{0.4} \rightarrow H_{mc} = 0.087m$$

3.3.4.5.7. Dimensionamiento de depósito de sachos de arena

3.3.4.5.7.1. Volumen de arena (Vol.d)

Se empleará la siguiente formula

$$Vol.d = e * N * P * N_u$$

Donde

Vol.d: Número de unidades

Nu: Número de unidades

N: Número aproximado de raspados por año

e: Número de unidades

Nu: Número de unidades

P: Periodo de reposición de la arena

Aplicando la formula se tiene

$$Vol.d = e * N * P * N_u \rightarrow Vol.d = 0.02 * 6 * 4 * 2 \rightarrow Vol.d = 0.027m^3$$

3.3.4.5.7.2. Área del depósito de arena (Ad)

Se empleará la siguiente formula

$$A_d = \frac{Vol.d}{H}$$

Donde

Ad: Área del depósito de arena

Vol.d: Número de unidades

H: Altura de apilamiento bolsas de arena

Aplicando la formula se tiene

$$A_d = \frac{Vol.d}{H} \rightarrow A_d = \frac{54}{1.80} \rightarrow A_d = 30.0m^2$$

3.3.4.6. Poscloración de tratamiento convencional

Adición de cloro al efluente de la planta para propósitos de desinfección después de

que éste ha sido tratado.

El CONAGUA, indique que en aguas altamente contaminadas con coliformes superiores a 5000 o que presentan una excesiva producción de algas en la planta deben siempre posclorarse, en nuestro caso se tiene 13000 de coliformes. Es necesario tener un poscloración

Su dosificación, en la desinfección de agua, es relativamente fácil. Se realiza a través de un proceso que se llama el test de las jarras o baldes, donde se mide la demanda de cloro de un agua probando diferentes dosis en una batería de contenedores y midiendo su CLR.

El transporte es relativamente fácil. Se utiliza habitualmente en forma de Hipoclorito de calcio (granulado HTH) a altas concentraciones (60-70%) debido a su mayor estabilidad. Además, es un producto de fácil manejo cuyo almacenamiento es sencillo, ya que solo requiere lugares secos, frescos y bien ventilados.

El precio de este desinfectante (HTH) es moderado.

Sin embargo, el CONAGUA establece las dosis típicas de cloro (en sus diferentes formas) usadas en plantas potabilizadoras en la siguiente tabla.

Tabla N° 33: Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras

Compuesto de cloro	Dosis (mg/L)
Cloro gas	1 a 16
Hipoclorito de sodio	0.2 a 2
Hipoclorito de calcio	0.5 a 5

Fuente: CONAGUA

3.3.4.6.1. *Diseño de la dosificación de cloro para la poscloración*

La dosificación del cloro queda determinada por dos parámetros. la dosis óptima y el caudal de agua al cual se va a inyectar esa dosis.

Según la indicado en la tabla de Dosis de cloro aplicadas en plantas potabilizadoras, seleccionamos el Hipoclorito de sodio.

Lo cual nos da la cantidad de cloro en (kg/d). para ellos se emplea la siguiente formula.

$$C=Q*d*0,0864$$

Donde:

C= consumo de cloro (Kg/d) = lectura de rotámetro

Q= caudal del agua (l/s)

D= dosis de cloro (ppm)

(NOTA: 1 ppm= 1 mg/l = 1 g/m³)

La planta está tratando un caudal de 3.126 (l/s) y la dosis de Hipoclorito de sodio se asume el valor promedio de 0.2 (mg/l) y 2 (mg/l) con lo que se tendría 1.1 (mg/l)

$$C = (0,0864) (3.126) (1.10) = 0.297 \text{ Kg/d}$$

Remplazando en la formula anterior se tiene 0.297 kilogramos/dia de hipoclorito de sodio.

3.3.4.7. Diseño del geotextil y geomembrana

3.3.4.7.1. Diseño del geotextil

3.3.4.7.1.1. Criterios generales

Manual de Diseño con Geosintéticos, 2009, La metodología para escoger el geotextil más adecuado para la aplicación de protección se basa en la resistencia al punzonamiento de la geomembrana. En esta metodología se determina la presión que actúa sobre el geotextil, bajo unas determinadas condiciones y se verifica que el geotextil seleccionado resista el punzonamiento que se pueda generar.

Con respecto a la geomembrana y al material de protección, el análisis teórico demuestra que la resistencia al punzonamiento de la geomembrana se puede mejorar bajo las siguientes condiciones:

- Al incrementar el espesor de la geomembrana, el análisis realizado por Wilson-Fahmy, Narejo y Koerner muestra que la resistencia al punzonamiento se incrementa linealmente con relación al espesor. Si se incrementa el espesor de 1.5 a 2.5 mm el incremento de la resistencia al punzonamiento puede ser de 1.7 veces. Según esto el incremento de espesor puede ser benéfico para la resistencia al punzonamiento de la geomembrana, si la resistencia de la geomembrana es cercana al valor requerido.

- El uso de un material de protección, en este caso un geotextil no tejido punzonado por agujas, es una solución para el mejoramiento de la resistencia al punzonamiento de la geomembrana. Por ejemplo, la utilización de un geotextil no tejido NT4000 generará un incremento en la resistencia al punzonamiento de la geomembrana entre 4 a 10 veces comparado con 1.7 generado por el incremento del espesor de la geomembrana de 1.5 a 2.5 mm.
- El incremento del espesor, o masa unitaria del material de protección, incrementará de 8 a 25 veces la resistencia al punzonamiento de la geomembrana con un geotextil no tejido NT7000. De esta forma a medida que la masa unitaria se ve incrementada por el cambio de geotextil, la resistencia al punzonamiento aumenta considerablemente.

Como se dijo anteriormente, este capítulo se basa en el diseño del geotextil como material de protección, utilizando la metodología planteada por Wilson-Fahmy, Narejo y Koerner, expuesta en 1996, a través de trabajos técnicos del GRI.

Este método usa la ecuación tradicional de factor de seguridad

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}}$$

Donde:

- FS = Factor de seguridad (en este caso contra el punzonamiento de la geomembrana).
- P_{adm} = Presión admisible usando diferentes tipos de geotextiles y condiciones específicas del lugar.
- P_{req} = Presión real debida al contenido del relleno o depósito superficial.

Se ha obtenido una relación empírica para el cálculo del P_{adm} basado en un gran número de ensayos y pruebas del método de punzonamiento hidrostático de la norma ASTM D5514, la cual se muestra en la siguiente ecuación, y utiliza factores de modificación y de reducción con el fin de tener en cuenta las condiciones de campo y comportamiento de los materiales.

$$P_{adm} = \left(450 \frac{M}{H^2} \right) \left(\frac{1}{FM_S \times FM_{DR} \times FM_A} \right) \left(\frac{1}{FR_{FL} \times FR_{DQB}} \right)$$

Donde:

- P_{adm} = Presión admisible (kPa)
- M = Masa por unidad de área (g/m²)
- H = Altura Efectiva de la Protuberancia (mm)
- FM_S = Factor de Reducción por la forma de la protuberancia
- FM_{DR} = Factor de Modificación por Densidad del Relleno
- FM_A = Factor de Modificación por efecto de Arco en Sólidos
- FR_{FL} = Factor de Reducción por fluencia del material a largo plazo
- FR_{DQB} = Factor de Reducción por degradación química y biológica a largo plazo

Además de debe cumplir la siguiente condición:

$$P_{adm} = 450 * M / H^2 \geq \text{Resistencia al punzonamiento de geomembrana (kPa)}$$

3.3.4.7.1.1.1. Factor de seguridad global

El factor de seguridad global debe ser mínimo de 2.0, sin embargo, para cierto tipo de condiciones el factor de seguridad requerido puede ser mayor. Por ejemplo, se debe utilizar un factor de seguridad mayor en proyectos en los cuales la subrasante contenga un alto contenido de rocas aisladas de gran tamaño en su superficie. Este factor también se puede ver afectado por el tipo de instalación de la geomembrana.

El objetivo de este factor de seguridad es garantizar un diseño adecuado para la protección de geomembranas, evitando que estas fallen por punzonamiento durante su período de servicio. En proyectos de rellenos sanitarios la falla de la geomembrana puede ocasionar filtración de lixiviados al subsuelo y posteriormente a las aguas subterráneas, generando un foco de contaminación de difícil detección. Para los reservorios la falla de la geomembrana puede ocasionar pérdida en los niveles de líquido almacenado.

Los factores de seguridad global se encuentran en la siguiente tabla:

Tabla N° 34: Factores de seguridad global para el diseño

Arreglo de las piedras	Altura efectiva de protuberancia (mm)	Factor de seguridad global (Mínimo)
Piedra Aislada	6	2
	12	3
	25	5
	38	7
Piedras Agrupadas	38 o menos	3

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

3.3.4.7.1.1.2. Factores de modificación

Este tipo de factores son propuestos con el fin de representar de mejor forma las condiciones de campo del material de protección en el diseño. Los factores de modificación son iguales o menores a 1.0, y deberán ser tomados de las tablas que se muestran a continuación.

- Factor de modificación por forma de la protuberancia

Estos factores fueron propuestos con base al ensayo hidrostático de presión por punzonamiento de la norma ASTM 5514, según la cual se estableció que el valor de presión resistente más alto es alcanzado cuando las rocas tienen forma redondeada, seguidas de las semiredondeadas y finalmente la menor resistencia a la presión es la generada por rocas de forma angular, en las que su efecto es casi el mismo que el generado por los conos truncados en el ensayo de falla a presión. Debido a que el factor de modificación es inversamente proporcional a la presión admisible, los factores para rocas redondeadas y semiredondeadas son menores a la unidad, es decir que aumenta la presión admisible a la que puede ser sometido el material de protección y la geomembrana.

Tabla N° 35: Factor de Modificación por Forma de la Protuberancia

Forma de la piedra	FMS
Angular	1
Semiredondeada	0.5
Redondeada	0.25

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

- Factor de modificación por densidad del relleno

Según las pruebas realizadas por Wilson-Fahmy, Narejo y Koerner se pudo demostrar que la presión admisible para protuberancias concentradas es mucho mayor que para

protuberancias aisladas. Basados en los resultados, se llegó a un factor de modificación de 0.5 que estima el efecto generado por rocas concentradas en relación a estas mismas pero ubicadas de forma aislada. Para poder hacer una comparación del comportamiento de la geomembrana sobre protuberancias aisladas, en la siguiente tabla se encuentran los factores según su tamaño y forma de ubicación.

Tabla N° 36: Factor de Modificación por Densidad del Relleno

Arreglo de la protuberancia	FM _{DR}
Aislada	1
Compacta, 38mm	0.83
Compacta, 25mm	0.67
Compacta, 12mm	0.5

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

- **Factor de modificación por efecto de arco en sólidos**

Este factor tiene en cuenta el tipo de material o de carga a la que es sometida la geomembrana. La resistencia al punzonamiento de la geomembrana bajo cargas geoestáticas, puede llegar a ser hasta 6 veces mayor que la resistencia de la geomembrana bajo una carga hidrostática, este efecto se atribuye a la capacidad de los suelos para disipar las cargas aplicadas en función de la profundidad y a la compresibilidad del mismo, propiedad que carecen los líquidos, por lo que este efecto tenderá a aliviar el esfuerzo que es transmitido a la geomembrana y a su material de protección.

Tabla N° 37: Factor de modificación por efecto de arco en sólidos

Efecto de arco en sólidos	FM _A
Hidrostático	1
Geoestático, superficial	0.75
Geoestático, moderado	0.5
Geoestático, profundo	0.25

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

3.3.4.7.1.1.3. Factores de reducción

Una vez presentados los factores de modificación establecidos según el tipo y tamaño de partículas presentes en el suelo de instalación del sistema, se presentan los factores de reducción los cuales son aplicados para garantizar la integridad de la geomembrana. Se consideran dos factores, el primer factor involucra la fluencia de los materiales a largo plazo, y el segundo factor tiene en cuenta la posible acción de degradación

química y biológica debido a la acción de agentes presentes en el lugar del proyecto.

Los factores de reducción son iguales o mayores a 1.0, y deberán ser tomados de las tablas que se muestran a continuación.

- Factor de reducción por fluencia a largo plazo

Como se puede ver en la tabla siguiente los factores de reducción por fluencia a largo plazo son relativamente menores a los encontrados en la literatura para geotextiles sometidos a tensión. Esto se debe a que la geomembrana y el material de protección al estar ambos sometidos a punzonamiento, con el tiempo se verán afectados positivamente por el efecto de fluencia, lo cual hará que la longitud inicial sin apoyo del material contra el suelo disminuya con el pasar del tiempo. De esta forma, los esfuerzos de la geomembrana y del material de protección son reducidos.

Con base a lo anterior el factor por fluencia requerido para la protección de geomembranas es menor comparado con el requerido por el mismo material sometido a esfuerzos de tensión constantes.

Tabla N° 38: Factor de Reducción por Fluencia

Referencia Geotextil (g/m ²)	FR _{FL}			
	Altura efectiva de la protuberancia (mm)			
	38	25	12	6
Sin Geotextil	>> 1.5	>> 1.5	>> 1.5	>> 1.5
NT 4000	>> 1.5	>> 1.5	> 1.5	1.5
NT 7000	>> 1.5	1.5	1.3	1.2
1100	1.3	1.2	1.1	1
> 1100	~1.2	~1.1	~1	1

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

- Factor de reducción por degradación química y biológica a largo plazo

Para este factor se debe tener en cuenta la posible acción de agentes externos los cuales puedan afectar la integridad del sistema, por ejemplo, roedores, hongos, bacterias, entre otros, los cuales pueden generar degradación del material, sin embargo, debido al alto peso molecular de los materiales con los cuales se fabrican los geosintéticos el efecto de estos agentes sobre el material es mínimo.

Para el caso de degradación por sustancias químicas el efecto que tienen estas sobre el material puede ser más decisivo a la hora del diseño, es el caso de rellenos sanitarios

revisar la siguiente tabla, donde se debe evaluar el tipo de lixiviado generado por el tipo de desechos que conforman el relleno. Este es el único caso en el cual un factor químico pueda amenazar la integridad del sistema.

Tabla N° 39: Factor de Reducción por degradación química y biológica a largo plazo

Tipo de Lixiviado	FR _{OQB}
Ligero	1.1
Moderado	1.3
Agresivo	15

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

3.3.4.7.1.2. Factores considerados para diseño del geotextil de amortiguamiento para geomembrana

El geotextil de amortiguamiento, está diseñado para proteger una Geomembrana HDPE de 1.50 mm de espesor el cual tiene una resistencia al punzonamiento de 50 kPa.

Características del terreno superficial preparado

De acuerdo con los análisis de suelos y la inspección visual realizadas, las características más relevantes para fines de diseño que presenta la superficie del área donde se instalará el geotextil No Tejido son las siguientes:

Material gravoso arenoso

- Piedras aisladas
- Protuberancias compactas
- Altura efectiva aproximada de protuberancia efectiva $H = 38\text{mm}$

Características del relleno de la laguna de almacenamiento

$$\gamma = 9.8 \text{ kN/m}^3 \text{ (Peso unitario agua)}$$

$$h = 2.25 \text{ m (Altura máxima del relleno)}$$

Factores de Modificación

$$FM_S = 1 \text{ (Forma de la protuberancia angular)}$$

$$FM_{DR} = 0.83 \text{ (Densidad del relleno, protuberancias Compacta)}$$

$$FM_A = 1 \text{ (Efecto de arco en sólidos, carga hidrostática aplicada)}$$

Factores de Reducción

$FR_{FL} = 1$ (Carga diferida, considerando una geotextil clase 2)

$FR_{OQB} = 1.1$ (Daños químicos y biológicos)

Factor de seguridad global

$FS = 7$ (por la altura de protuberancia 38mm)

3.3.4.7.1.3. Cálculo del gramaje del geotextil**Presión requerida**

Estimar la presión admisible, en función de la masa unitaria del geotextil, M , utilizando la Ecuación anteriormente planteado, y aplicando los factores de modificación y reducción, según apliquen. Teniendo en cuenta lo siguiente:

H de Piedras Aisladas = Altura real de Protuberancia

H de Piedras Compactadas = Mitad del Tamaño Máximo de Piedras

Estimar la presión actuante sobre la geomembrana, aplicando la siguiente ecuación:

$$P_{req} = h * \gamma$$

Donde:

γ = Peso Unitario del material de relleno o líquido (kN/m³)

h = Altura de Diseño del material de relleno o profundidad del líquido ó sólido (m)

P_{req} = Presión actuante sobre la geomembrana (kPa)

$$P_{req} = h * \gamma$$

$$P_{req} = 2.25 * 9.80 = 22.05 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Presión admisible

$$FS = \frac{P_{adm}}{P_{req}}$$

$$P_{adm} = 22.05 * 7 = 154.35 \text{ kN} / \text{m}^2$$

De acuerdo con las investigaciones desarrolladas por Geosynthetic Research Institute

(GRI), la ecuación empírica para el cálculo de P_{adm} es:

$$P_{adm} = \left(450 \frac{M}{H^2} \right) \left(\frac{1}{FM_S \times FM_{DR} \times FM_A} \right) \left(\frac{1}{FR_{FL} \times FR_{DQB}} \right)$$

$$M = \frac{P_{adm} * H^2 * (FM_S \times FM_{DR} \times FM_A) * (FR_{FL} \times FR_{DQB})}{450}$$

$$M = \frac{154.35 * 38^2 * (1 \times 0.83 \times 1) * (1 \times 1.1)}{450}$$

$$M = 452.20 \text{ g} / \text{m}^2$$

Verificación del gramaje calculado

$$P_{adm} = \frac{450 * M}{H^2} \geq 50 \text{ kPa}$$

$$P_{adm} = \frac{450 * 452.20}{38^2} \geq 50 \text{ kPa}$$

$$P_{adm} = 140.92 \text{ kPa} \geq 50 \text{ kPa}$$

Por lo tanto, el geotextil de amortiguamiento que se requiere para proteger la geomembrana HOPE de 1.5 mm de espesor, debe tener un gramaje como mínimo de 452.20gr/m²

Bajo las anteriores condiciones, se recomienda emplear Geotextil no tejido punzonado por agujas NT7000, según el catálogo de Geosistemas PAVCO y según el catálogo de logrotex seria G-705-PP-PET, GEOTEXTIL de poliéster y polipropileno serie 7.

3.3.4.7.2. Diseño de la geomembrana

3.3.4.7.2.1. Criterios generales

La metodología que se presenta a continuación permite seleccionar la geomembrana más adecuada para ser instalada como barrera impermeable, garantizando la protección del ecosistema en cada una de las aplicaciones como pueden ser en reservorios de agua, en rellenos sanitarios, en recolección de lodos generados de los procesos industriales, en lagunas de oxidación, etc.

El diseño por función consiste en evaluar la principal aplicación para la cual se utiliza

la geomembrana y calcular el valor requerido para esa propiedad en particular. En el caso del diseño para la geomembrana, se comparan las resistencias del material con el valor requerido en el diseño para una misma propiedad, obteniendo un factor de seguridad global FS_g .

$$FS_g = \frac{\text{Resistencia Admisible}}{\text{Resistencia Requerida}} \Rightarrow FS_g \geq 1$$

Donde:

Resistencia disponible: Resistencia última del ensayo de laboratorio que simula las condiciones reales del proyecto sobre los factores de reducción.

Resistencia requerida: Valor obtenido del cálculo mediante una metodología de diseño que simula las condiciones reales del proyecto.

3.3.4.7.2.2. Diseño del Espesor

El espesor necesario de una geomembrana dependerá del polímero con que esté fabricada dicha membrana debido a los comportamientos tan distintos a la fluencia de cada uno de los materiales.

Para el cálculo del espesor se realiza un equilibrio límite teniendo en cuenta la posible deformación en la geomembrana como se muestra a continuación:

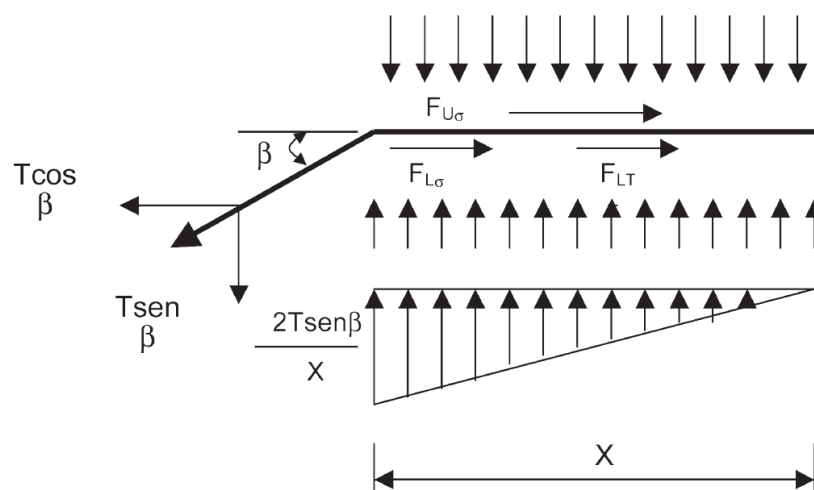


Figura N° 24: Modelo de diseño utilizado para calcular el espesor de la geomembrana.

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

$$\sum FX = 0$$

$$T \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT}$$

$$T \cos \beta = \sigma_n \tan \delta_U(x) + \sigma_n \tan \delta_L(x) + 0.5(2T \sin \beta / x) \tan \delta_L$$

$$T = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

La tensión inducida en la geomembrana es igual al esfuerzo admisible por el espesor.

$$T = \sigma_{adm} t$$

Donde:

T = Tensión movilizadora en la geomembrana

σ_{adm} = Esfuerzo admisible en la geomembrana

t = Espesor de la geomembrana

$$T = \frac{\sigma_n x (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Donde:

B = Ángulo que forma el movimiento de la geomembrana a tensión con la horizontal

$F_{U\sigma}$ = Fuerza de fricción sobre la geomembrana debido al suelo de cubierta (para suelos de cubierta demasiado delgados, la fracturación de este puede ocurrir por tensión, en estos casos este valor suelo despreciable)

$F_{L\sigma}$ = Fuerza de fricción debajo de la geomembrana debido al suelo de cubierta

F_{LT} = Fuerza de fricción debajo de la geomembrana al componente vertical de T admisible

σ_n = Esfuerzo aplicado por el material de relleno

δ_U = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior (ASTM D 5321)

δ_L = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material inferior (ASTM D 5321)

x = Distancia de movilización de la deformación de la geomembrana

Tabla N° 40: Ángulos de fricción geomembrana - suelo y geomembrana – geotextil Según ensayo ASTM D 5321

Tipo de geomembrana	Tipo de geotextil No tejido punzonado	Tipo de suelo - arena		
		$\phi=30^\circ$	$\phi =28^\circ$	$\phi =26^\circ$
Texturizada	32°	30° (100%)	26° (92%)	22° (83%)
Lisa	8°	18° (56%)	18° (61 %)	17° (63%)

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

Tabla N° 41: Distancia de movilización de la deformación de la geomembrana HDPE vs. espesor

Espesor de geomembrana HDPE (mm)	Distancia de movilización (mm)
0.75	30
1.5	50

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

Calculo

Con las características del área proyecto de investigación se requiere diseñar una geomembrana lisa HDPE de polietileno de alta densidad, que se va a instalar en un sistema de impermeabilización de una laguna de almacenamiento de agua de H=2.25m y con un peso específico de 9.80 kN/m3. El área de los costados está conformada por unos taludes con pendiente 1 H:1V. En la parte inferior se ha colocado un geotextil no tejido para proteger fa geomembrana de los posibles daños durante la construcción. Se ha decido utilizar arena como suelo de cobertura en un espesor de 30 cm y como relleno para las zanjas de anclaje; esta arena tiene un ángulo de fricción interna de 30° y un peso específico de 18 kN/m3.

Diseño por espesor

$$T = \frac{\sigma_n \times (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

Dónde:

$$\beta = 45^\circ$$

$$\sigma_n = 2.25 \text{ m} * 9.80 \text{ kN/m}^3 = 22.05\text{kN/m}^2$$

$\delta_U = 30^\circ$ (geomembrana lisa en conjunto con la arena)

$\delta_L = 8^\circ$ (geotextil no tejido y una geomembrana lisa de polietileno de alta densidad)

$x = 50$ mm (distancia más desfavorable para movilización de la geomembrana para un espesor de 1.50mm).

$\sigma_{adm} = 15000$ kPa, Mayor esfuerzo soportado por las geomembranas HDPE (según Designing with Geosynthetic Cap 5, 5 Ed).

$$T = \frac{\sigma_n \times (\tan \delta_U + \tan \delta_L)}{\sigma_{adm} (\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L)}$$

$$T = \frac{22.05 * 0.05 * (\tan(30^\circ) + \tan(8))}{15000 * (\cos(45) - \sin(45) * \tan(8))}$$

$$T = \frac{0.792}{9115.94} = 8.66614E - 05$$

$$T = 8.66614E - 05 = 0.0866mm$$

$$FS_g = \frac{t_{instalado}}{t_{requerido}} = \frac{1.50mm}{0.0866mm} = 17.32 \geq 1$$

$$FS_g = 17.32 \geq 1 \dots \text{ok}$$

3.3.4.7.2.3. Estabilidad de la cobertura del relleno

Las geomembranas por lo general deben ser recubiertas, con el recubrimiento se busca protección adicional contra la oxidación, protección contra la degradación ultravioleta, protección contra las altas temperaturas que incrementan la alta degradación, protección contra el punzonamiento y el rasgado por materiales angulares, protección ante posibles daños accidentales o intencionales. Usualmente se suelen cubrir con espesores pequeños de suelo, que generalmente tienen la tendencia a deslizarse sobre los taludes, motivo por el cual este chequeo se basa en las condiciones de equilibrio límite entre el subsuelo, la geomembrana y el suelo de recubrimiento asumiendo que estos tienen un espesor uniforme.

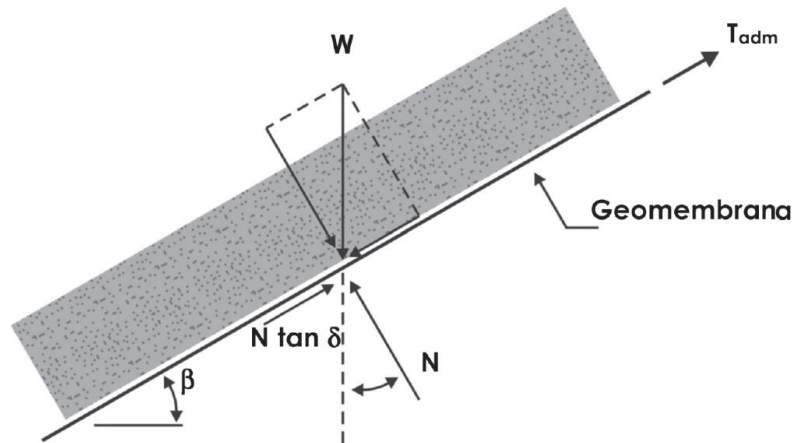


Figura N° 25: Fuerzas actuantes con suelos de cobertura sobre la geomembrana de recubrimiento, con profundidad del suelo constante.

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

Para realizar el cálculo de la estabilidad de la cobertura se chequea un F.S. por equilibrio límite.

$$FS = \frac{\text{Fuerzas Resistentes}}{\text{Fuerzas Actuantes}}$$

$$FS = \frac{N \tan \delta_U L + T_{adm}}{W \sin \beta(L)}$$

$$FS = \frac{(W \cos \beta) \tan \delta_U L + T_{adm}}{W \sin \beta(L)}$$

Donde:

W = Peso del material de relleno

β = Ángulo de inclinación del talud con la horizontal

δ_U = Ángulo de fricción entre la geomembrana y el material superior

L = Longitud de la inclinación

$T_{adm} = \sigma_{adm} * t$, Fuerza de tensión en la geomembrana

Se obtienen diferentes factores de seguridad para diferentes longitudes de inclinación y se escoge la longitud con la cual se obtenga un FS mínimo de 1 para garantizar que no habrá deslizamiento de la capa de suelo.

Calculo

$$W = 18 * 0.5 * 1 = 9.0 \text{ KN/m}$$

$$\beta = 45^\circ$$

$$\delta_U = 30^\circ \text{ (la geomembrana es lisa en conjunto con la arena)}$$

L = Longitud de la inclinación

$$T_{adm} = 15000 * 0.0015$$

$$FS = \frac{(9 * \cos(45)) * \tan(30)L + 15000 * 0.0015}{9 * \sin(45)(L)}$$

$$FS = \frac{3.67L + 22.50}{6.36L}$$

Asumiendo diferentes valores para la longitud de inclinación se obtienen diferentes resultados en el FS.

Tabla N° 42: Distancia de movilización de la deformación de la geomembrana HDPE vs. Espesor

Longitud de inclinación	FS
4	1.46
6	1.17
8	1.02
10	0.93
20	0.75
30	0.69

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

Por lo tanto, la longitud de inclinación máxima deberá ser de 4.0 m con el fin de obtener un factor de seguridad adecuado.

3.3.4.7.2.4. Diseño de la longitud y zanja de anclaje

En la profundidad de la zanja de anclaje se tienen fuerzas laterales actuando sobre la geomembrana, más específicamente una presión activa de tierras tendiendo a desestabilizar el sistema y una presión pasiva de tierra que lo tiende a soportar.

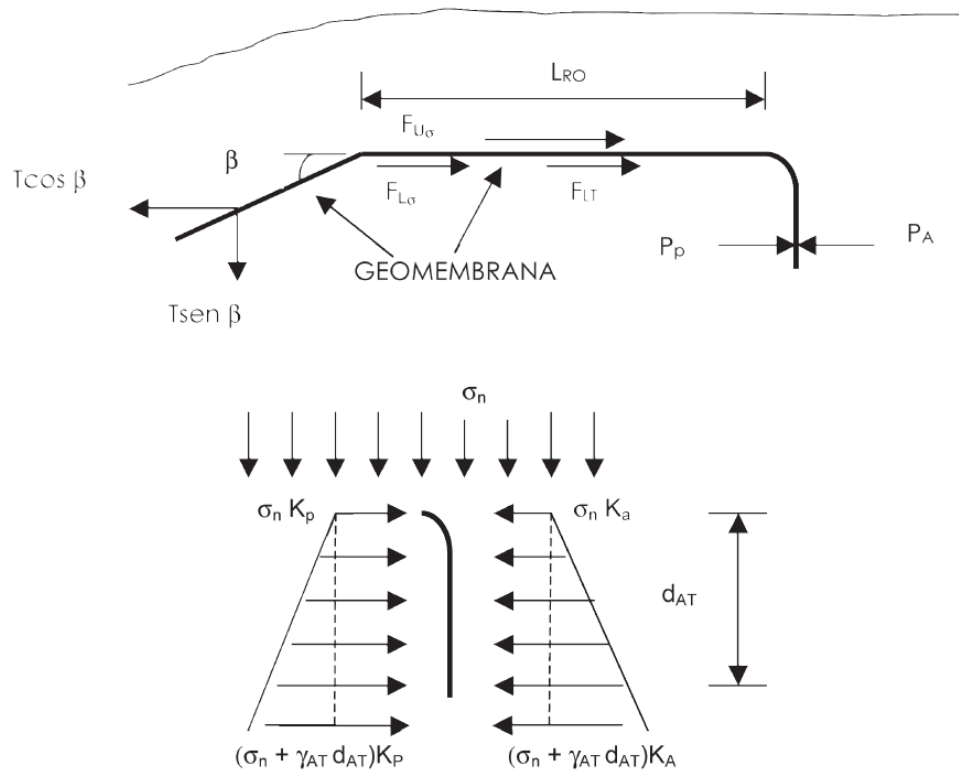


Figura N° 26: Sección transversal de la longitud de desarrollo de una geomembrana con zanja de anclaje y fuerzas actuantes.

Fuente: Manual de Diseño con Geosintéticos

$$\Sigma F_x = 0$$

$$T_{adm} \cos \beta = F_{U\sigma} + F_{L\sigma} + F_{LT} - P_A + P_P$$

$$T_{adm} \cos \beta = \sigma_n \tan \delta_U (L_{RO}) + \sigma_n \tan \delta_L (L_{RO}) + 0.5 (2T_{adm} \sin \beta / L_{RO}) * (L_{RO}) * \tan \delta_L - P_A + P_P$$

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Donde:

L_{RO} = Longitud de desarrollo

P_A = Presión activa de tierras contra el material de relleno de la zanja de anclaje

P_P = Presión pasiva de tierras contra el suelo in-situ de la zanja de anclaje

γ_{AT} = Peso Específico del suelo de la zanja de anclaje

d_{AT} = Profundidad de la zanja de anclaje

σ_n = Esfuerzo normal aplicado por el suelo de cobertura

K_A = Coeficiente de presión de tierra activa = $\tan^2 (45 - \phi/2)$

K_P = Coeficiente de presión de tierra pasiva = $\tan^2 (45 + \phi/2) = 1/K_A$

ϕ = Ángulo de fricción del suelo respectivo

Se tendrían dos incógnitas, motivo por el cual es necesario asumir una de las dos variables y calcular la otra en un proceso iterativo, hasta que se encuentre un dato consistente constructivamente viable tanto para la longitud de desarrollo (L_{RO}) como para la profundidad de la zanja de anclaje (d_{AT}).

Calculo

$$T_{adm} = \frac{\sigma_n L_{RO} (\tan \delta_U + \tan \delta_L) - P_A + P_P}{\cos \beta - \sin \beta \tan \delta_L}$$

$$P_A = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_A d_{AT}$$

$$P_P = (0.5 \gamma_{AT} d_{AT} + \sigma_n) K_P d_{AT}$$

Donde:

$$\gamma_{AT} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_n = (18 \text{ kN/m}^3) (0.30 \text{ m}) = 5.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\phi = \text{Ángulo de fricción de la arena} = 30^\circ$$

$$K_A = \tan^2 (45 - \phi/2) = \tan^2 (45 - 30/2) = 0.333$$

$$K_P = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 (45 + 30/2) = 3$$

$\delta_U = 30^\circ$ porque en este caso la geomembrana es texturizada en conjunto con la arena

$\delta_L = 8^\circ$ por ser un geotextil no tejido punzonado por agujas y una geomembrana texturizada.

$$\beta = 45^\circ$$

$$T_{adm} = \sigma_{adm} t = 15,000 (0.0015) = 22.05 \text{ kN/m}^2$$

$$T_{adm} = \frac{3.88L_{RO} - (0.50 * 18 * d_{AT} + 5.4) * 0.333 * d_{AT} + (0.50 * 18 d_{AT} + 5.4) * 3 * d_{AT}}{\cos(45) - \sin(45) \tan(8)}$$

$$T_{adm} = \frac{3.88L_{RO} - (0.50 * 18 * d_{AT} + 5.4) * 0.333 * d_{AT} + (0.50 * 18 d_{AT} + 5.4) * 3 * d_{AT}}{\cos(45) - \sin(45) \tan(8)}$$

$$T_{adm} = \frac{3.88L_{RO} - 2.97 * d_{AT}^2 - 1.78 * d_{AT} + 27 d_{AT}^2 + 16.2 d_{AT}}{0.607729}$$

$$22.5 = \frac{3.88L_{RO} + 24.03 * d_{AT}^2 + 14.42 d_{AT}}{0.607729}$$

$$0 = 3.88L_{RO} + 24.03 * d_{AT}^2 + 14.42 d_{AT} - 13.6739$$

Entonces nos queda finalmente una ecuación con dos incógnitas, las cuales son:

L_{RO} = Longitud de desarrollo

d_{AT} = Profundidad de la zanja de anclaje

Se asume una de las dos incógnitas y se encuentra la otra. Asumiendo $L_{RO} = 0.3\text{m}$, se reemplaza en la ecuación quedando una cuadrática de la siguiente forma:

$$3.88L_{RO} + 24.03 * d_{AT}^2 + 14.42 d_{AT} - 13.6739 = 0$$

$$24.03 * d_{AT}^2 + 14.42 d_{AT} - 12.5099 = 0$$

Resolviendo para $d_{AT} = 0.48138\text{m}$

Se recomienda que d_{AT} sea $\geq 0.3 \text{ m}$ por razones constructivas.

Por lo tanto, $d_{AT} = 0.50 \text{ m}$

3.3.4.7.2.5. *Chequeo por supervivencia*

Después de haber escogido la geomembrana aplicando la metodología de diseño, se debe considerar adicionalmente procesos de transporte, manejo e instalación, los cuales están fuera del alcance del diseñador. Únicamente mediante especificaciones estrictas y un aseguramiento de la calidad en la construcción, la

geomembrana puede sobrevivir la instalación y cumplir adecuadamente con la función para la cual fue especificada e instalada.

Mientras una geomembrana es transportada, manipulada e instalada, puede ser vulnerable al rasgado, punzonamiento e impacto. Situaciones como, caída de herramientas sobre el material, tránsito de personas sin un calzado adecuado, automóviles o camiones sobre la geomembrana sin material de protección, fuertes vientos, entre otros, son situaciones “comunes” durante el proceso de instalación. Estos eventos pueden ocurrir accidentalmente, por vandalismo o por la falta de cuidado en el trabajo de instalación.

En la siguiente tabla se relacionan algunas propiedades mecánicas de la geomembrana, resistencia a la tensión, susceptibilidad al rasgado, punzonamiento y daño por impacto. El espesor es una propiedad física relacionada con el comportamiento mecánico, donde el incremento presentado puede ser en algunos casos lineal o exponencial. Por esta razón, agencias internacionales requieren un espesor mínimo bajo cualquier circunstancia. Sin embargo, más allá de un simple valor para todas las condiciones, el espesor mínimo y sus propiedades subsecuentes deben estar relacionadas con las condiciones específicas del sitio. La siguiente tabla nos muestra valores a cuatro grados diferentes de supervivencia.

Tabla N° 43: Valores mínimos recomendados para supervivencia de la geomembrana asociada al proceso de instalación

Propiedad física y método de laboratorio	Grado requerido de supervivencia			
	Bajo ¹	Medio ²	Alto ³	Muy alto ⁴
Espesor (051 99), mils (mm)	20 (0.50)	30 (0.75)	40 (1.0)	60 (1.5)
Tensión (06693), Lb/pulg (KN/m)	46(8.0)	69 (12)	91 (16)	137(24)
Rasgado (01 004), Lb (N)	15(67)	22.7 (101)	30.3 (135)	45.6 (203)
Punzonamiento (04833), Lb (N)	36 (160)	60 (268)	80 (357)	120 (536)
Impacto (03998 mod), J	10	12	15	20

Fuente: Designing With Geosynthetics 5ta. Edición. Robert Koerner. – Adaptada a materiales disponibles en el mercado.

¹Bajo: se refiere a una cuidadosa instalación a mano sobre un terreno bien gradado y uniforme con cargas leves de naturaleza estática. Típicos usados como barreras de vapor bajo trozos de piso.

²Medio: se refiere a una instalación manual o con maquinaria sobre un terreno gradado con maquinaria de una pobre textura con cargas medianas. generalmente usados para canales.

³Alto: se refiere a una instalación manual o con maquinaria sobre un terreno gradado con maquinaria de una pobre textura con cargas altas. Generalmente usados para suelos de relleno y coberturas.

⁴Muy Alto: se refiere a una instalación manual o con maquinaria sobre un terreno gradado con maquinaria de una textura muy pobre con cargas altas. Típicamente usados para reservorios y rellenos sanitarios.

Chequeo

se observa que para el caso de manejo de aguas residuales se requiere tener en cuenta la condición más crítica, la cual exige como mínimo una geomembrana de 1.5 mm, motivo por el cual nuestra geomembrana HDPE (1.5 mm) cumple con todos los parámetros requeridos (espesor, resistencia a la tensión, rasgado, punzonamiento e impacto).

3.3.4.8. Presupuesto, costo de operación de mantenimiento de un tratamiento convencional

3.3.4.8.1. Presupuesto de una planta de tratamiento convencional

Para mejor comprensión de presenta la siguiente tabla de presupuesto

Tabla N° 44: presupuesto de una planta de tratamiento convencional

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
1	PLANTA DE TRATAMIENTO				
1.01	LAGUNA DE ALMACENAMIENTO DE 3100 M3				
1.01.01	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	4,665.21	0.467	2,178.653
1.01.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	4,665.21	1.779	8,299.409
1.01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
1.01.02.01	TRANSPORTE DE MATERIAL DE PRESTAMO	m3	24,764.80	6.532	161,763.674
1.01.02.02	CONFORMACION DE TALUD DIQUES Y FONDO DE TERRENO C/MATERIAL DE PRESTAMO	m3	24,764.80	39.935	988,982.288
1.01.02.03	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	m2	5,166.00	1.950	10,073.700
1.01.02.04	BASE COMPACTADA CON AFIRMADO E=5CM P/FONDO Y TALUD DE LAGUNA	m2	5,166.00	9.582	49,500.612
1.01.02.05	SUMINISTRO E INSTALACIÓN DE GEOTEXTIL DE 500 gr/m2 (FONDO Y TALUDES DE LAGUNAS)	m2	5,166.00	6.218	32,122.188
1.01.02.06	IMPERMEABILIZANTE CON GEOMEMBRANA HDPE e=2 mm (40 mill) COLOR NEGRO	m2	5,166.00	20.783	107,364.978
1.01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
1.01.03.01	DADO: CONCRETO F'C=140KG/CM2	m3	0.51	269.824	137.610
1.01.03.02	DADO: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	5.12	30.629	156.820
1.01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
1.01.04.01	LOSA DE CIMENTACIÓN				
1.01.04.01.01	LOSA DE CIMENTACIÓN: CONCRETO F'C=210 Kg/cm2	m3	0.49	413.829	202.776

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
1.01.04.01.02	LOSA DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1.08	41.168	44.461
1.01.04.01.03	LOSA DE CIMENTACIÓN: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	24.51	4.844	118.726
1.01.04.02	MUROS				
1.01.04.02.01	MUROS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	1.65	463.701	765.107
1.01.04.02.02	MUROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	12.92	45.082	582.459
1.01.04.02.03	MUROS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	24.51	4.844	118.726
1.01.04.03	LOSAS MACIZAS				
1.01.04.03.01	LOSAS MACIZAS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	0.21	413.940	86.927
1.01.04.03.02	LOSAS MACIZAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2.05	61.775	126.639
1.01.04.03.03	LOSAS MACIZAS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	21.73	4.844	105.260
1.01.05	TARRAJEOS				
1.01.05.01	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	m2	0.64	21.945	14.045
1.01.06	CARPINTERIA METALICA				
1.01.06.01	TAPA METÁLICA DE PLANCHA ESTRIADA 0.60x0.60, e=1/8" (INC. ACC)	und	2.00	45.838	91.676
1.01.06.02	ESCALERA DE GATO SEGUN PLANO DE DETALLES	m	1.50	33.890	50.835
1.01.06.03	CANDADO FORTE 45mm	und	2.00	10.666	21.332
1.01.07	PINTURA				
1.01.07.01	PINTURA EN EXTERIORES LATEX DOS MANOS	m2	0.64	18.603	11.906
1.01.08	SUMINISTRO E INSTALACIONES				
1.01.08.01	TUBERIA P.V.C. U.F. NPT ISO 4422 C-10 D.N. 110mm incl. anillo.	m	32.00	17.287	553.184
1.01.08.02	UNION UNIVERSAL TIPO ADAPTADOR BRIDA-CAMPANA UF PVC DN=110mm	und	2.00	135.565	271.130
1.01.08.03	CODO 45° BRIDADO F°.D° DN=110mm	und	2.00	205.565	411.130
1.01.08.04	CODO 90° BRIDADO F°.D° DN=110mm	und	2.00	210.565	421.130
1.01.08.05	CANASTILLA DE ACERO INOXIDABLE BRIDADO D.N.=110mm	und	1.00	1,333.340	1,333.340
1.01.09	VARIOS				
1.01.09.01	ENSAYO DENSIDAD DE CAMPO	und	413.00	36.477	15,065.001
1.01.09.02	ENSAYO PRÓCTOR (COMPACTACIÓN DEL SUELO)	und	413.00	59.738	24,671.794
1.01.09.03	FLETE RURAL	kg	1,388.80	0.005	6.944
1.02	PREFILTRO				
1.02.01	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	77.97	0.467	36.412
1.02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	77.97	1.779	138.709
1.02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
1.02.02.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NORMAL	m3	34.52	41.699	1,439.449
1.02.02.02	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	m2	92.04	2.502	230.284
1.02.02.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	9.98	24.776	247.264
1.02.02.04	ACARREO Y ELEMNACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA Prom. =100 m	m3	24.54	20.849	511.634
1.02.03	FILTROS				
1.02.03.01	TIPO I: GRAVA DE Ø 3-4CM	m3	3.83	107.241	410.733
1.02.03.02	TIPO II: GRAVA DE Ø 1.5-3CM	m3	7.06	87.241	615.921
1.02.03.03	TIPO III: GRAVA DE Ø 0.10-0.20CM	m3	8.00	147.241	1,177.928
1.02.04	OBRA DE CONCRETO ARMADO				
1.02.04.01	LOSA DE CIMENTACIÓN				
1.02.04.01.01	LOSA DE CIMENTACIÓN: CONCRETO F'C=210 Kg/cm2	m3	12.01	413.829	4,970.086
1.02.04.01.02	LOSA DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	13.34	41.168	549.181
1.02.04.01.03	LOSA DE CIMENTACIÓN: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	549.18	4.844	2,660.228
1.02.04.02	MUROS				
1.02.04.02.01	MUROS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	21.05	463.701	9,760.906
1.02.04.02.02	MUROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	218.10	45.082	9,832.384
1.02.04.02.03	MUROS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	1,199.05	4.844	5,808.198
1.02.05	TARRAJEOS				
1.02.05.01	TARRAJEO INTERIOR CON IMPERMEABILIZANTE 1:5 E=1.5 cm	m2	197.10	23.383	4,608.789
1.02.05.02	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	m2	27.46	21.945	602.610
1.02.06	CARPINTERIA METALICA				
1.02.06.01	TAPA METÁLICA DE PLANCHA ESTRIADA 0.60x0.60, e=1/8" (INC. ACC)	und	1.00	45.838	45.838
1.02.06.02	COMPUERTA METALICA 0.20mX 0.40m SEGÚN PLANO DE DETALLES	und	3.00	141.701	425.103
1.02.06.03	CANDADO FORTE 45mm	und	1.00	10.666	10.666
1.02.07	PINTURA				
1.02.07.01	PINTURA EN EXTERIORES LATEX DOS MANOS	m2	27.46	18.603	510.838
1.02.08	SUMINISTRO E INSTALACIONES				
1.02.08.01	TUBERIA P.V.C. U.F. NPT ISO 4422 C-10 D.N. 110mm incl. anillo.	m	2.00	17.287	34.574
1.02.08.02	VALVULA TIPO COMPUERTA BRIDADO H°.D° D=110mm	und	1.00	365.565	365.565
1.02.08.03	VÁLVULA REGULADORA DE CAUDAL TIPO AGUJA DE F°F° DN=110MM	und	1.00	7,579.165	7,579.165
1.02.08.04	MAGRO MEDIDOR DE CAUDAL B.B. DN=100mm CON BRIDAS	und	1.00	3,906.165	3,906.165
1.02.08.05	JUNTA DESMONTAJE H°.D° P/TUBERIA DN=110mm	und	1.00	35.565	35.565
1.02.08.06	UNION UNIVERSAL TIPO ADAPTADOR BRIDA-CAMPANA UF PVC DN=110mm	und	2.00	135.565	271.130
1.02.09	VARIOS				
1.02.09.01	PRUEBA DE ROTURA DE PROBETA	und	6.00	21.477	128.862
1.02.09.02	FLETE RURAL	kg	81,087.47	0.005	405.437
1.03	HIPOCLORADOR 01				
1.03.01	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	1.60	0.467	0.747
1.03.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	1.60	1.779	2.846
1.03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
1.03.02.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NORMAL	m3	0.62	41.699	25.853

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
1.03.02.02	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	m2	1.60	2.502	4.003
1.03.02.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	0.32	24.776	7.928
1.03.02.04	ACARREO Y ELEMENACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA Prom. =100 m	m3	0.30	20.849	6.255
1.03.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
1.03.03.01	LOSA DE CIMENTACIÓN				
1.03.03.01.01	LOSA DE CIMENTACIÓN: CONCRETO F'C=210 Kg/cm2	m3	0.24	413.829	99.319
1.03.03.01.02	LOSA DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	0.78	41.168	32.111
1.03.03.01.03	LOSA DE CIMENTACIÓN: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	8.06	4.844	39.043
1.03.03.02	MUROS				
1.03.03.02.01	MUROS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	0.76	463.701	352.413
1.03.03.02.02	MUROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	15.20	45.082	685.246
1.03.03.02.03	MUROS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	2.25	4.844	10.899
1.03.03.03	LOSAS MACIZAS				
1.03.03.03.01	LOSAS MACIZAS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	0.14	413.940	57.952
1.03.03.03.02	LOSAS MACIZAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2.25	61.775	138.994
1.03.03.03.03	LOSAS MACIZAS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	15.71	4.844	76.099
1.03.04	TARRAJEOS				
1.03.04.01	TARRAJEO EN INTERIORES (MORTERO 1:5), E=1.5CM	m2	6.95	19.902	138.319
1.03.04.02	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	m2	7.98	21.945	175.121
1.03.05	CARPINTERIA METALICA				
1.03.05.01	PUERTA METALICA (planchas acanaladas)	m2	1.46	113.001	164.981
1.03.05.02	CANDADO FORTE 45mm	und	1.00	10.666	10.666
1.03.06	SUMINISTRO E INSTALACIONES HIDRAULICAS				
1.03.06.01	TUBERIA PVC SAP C-10 (m) Ø 3/4"	m	100.00	10.021	1,002.100
1.03.06.02	UNION UNIVERSAL PVC Ø 3/4"	und	5.00	9.290	46.450
1.03.06.03	CODO 90° PVC SAP Ø 3/4" ROSCADO	und	12.00	6.383	76.596
1.03.06.04	NIPLE PVC Ø 3/4" ROSCADO	und	12.00	6.468	77.616
1.03.06.05	VALVULA TIPO GLOBO PVC Ø 3/4"	und	2.00	20.563	41.126
1.03.06.06	UNION SIMPLE DE PVC Ø 3/4" ROSCADO	und	1.00	7.939	7.939
1.03.06.07	GRIFO DE BRONCE Ø 1/2"	und	1.00	15.923	15.923
1.03.06.08	ADAPTADOR PVC SAP Ø 3/4" ROSCADO	und	1.00	17.546	17.546
1.03.06.09	ADAPTADOR PVC SAP Ø 1/2" ROSCADO	und	1.00	5.669	5.669
1.03.06.10	TEE PVC SAP Ø 1 1/2" A 3/4" ROSCADO	und	1.00	9.169	9.169
1.03.06.11	VALVULA FLOTADORA PVC Ø 3/4"	und	2.00	20.563	41.126
1.03.06.12	BOYA Ø 4"	und	2.00	18.846	37.692
1.03.06.13	TANQUE (Rotoplas 250Lts)	und	1.00	265.846	265.846
1.03.06.14	VALVE DE 20Lts TRANSPARENTE	und	1.00	20.283	20.283
1.03.06.15	CONO DE REBOSE PVC Ø 3/4" - 4"	und	1.00	11.283	11.283
1.03.07	VARIOS				
1.03.07.01	FLETE RURAL	kg	2,234.39	0.005	11.172
1.04	FILTRO LENTO				
1.04.01	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.04.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	87.88	0.467	41.040
1.04.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	87.88	1.779	156.339
1.04.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
1.04.02.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NORMAL	m3	57.46	41.699	2,396.025
1.04.02.02	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	m2	57.46	2.502	143.765
1.04.02.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	2.62	24.776	64.913
1.04.02.04	ACARREO Y ELEMENACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA Prom. =100 m	m3	54.84	20.849	1,143.359
1.04.03	FILTROS				
1.04.03.01	TIPO I: GRAVA DE Ø 3-4CM	m3	1.65	107.241	176.948
1.04.03.02	TIPO II: GRAVA DE Ø 1.5-3CM	m3	0.75	87.241	65.431
1.04.03.03	TIPO III: GRAVA DE Ø 0.10-0.20CM	m3	2.35	147.241	346.016
1.04.03.04	AGREGADO CRUESO TM 1"	m3	14.12	182.241	2,573.243
1.04.04	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE				
1.04.04.01	SOLADO				
1.04.04.01.01	SOLADO: CONCRETO f'c=140 kg/cm2 DE e=0.10cm	m2	56.39	25.576	1,442.231
1.04.04.01.02	SOLADO: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	3.67	30.944	113.564
1.04.04.02	BLOQUES DE CONCRETO				
1.04.04.02.01	BLOQUES: CONCRETO F'C=210 Kg/cm2	m3	2.87	491.300	1,410.031
1.04.05	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
1.04.05.01	LOSA DE CIMENTACIÓN				
1.04.05.01.01	LOSA DE CIMENTACIÓN: CONCRETO F'C=210 Kg/cm2	m3	13.29	413.829	5,499.787
1.04.05.01.02	LOSA DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	8.55	41.168	351.986
1.04.05.01.03	LOSA DE CIMENTACIÓN: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	692.84	4.844	3,356.117
1.04.05.02	MUROS				
1.04.05.02.01	MUROS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	25.44	463.701	11,796.553
1.04.05.02.02	MUROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	105.06	45.082	4,736.315
1.04.05.02.03	MUROS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	1,159.13	4.844	5,614.826
1.04.05.03	LOSAS MACIZAS				
1.04.05.03.01	LOSAS MACIZAS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	0.33	413.940	136.600
1.04.05.03.02	LOSAS MACIZAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2.19	61.775	135.287
1.04.05.03.03	LOSAS MACIZAS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	42.21	4.844	204.465
1.04.06	TARRAJEOS				
1.04.06.01	TARRAJEO INTERIOR CON IMPERMEABILIZANTE 1:5 E=1.5 cm	m2	220.44	23.383	5,154.549

Ítem	Descripción	Und.	Metrado	Precio (S/.)	Parcial (S/.)
1.04.06.02	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	m2	62.28	21.945	1.366.735
1.04.07	CARPINTERIA METALICA				
1.04.07.01	TAPA METÁLICA DE PLANCHA ESTRIADA 0.60x0.60, e=1/8" (INC. ACC)	und	1.00	45.838	45.838
1.04.07.02	COMPUERTA METALICA 0.20mX 0.40m SEGÚN PLANO DE DETALLES	und	3.00	141.701	425.103
1.04.07.03	COMPUERTA PVC 0.35mX 0.35m SEGÚN PLANO DE DETALLES	und	3.00	45.565	136.695
1.04.07.04	CANDADO FORTE 45mm	und	1.00	10.666	10.666
1.04.08	PINTURA				
1.04.08.01	PINTURA EN EXTERIORES LATEX DOS MANOS	m2	62.28	18.603	1.158.595
1.04.09	VARIOS				
1.04.09.01	PRUEBA DE ROTURA DE PROBETA	und	6.00	21.477	128.862
1.04.09.02	FLETE RURAL	kg	122,041.29	0.005	610.206
1.05	HIPOCLORADOR 02				
1.05.01	TRABAJOS PRELIMINARES				
1.05.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	1.60	0.467	0.747
1.05.01.02	TRAZO Y REPLANTEO	m2	1.60	1.779	2.846
1.05.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				
1.05.02.01	EXCAVACION MANUAL EN TERRENO NORMAL	m3	0.36	41.699	15.012
1.05.02.02	REFINE, NIVELACION Y COMPACTACION	m2	1.60	2.502	4.003
1.05.02.03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	0.16	24.776	3.964
1.05.02.04	ACARREO Y ELEMENACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA Prom. =100 m	m3	0.20	20.849	4.170
1.05.03	OBRAS DE CONCRETO ARMADO				
1.05.03.01	LOSA DE CIMENTACIÓN				
1.05.03.01.01	LOSA DE CIMENTACIÓN: CONCRETO F'C=210 Kg/cm2	m3	0.24	413.829	99.319
1.05.03.01.02	LOSA DE CIMENTACIÓN: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	0.78	41.168	32.111
1.05.03.01.03	LOSA DE CIMENTACIÓN: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	8.06	4.844	39.043
1.05.03.02	MUROS				
1.05.03.02.01	MUROS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	0.76	463.701	352.413
1.05.03.02.02	MUROS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	15.20	45.082	685.246
1.05.03.02.03	MUROS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	42.21	4.844	204.465
1.05.03.03	LOSAS MACIZAS				
1.05.03.03.01	LOSAS MACIZAS: CONCRETO F'C=210 KG/CM2	m3	0.14	413.940	57.952
1.05.03.03.02	LOSAS MACIZAS: ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2.25	61.775	138.994
1.05.03.03.03	LOSAS MACIZAS: ACERO FY= 4200 KG/CM2	kg	15.71	4.844	76.099
1.05.04	TARRAJEOS				
1.05.04.01	TARRAJEO EN INTERIORES (MORTERO 1:5), E=1.5CM	m2	6.95	19.902	138.319
1.05.04.02	TARRAJEO EN EXTERIORES (MORTERO 1:5)	m2	7.98	21.945	175.121
1.05.05	CARPINTERIA METALICA				
1.05.05.01	PUERTA METALICA (planchas acanaladas)	m2	1.46	113.001	164.981
1.05.05.02	CANDADO FORTE 45mm	und	1.00	10.666	10.666
1.05.06	SUMINISTRO E INSTALACIONES HIDRAULICAS				
1.05.06.01	TUBERIA PVC SAP C-10 (m) Ø 3/4"	m	100.00	10.021	1,002.100
1.05.06.02	UNION UNIVERSAL PVC Ø 3/4"	und	5.00	9.290	46.450
1.05.06.03	CODO 90° PVC SAP Ø 3/4" ROSCADO	und	12.00	6.383	76.596
1.05.06.04	NIPLE PVC Ø 3/4" ROSCADO	und	12.00	6.468	77.616
1.05.06.05	VALVULA TIPO GLOBO PVC Ø 3/4"	und	2.00	20.563	41.126
1.05.06.06	UNION SIMPLE DE PVC Ø 3/4" ROSCADO	und	1.00	7.939	7.939
1.05.06.07	GRIFO DE BRONCE Ø 1/2"	und	1.00	15.923	15.923
1.05.06.08	ADAPTADOR PVC SAP Ø 3/4" ROSCADO	und	1.00	17.546	17.546
1.05.06.09	ADAPTADOR PVC SAP Ø 1/2" ROSCADO	und	1.00	5.669	5.669
1.05.06.10	TEE PVC SAP Ø 1 1/2" A 3/4" ROSCADO	und	1.00	9.169	9.169
1.05.06.11	VALVULA FLOTADORA PVC Ø 3/4"	und	2.00	20.563	41.126
1.05.06.12	BOYA Ø 4"	und	2.00	18.846	37.692
1.05.06.13	TANQUE (Rotoplas 250Lts)	und	1.00	265.846	265.846
1.05.06.14	VALVE DE 20Lts TRANSPARENTE	und	1.00	20.283	20.283
1.05.06.15	CONO DE REBOSE PVC Ø 3/4" - 4"	und	1.00	11.283	11.283
1.05.07	VARIOS				
1.05.07.01	FLETE RURAL	kg	2,234.39	0.005	11.172
PRESUPUESTO					S/ 1,521,525.51
GASTOS GENERALES				6%	S/ 91,291.53
UTILIDAD				5%	S/ 76,076.28
SUB PRESUPUESTO					S/ 1,688,893.32
IGV				18%	S/ 304,000.80
PRESUPUESTO DE OBRA					S/ 1,992,894.12

Fuente: elaboración propia

El resumen de presupuesto presenta es de S/1,992,894.12 son un millón novecientos noventa y dos mil ochocientos noventa y cuatro con 12/100 nuevos soles.

LAGUNA DE ALMACENAMIENTO. – Conformación de talud diques y fondo de terreno c/material de préstamo (material roca + material lígante). impermeabilizante

con geomembrana hdpe e=2 mm (40 mils)

HIPOCLORADOR 01, 02, PREFILTRO Y FILTRO LENTO. – construidos de e concreto armando con accesorio de PVC, para las conexiones.

3.3.4.8.2. Costo de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento convencional

Los costos de operación y mantenimiento son los que están referidos a mano de obra, combustible, materiales de oficina, costos de mantenimiento de maquinaria, equipo y herramientas (escobas, guantes, carretillas, etc.); los mismos que se pueden apreciar en el siguiente cuadro.

Tabla N° 45: Costo de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento convencional

Descripción de Gasto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Precio
Mantenimiento rutinario				S/ 15,020.00
Mano de Obra				S/ 12,000.00
Operario	Costo/mes	12	1000	S/ 12,000.00
Servicios				S/ 1,020.00
Agua	Costo/mes	12	20	S/ 240.00
Luz	Costo/mes	12	15	S/ 180.00
Combustible	Global	12	50	S/ 600.00
Insumos y Herramientas				S/ 2,000.00
Herramientas	Anual	1	200	S/ 200.00
Insumos	Costo/mes	12	150	S/ 1,800.00
Mantenimiento periódico				S/ 10,100.00
Mantenimiento de Infraestructura	Anual	1	4800	S/ 4,800.00
Mantenimiento de insumos	Anual	1	3800	S/ 3,800.00
Mantenimiento de Equipos	Anual	1	1500	S/ 1,500.00
Total			S/	25,120.00

Fuente: elaboración propia

El costo de operación y mantenimiento es de s/.25,120.00, son veinte cinco mil ciento veinte mil con 00/100. La cantidad de usuarios de es de 535 usuarios la cota mensual es de S/. 3.91 soles

3.3.5. Alternativa a base de plantas compactas modulares

3.3.5.1. Cotización de una planta compacta modular

La empresa ECOPLAN PERU LTDA del ING. MARCELO MASCHERONI, fue contactada para cotizar la planta, La Planta Potabilizadora Compacta Transportable

Marca ECOPLAN® tratara agua de origen superficial con alta turbiedad y sin presencia de metales, considerando los parámetros de análisis de agua cruda que nos fueron suministrados por ustedes para cumplir con la Ley general de Agua D.S. 261-69-AP y las normas vigentes, así como los estándares nacionales establecidos en el D.S. N° 002-2008-MINAM. Para mejor detalle se presenta la cotización.

Cotización de Planta Potabilizadora Compacta Modular

Arequipa, 12 de julio de 2017

Lugar de Instalación: PUNO

Cotización; 19 – PERU - 2017

Atención;

1. Prefacio

La presente cotización es para el Suministro de una Planta Potabilizadora Modular Compacta con una capacidad de tratamiento mínima de 7,5 l/seg. Se detallan los precios por lo siguiente:

- a) Suministro en nuestras instalaciones en Arequipa, Transportes internos, grúas de carga y descarga son por cuenta del cliente.
- b) Instalación
- c) Capacitación en lugar de operación, puesta en funcionamiento y supervisión técnica durante 30 días.

La Planta Potabilizadora tratara agua de origen superficial con alta turbiedad y sin presencia de metales, considerando los parámetros de análisis de agua cruda que nos fueron suministrados por ustedes para cumplir con la Ley general de Agua D.S. 261-69-AP y las normas vigentes, así como los estándares nacionales establecidos en el D.S. N° 002-2008-MINAM.

La planta cumplirá con la aprobación de la ANA y DIGESA.

Los trámites de licencias de operación no están incluidos en la presente cotización. La capacidad de diseño de tratamiento en 8 horas es de 216 m3.

Ecoplan ofrece la instalación “llave en mano” de una Planta Potabilizadora de 7,5 lt/seg incluyendo;

- Abastecimiento de Equipos y Materiales (detalle en Punto 8).
- Tablero Eléctrico (detalle en Punto 10)
- Manuales y Detalles de Ingeniería (detalle Punto 11)

2. Descripción general de las Plantas Ecoplan.

2.1. La Planta Potabilizadora Compacta Transportable Marca ECOPLAN® para Aguas Superficiales es una planta potabilizadora transportable, cuyo objetivo es realizar el tratamiento de potabilización de desde 7,5 l/s de agua de origen superficial natural con variaciones de turbiedad entre 1 y 2000 NTU y variaciones de color entre 0 y 400 UPt-Co, para obtener agua tratada, en forma estable, con valores de turbiedad menores a 1 NTU y valores de color menores a 5 UPt- Co. Los caudales de ingreso y salida están calculados para producir 7,5 l/s. La planta funciona con caudales estables.

2.2. El ingreso de agua cruda, su captación y tanque de equalización no está incluido en la presente propuesta. No incluye bombas de aducción o captación de agua cruda, mangueras, válvulas o elementos de medición de agua cruda. El agua cruda deberá ser entregada a boca de planta +/- 5 metros. Estos elementos podrán ser proporcionados por el proveedor, pero serán considerados como adicionales. No se incluyen debido a que se desconoce el lugar final de instalación y la fuente de agua cruda a tratar.

2.3. El tratamiento empleado en la Planta Potabilizadora de Agua ECOPLAN®, permite obtener agua potable de excelente calidad, de acuerdo a lo establecido en las Guías de Calidad de Agua Potable de la OMS (Organización Mundial de la Salud) y por las normativas particulares derivadas de éstas, aplicadas en PERU por los organismos competentes.

2.4. Su principal función es el proceso completo de potabilización por métodos convencionales, desde una fuente de agua bruta hasta la salida del agua potabilizada hacia canales de distribución existentes o a crearse o tanques apoyados o elevados de almacenamiento de agua tratada. La cotización no incluye estos elementos por no conocerse el lugar final de instalación. Pueden ser proporcionados por el proveedor, pero serán considerados como adicionales.

2.5. La Plantas Potabilizadoras de Agua ECOPLAN® están totalmente contenidas en el interior de cubas de acero al carbón similares a contenedores, para facilitar su traslado por medios convencionales de transporte, pudiendo ser adaptadas sus dimensiones de acuerdo a necesidades específicas.

2.6. Interiormente, se ubican tabiques divisorios que separan las diferentes etapas del proceso de potabilización, sirven de refuerzo estructural interno y de soporte a las canaletas y otros

elementos necesarios en el proceso de potabilización.

2.7. En todo el perímetro exterior se agregan perfiles estructurales de refuerzo soldados a la cuba principal (Floculador / Sedimentador / Filtración).

2.8. El material de construcción de las unidades y de los tabiques de separación internos de la misma son de acero al carbón, llevan un tratamiento de pintura consistente en un granallado, fondo zincante epoxi y pintura epoxi de terminación. La pintura que se utiliza es marca Hempel, origen Dinamarca o similar y equivalente, de primera calidad.

2.9. La Planta Potabilizadora se fabrica en Arequipa – Perú.

2.10. Todos los elementos accesorios, son desmontables para facilitar el traslado. Todas las piezas externas de hierro llevan un tratamiento de pintura consistente en un arenado previo, fondo zincante epoxi y esmalte de terminación.

3. Descripción de la Planta Potabilizadora ofertada.

3.1. Planos Generales

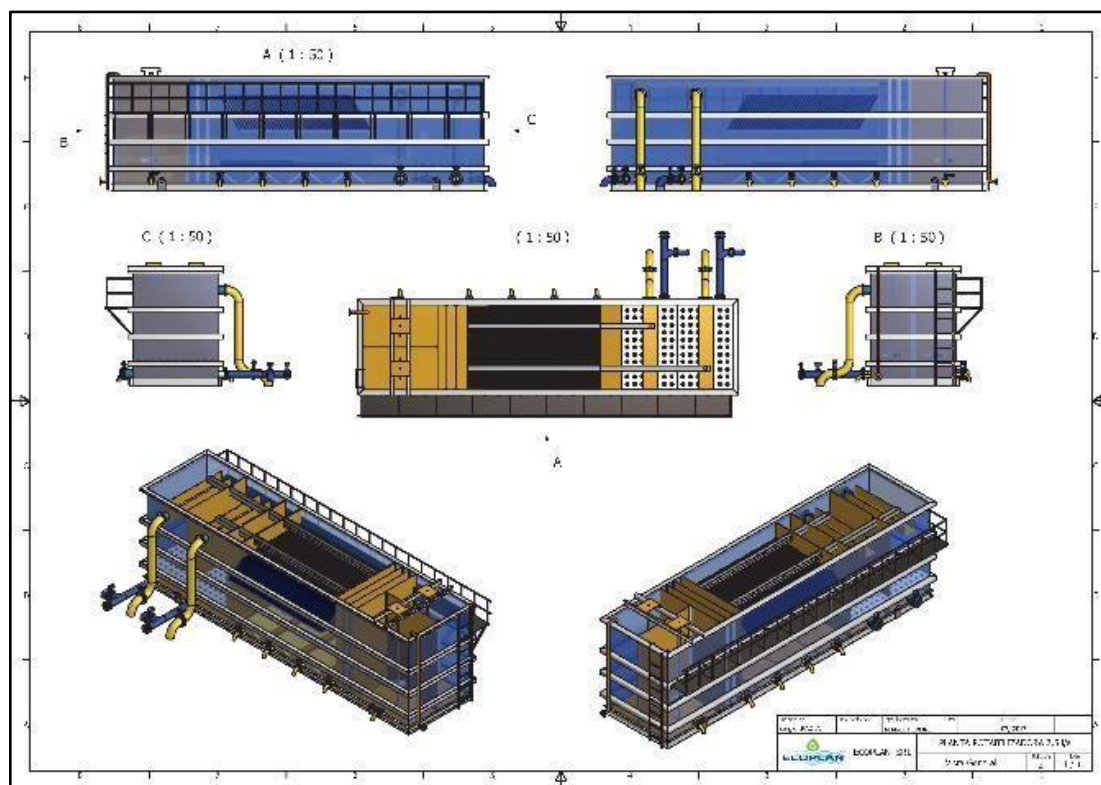


Figura N° 27: Planos generales de la planta compacta cotizada

Fuente: Cotización de Planta Potabilizadora Compacta Modular

3.2. La Planta Potabilizadora Compacta ofertada está contenida en una cuba metálica de 6,80 m de longitud de medidas externas, incluye una Unidad Coagulación- Floculación, una Unidad

de Sedimentación de Alta Tasa y dos Unidades de Filtración rápida por gravedad.

El mismo tratamiento se puede realizar con 2 unidades exteriores de filtración circulares.

3.3. Dimensiones de Unidades principales

Tabla N° 46: Dimensiones de Unidades principales de la cotización

Unidad de tratamiento	Cantidad de Unidades	Dimensiones (en m)			
		Largo	Ancho	Alto (útil)	Alto (total)
Separador (opcional) Hidrodinámico	1	-	-	-	-
Floculador	1	1,60	2,40	2.8	3,05
Sedimentador	1	3,20	2,40	2.8	3,05
Unidad de Filtrado	2	1,00	2,40	2.8	3.05
Opción con Filtros Exteriores	2	Ø1,70	-	2,60	2,80

Fuente: Cotización de Planta Potabilizadora Compacta Modular

4. Pesos de la Unidades

- Un solo Módulo de 6,80 m de largo x 2,40 ancho. - 7.000 kg.
- Un Módulo 5,80 m de largo x 2,40 ancho y 2 Filtros exteriores circulares – 7,500 kg

5. Sistema de Tratamiento ofertado;

5.1. Mezcla rápida, realizada en la tubería de entrada de agua bruta en zona de altos gradientes de velocidad, mediante una placa orificio.

5.2. Floculación-Coagulación, realizada en la primera Unidad, por medio de agitador mecánico de acero inoxidable con paletas en la parte inferior. El tiempo de retención en las unidades es de 20 minutos.

5.3. Sedimentación, se realiza en la Unidad (S1), en sedimentador de superficie ampliada y flujo ascendente con módulos lamelares de P.P. de forma hexagonal que forman zonas de flujo laminar ideales para que se produzca la decantación de partículas. Estos Módulos Lamelares tienen una inclinación de 60°. En este proceso, el agua elimina cerca del 70% de sus impurezas biológicas e inorgánicas. La Tasa de Sedimentación utilizada para el diseño = 4m³/m²/hora.

5.4. Filtración, el agua sedimentada se descarga en dos filtros rápido de arena y antracita de flujo descendente con lavado a contracorriente.

Para su diseño se aplicó una Tasa de filtración de 6 m³/m²/hora.

La entrada a cada filtro se realiza desde una Canaleta de distribución múltiple

El manto de arena, grava y gravillín será de 60 cm de alto, además tendrá un manto de carbón de antracita de 20 cm. de alto. El tamaño efectivo será 0,50 a 0,55 mm y el coeficiente de uniformidad menor a 1,9. El manto de arena estará apoyado por un manto de 10 cm. de gravillín con un diámetro entre 3 y 10 mm y antracita para eliminación de olores y otros contaminantes.

El fondo del filtro es un falso fondo de 40 cm de altura, se colocan como mínimo 20 difusores/m² de filtro, el caudal de cada difusor es de hasta 3,6 m³/hora. Los difusores que se colocarán serán aptos para filtros de agua y lavado exclusivamente con agua.

La descarga de agua filtrada se realiza previo pasaje por válvulas de 100 mm hacia los tanques de almacenamiento.

5.5. Desinfección (no incluida), como forma de asegurar la anulación de gérmenes infecciosos, bacterias y protozoos, se realiza el tratamiento del agua clarificada con Sistema de lámparas UV. Además, se agrega una muy pequeña dosis de desinfectantes como el cloro, por una acción residual en el agua tratada durante su distribución que previene de nuevas contaminaciones.

6. Esquema del proceso.

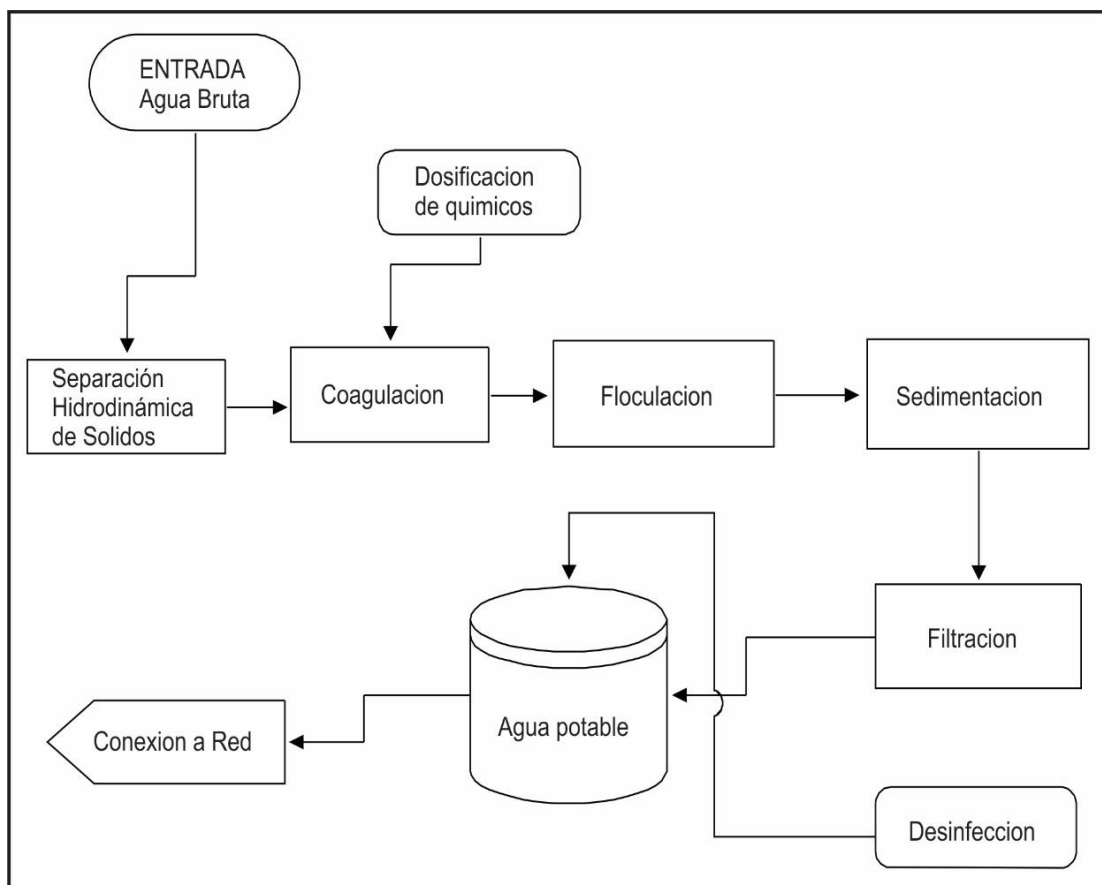


Figura N° 28: Esquema del proceso de la planta compacta cotizada

Fuente: Cotización de Planta Potabilizadora Compacta Modular

(NOTA) La etapa de separación hidromecánica de sólidos, en caso necesario por alto contenido, sería a través de un Vortex. Se considerará como adicional y opcional y está incluida en la presente cotización como tal.

7. Datos Técnicos

7.1. Capacidad de diseño:

7.1.1. Caudal diario a tratar: $Q = 7,5 \text{ l/s}$

7.1.2. Pico caudal diario: $27 \text{ m}^3/\text{h}$

7.2. Características de afluente

Turbiedad; de 1 a 1500 NTU

Color; de 0 a 200 Upt-Co2

Tipo de agua Superficial natural

7.3. Características locales y Servicios disponibles

Lugar de Instalación - PERU

Condiciones atmosféricas;

- A 3.900 mts. Sobre el nivel del mar
- Menores Temperaturas (invierno) - 0° a 30°C
- Temperaturas extremas bajo 0° deberán ser analizadas evaluadas
- Mayores Temperaturas (verano) - 40°C
- Tensión adm. terreno ($\sigma \text{ adm.}$) - $* \geq 1 \text{ Kg./cm}^2$
- Energía Eléctrica
- Para motores - $* 220/380 \text{ V}$ (trifásica)
- Para iluminación - $* 220 \text{ V}$ (monofásica)
- Iluminación no incluida, Datos a ser confirmados a Ecoplan al inicio del diseño.

8. Lista de suministro Equipos

8.1. Una Unidad de Agitación/Floculación

8.2. Una Unidad de Sedimentación.

8.3. Dos Unidades de Filtración multimedios. (Interiores o circulares exteriores a la cuba)

8.4. Sistemas de dosificación de químicos

- 8.4.1. 2 Bombas dosificadoras
- 8.4.2. Tanques de PP de sulfato y polímero
- 8.5. Válvulas de descarga de lodos (tuberías y lechos de descarga no incluidos).
- 8.6. Bomba de retro lavado de filtros, (no incluye ninguna tubería de conexión entre el Depósito de Agua filtrada) para un Caudal $Q=85 \text{ m}^3/\text{h}$
- 9. Obra Civil (no incluida en el presupuesto)
 - 9.1. Obra civil necesaria para la instalación de la Planta:
 - 9.1.1. Obra de toma, tuberías de conexión entrada / salida a la planta
 - 9.1.2. Base de la Planta; Plata de hormigón doblemente armadas de:
 - 9.1.2.1. Rectangular de un mínimo de $8,00 \text{ m} \times 3,50 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}$. Capaces de resistir una carga distribuida de 3.500 Kg. /m^2 .
 - 9.1.3. Cámara de recepción de agua filtrada (en caso de que la cota de rebalse del depósito sea superior al piso de la unidad)
 - 9.1.4. Depósito de agua de 25 m^3 para limpieza de filtros, cercano a la Planta Potabilizadora.
 - 9.1.5. Sala de Bombas y Tableros eléctricos.
 - 9.1.6. Facilidades locativas para Laboratorio y análisis.
 - 9.1.7. Depósito de Productos químicos y área de preparación.
 - 9.1.8. Red de desagüe de lodos por gravedad.
 - 9.1.9. Reservorios
 - 9.1.10. Tratamiento o deshidratación de lodos
 - 9.1.11. Cercados e iluminación de Seguridad.
 - 9.1.12. Conexión a Red Eléctrica local o propia y acometida a pie de Planta $\pm 5 \text{ mts}$.
 - 9.1.13. Distribución eléctrica en el predio donde se instalará la Planta Potabilizadora.
 - 9.1.14. Conexiones entre la bomba de retro lavado y los filtros.
- 10. Materiales de Laboratorio (no incluidos en el presupuesto)
 - Materiales de Laboratorio básicos necesarios. (Para medir PH, Alcalinidad, Cloro, Turbiedad).

11. Tablero eléctrico Incluido

Ecoplan suministra el Tablero eléctrico necesario para el control de los motores. A la entrada del agua bruta se instala un medidor de caudal analógico.

Las válvulas mariposa tendrán comandos manuales, es importante destacar que siempre es necesaria la presencia de un operador cuando se realiza la operación de apertura de las válvulas para el lavado de los filtros y descarga de lodos de las diferentes Unidades de Tratamiento.

12. Manuales y detalles de Ingeniería.

Ecoplan suministrara detalles de Ingeniería básicos de proceso, Manuales de Procedimiento y Manuales de Operación de la Planta Potabilizadora y equipos suministrados.

13. Precio

13.1. El precio ofertado incluye:

Equipos principales (detallados en Punto 8)

Detalles y Planos de Ingeniería de proceso de la Planta.

Detalle de tuberías y conexiones

Instalación de la Planta Potabilizadora.

Entrenamiento para operadores.

Suministro de válvulas mariposas.

Suministro e instalación tablero eléctrico.

Asistencia para puesta en funcionamiento.

Insumos y Químicos necesarios por cuenta del propietario.

PRECIO de 1 PLANTA POTABILIZADORA de 7,5 l/s.

S/. 939 000 + IGV Fabrica AQP.

S/. 24 800 + IGV - Equipo de Desinfección UV

S/. 39 750 + IGV - Montaje y puesta en funcionamiento.

No incluye alojamiento y alimentación por 50 días, 3 personas.

OPCIONALES y ADICIONALES

S/. 19 600 + IGV. - VORTEX separación hidromecánica de sólidos.

S/. 28 900 - Lote repuestos (motores y bomba dosificadora principalmente).

Por definir las obras civiles complementarias no incluidas, sistemas de captación de agua cruda, bombas de aducción, tubería de impulsión agua filtrada, cisternas y/o tanques de almacenamiento y distribución, pozas de lodos y líneas de aducción e impulsión, dependiendo de localización.

14. Plazos de Obra y Suministros

14.1. Tiempo de fabricación e importación de componentes de la Planta Potabilizadora de 7.5 lt/seg es: 40 días laborables a partir de confirmación bancaria de 1ª entrega.

14.2. Tiempo de montaje: 30 días (a partir de que la platea está disponible y la Planta Potabilizadora en el lugar de instalación).

14.3. Puesta a Punto: 20 días.

14.4. Capacitación a los Operadores 4 días.

15. Detalle técnico y Consumos

Tabla N° 47: Detalle técnico y Consumos eléctrico

ENERGIA ELECTRICA	Retrovado de filtros.	kW/h	1	6.0 kw/h – uso 30 min/día
	Agitadores	kW/h	1	1 kw/h - Agitador
	Dosific.prod. químicos	kW/h	1	0.40 kw*20h/día
	Demanda de Potencia mínima	kW/h	1	1.5 kw/h
	Demanda de potencia máxima	kW/h	1	7 .5 kw/h - uso 30 min/día

Fuente: Cotización de Planta Potabilizadora Compacta Modular



ING. MARCELO MASCHERONI ECOPLAN PERU

3.3.5.2. Presupuesto, costo de operación de mantenimiento de una planta compacta modular

3.3.5.2.1. Presupuesto de una planta compacta modular

Para mejor comprensión de presenta la siguiente tabla de presupuesto

Tabla N° 48: presupuesto de una planta compacta modular

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo Unitario	Costo
1	Fabrica AQP.	und	1	939000	939000
2	Equipo de Desinfección UV	und	1	24800	24800
3	Montaje y puesta en funcionamiento.	und	1	39750	39750
4	VORTEX separación hidromecánica de sólidos.	und	1	19600	19600
5	Lotes repuestos (motores y bomba dosificadora principalmente).	und	1	28900	28900
SUB_TOTAL					1052050
IGV				18%	189369
TOTAL					1329669

Fuente: elaboración propia

El resumen de presupuesto presenta es de S/ 1,329 669.00 son un millón trescientos veinte nueve mil seiscientos sesenta y nueve con 00/100 nuevos soles.

3.3.5.2.2. Costo de operación y mantenimiento de una planta compacta modular

Los costos de operación y mantenimiento son los que están referidos a mano de obra, combustible, materiales de oficina, costos de mantenimiento de maquinaria, equipo y herramientas (escobas, guantes, carretillas, etc.); los mismos que se pueden apreciar en el siguiente cuadro.

Tabla N° 49: costo de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento Modular

Descripción de Gasto	Unidad	Cantidad	P. Unitario	Precio
Mantenimiento rutinario				S/ 134,520.00
Mano de Obra				96000
Operario	Costo/mes	12	1500	18000
Guardian	Costo/mes	12	1500	18000
Ing. Sanitario	Costo/mes	12	2500	30000
Ing. Quimico	Costo/mes	12	2500	30000
Servicios				10800
Agua	Costo/mes	12	300	3600
Luz	Costo/mes	12	300	3600
Combustible	Costo/mes	12	300	3600
Insumos y Herramientas				27720
Herramientas	Costo/mes	12	360	4320

Insumos	Costo/mes	12	750	9000
Insumos quimicos	Costo/mes	12	1200	14400
Mantenimiento periodico				S/ 40,000.00
Mantenimiento de Infraestructura	Anual	1	22000	22000
Mantenimiento de Insumos	Anual	1	9400	9400
Mantenimiento de Equipos	Anual	1	8600	8600
Total			S/	174,520.00

Fuente: elaboración propia

El costo de operación y mantenimiento es de s/. 174,520.00, son setecientos setenta y cuatro mil quinientos veinte con 00/100. La cantidad de usuarios de es de 535 usuarios la cota mensual es de S/. 27.18 soles

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. RESULTADOS

4.1.1. Resultados del diseño de planta de tratamiento convencional.

4.1.1.1. Dimensiones de la planta de tratamiento convencional

Los resultados se para cada componente de la planta de tratamiento. Para ello se presente la siguiente tabla.

Tabla N° 50: Resultados del diseño de planta de tratamiento convencional.

COMPONENTE	DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS
Caudal de diseño	Caudal máximo diario es 3.126 l/s, por compensación para 3 meses de almacenamiento de agua, se reajusta el caudal máximo diario a 3.908l/s, para ello el caudal de bombeo es de 9.378l/s
Precloración	El diseño se realiza el caudal máximo diario 3.126 l/s, con lo que se la dosis de cloro es de 0.297kg/día
Laguna de almacenamiento	La laguna de almacenamiento está calculada para almacenar 3 meses con lo que se tiene un volumen total de 4674.60m ² .
Pre filtro de grava descendente	Es diseñada para un funcionamiento de 24 horas/días con un caudal de 3.126l/s, tenido la cámara I un área de 7.03m ² , cámara II un área de 9.38m ² , cámara II un área de 14.07m ² .en un total de 02 unidades.
Filtro lento de arena	Es diseñada para un funcionamiento de 24 horas/días con un caudal de 3.126l/s, tenido dos filtros de 56.27m ² , con un largo de 8.70 y un ancho de 6.50m.
Desinfección o poscloración	Es similar a la pre cloración diseñado con $Q_{md}=3.126$ l/s, con lo que se la dosis de cloro es de 0.297kg/día

Fuente: elaboración propia

La dimensión mostrada en el cuadro anterior son los que cumplen con los Límites Máximos Permisibles (LMP) establecidos por el Ministerio del Ambiente, diseñado de

acuerdo a RESOLUCIÓN MINISTERIAL N° 173-2016-VIVIENDA: norma Guía de Opciones Tecnológicas para Sistemas de Abastecimiento de Agua para Consumo Humano Y Saneamiento en el Ámbito Rural.

4.1.1.2. Costo de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento de convencional.

El costo de operación y mantenimiento es de s/.25,120.00, son veinte cinco mil ciento veinte con 00/100.

El presupuesto para la ejecución del proyecto es de S/1,992,894.12 son un millón novecientos noventa y dos mil ochocientos noventa y cuatro con 12/100 nuevos soles.

En detalle de operación y mantenimiento no se requerirá un personal profesional para el funcionamiento de la planta. Por lo que se garantiza el correcto funcionamiento de la planta.

Los gastos de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento son asumidos directamente por los usuarios y esta vera estar al alcance de los mismos. La cantidad de usuarios de es de 535 usuarios la cota mensual es de S/. 3.91 soles. Por lo que se observa está al alcance de los mismos.

4.1.2. Resultados del tratamiento para planta compacta modular

4.1.2.1. Dimanaciones de la planta compacta modular

Los resultados se para cada componente de la planta de tratamiento Modular. Consisten en un módulo de 6,80 m de largo x 2,40 ancho. - 7.000kg. Para ello se presente la siguiente tabla.

Tabla N° 51: Resultados del diseño de planta compacta modular.

COMPONENTE	DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS
Caudal de diseño	Caudal máximo diario es 3.126 l/s, para ello el caudal de bombeo es de 7.50l/s
Mezcla rápida	El diseño se realiza el caudal máximo diario 3.126 l/s, la dosis de cloro es de 0.713kg/día, la dosis de sulfato de aluminio en 17.82 kg/día y la dosis de Polímeros orgánicos (polielectrolitos) en 0.356kg/día

COMPONENTE	DESCRIPCIÓN DE RESULTADOS
Floculación – coagulación	Una unidad de 1.60 largo y 2.40 de ancho con una altura de 3.05 de acero inoxidable con paletas en la parte inferior. El tiempo de retención es de 20 minutos
Sedimentador	Unos módulos laminares de 3.20m de largo, 2.40m de ancho 3.05 de altura total con una inclinación de 60°. Con una tasa d sedimentación igual a 4m ³ /m ² /hora.
Filtración	Dos unidades de 1.00m de ancho, 2.4m ancho y 3.05m altura, con una tasa de filtración de 6 m ³ /m ² /hora
Desinfección o poscloración	Es similar a la pre cloración diseñado con Q _b =7.50 l/s, con lo que se la dosis de cloro es de 0.713kg/día

Fuente: elaboración propia

La dimensión mostrada en el cuadro anterior son los que cumplen con los Límites Máximos Permisibles (LMP) establecidos por el Ministerio del Ambiente, diseñado de acuerdo a NORMA OS.020.

4.1.2.2. Costo de operación y mantenimiento de una planta compacta modular.

El costo de operación y mantenimiento es de s/. 174,520.00, son ciento setenta y cuatro mil quinientos veinte con 00/100.

El presupuesto para la ejecución del proyecto es de S/ 1,329 669.00 son un millón trescientos veinte nueve mil seiscientos sesenta y nueve con 00/100 nuevos soles.

En detalle de operación y mantenimiento requeriré personal profesional para el funcionamiento de la planta. Sin la participación de un profesional la planta de tratamiento no tendría un funcionamiento.

Los gastos de operación y mantenimiento de una planta de tratamiento modular son asumidos directamente por los usuarios y esta vera estar al alcance de los mismos. La cantidad de usuarios de es de 535 usuarios la cota mensual es de S/. 27.18 soles. El costo mostrado es muy elevado por lo que no todos los usuarios estarían al alcance de los mismos.

4.2. ANÁLISIS DE PLANTAS POTABILIZADAS DE AGUA

4.2.1. *Análisis sobre la caracterización del agua*

La caracterización de la fuente capación genera los siguientes enunciados.

muestra 01 para época de estiaje

- El análisis de la muestra 01 para época de estiaje fecha 27-04-2016 clasifica un tratamiento de subcategoría A2: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional. Esto en un escenario sin lluvias.
- Lo paramentos encontrados fuera de los límites permisibles son los Coliformes Termotolerantes, Coliformes Totales.
- El tratamiento seleccionado es de precloracion + laguna de almacenamiento + pre filtro de grava de flujo descendente + filtro lento de arena + poscloracion.

muestra 02 para época de lluvia

- El análisis de la muestra 02 para época de lluvia fecha 04-03-2017 clasifica un tratamiento de subcategoría A3: Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado. Esto ocurre en periodo de 3 meses.
- Lo paramentos encontrados fuera de los límites permisibles son los Coliformes Termotolerantes, Coliformes Totales.
- El tratamiento seleccionado es de precloracion + mezcla rápida + floculación – coagulación + filtración + poscloracion.

4.2.2. **Análisis sobre las dimensiones**

La dimensión de una planta de tratamiento de convencional requiere mayor área de construcción, como indicado en ítem de resultados, por otro lado, el área de construcción de una planta compacta modular requiere menor área de construcción con lo indicado en el ítem de resultados.

4.2.3. **Análisis sobre operación y mantenimiento**

El presente tema es de mayor importancia, se sabe que paraqué un proyecto sea funcional, la población debería ser capaz de realizar la operación y mantenimiento, en presente estudio se presenta el cálculo de operación y mantenimiento de ambas plantas teniendo como resultado que la planta tratamiento convencional no requiere de un

personal profesional y la cota mensual por usuario es de S/. 3.91 soles.

Por otro lado, se tiene los resultados de una planta compacta modular, requiere un profesional calificado para la operación de la planta de tratamiento generando así una cota mensual de S/. 27.18 soles, estos elevados costos de tratamiento genera descontento en la población usuaria, por ende, conlleva a la no funcionalidad del proyecto.

4.3. DISCUSIÓN

En la tesis de catalán, Rueda, Ruiz y Casero (2013); Es posible la obtención de un nuevo diseño de una planta de tratamiento portátil para abastecer a una población en situación de emergencia, también demuestra que es un proceso de tratamiento más rápido y económico, así mismo estas plantas cumplen con los estándares de calidad del agua, estas plantas se adaptan con facilidad al tratamiento de aguas con diferentes características.

Las plantas compactas modulares son comerciales en diferentes países europeos y latinos cada una de ellas tiene modelos diferentes también se les conoce como plantas de tecnología patentada cabe indicar que cada una de estas plantas se encuentra patentadas.

Para nuestro planteamiento de planta compacta modular. Se plantea una modular en vista que presenta un caudal de diseño mínimo lo que genera inconsistencias de cálculo para un tratamiento avanzado con sistema CEPIS. Las plantas compactas se abatan con facilidad para caudales pequeños por lo es posible plantar un tratamiento mediante plantas compactas modulares.

La tesis en mención precisa que estas plantas son adecuadas para zonas de catástrofe. Cabe mencionar que estas plantas requieren alto grado de instrucción para la operación y mantenimiento también se sabe que todo el sistema es mecanizado.

Nuestra población beneficiaría se encuentra en la zona rural, en el lugar no cuenta con profesiones con alto grado de instrucción, son de bajos recurso económico. Las plantas compactas modulares no adaptables a nuestra población.

En la tesis de Anchapuri (2013); Se evaluar y proponer el diseño de la planta de

tratamiento de agua potable para el distrito de Tarata, provincia de Tarata –Tacna.

Al realiza un análisis de la situación actual del servicio de agua potable en el distrito de Tarata, el sistema de tratamiento actual produce agua no apta para consumo humano.

Por el Propone el diseño de la planta de tratamiento de agua potable, que permita el uso sostenible y mejorar la calidad de vida de la población, que consiste en una planta simplificada compuesta por un desarenador, reservorio de almacenamiento 272.27 m³ la cual servirá de almacenamiento y estabilización de partículas que pasen del desarenador, seguida un sistema de dosificación de cloración-coagulación, floculación, decantador, filtración, sistema de cloración. Cabe mencionar que la fuente de capacitación es del rio Jarumas I.

La tesis anunciada, en el sistema existente y el nuevo sistema plateado no toman en cuenta el análisis físico químico y bacteriólogo del rio en máximas avenidas y mínimas. Con lo que el proceso de tratamiento de no sería el adecuado.

Por otro lado, el nuevo planteamiento cuenta con almacenamiento 272.27 m³ la cual servirá de almacenamiento y estabilización, que sería como una laguna de almacenamiento y estabilización, que no soluciona el problema de épocas de avenida.

En la tesis de Mamani (2012), Se Diagnostica y purifica la calidad del agua del río Totorani, por medio de la utilización de filtros lentos de arena, en la captación del sistema de abastecimiento de agua potable del distrito de Paucarcolla.

Diagnostica el grado de contaminantes del agua cruda mediante un análisis físico químico y microbiológico del río Totorani y su efluente actual en la captación se detectó el alto contenido de Coliformes totales y fecales, además de una turbidez no agradable.

Implementar dos filtros lentos de arena fina y gruesa con granulometría establecida (pilotos), para contrastar el comportamiento en la reducción de parámetros de turbidez, coliformes totales y coliformes fecales en ambos filtros, para determinar el nivel eficaz en el uso del filtro lento de arena fina por la retención de coliformes totales en un 99.24% y E. Coli en un 98.04%. Además de mejorar la claridad del agua debido a la turbiedad en un 96.67%

Cabe mencionar que la mejor elección de tratamiento para zonas ruarles son lo filtros,

por el tema de operación y mantenimiento. E por ello en nuestro proyecto también se plantea el tratamiento a base de filtros coincidiendo con las conclusiones de la tesis anterior.

Por otro la tesis plantea un tratamiento en el río Totorani, el cual se sabe que presenta avenidas diferentes en épocas de sequía y lluvia. La solución de tratamiento planteado es solo para las épocas de sequía.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

- La planta de tratamiento de agua para consumos humanos que se diseña es una planta de tratamiento convencional que ofrece un bajo costo de construcción, bajo costo de mantenimiento y así mejora la salud de personas que padecen de enfermedades por consumo de agua contaminada, las plantas convenciones permitiente el ahorro de personal calificado para su funcionamiento. El tratamiento plantado es de la siguiente secuencia, laguna de almacenamiento, prescloración, pre filtro de grava descendente, filtro lento de arena, desinfección o poscloración.
- Se realizó la caracterización de la fuente de agua tomando muestras en dos épocas del año en épocas de sequía y épocas de lluvia, así generado dos secuencias de tratamiento convencional para épocas de sequía, un tratamiento avanzando (tratamiento modular) para épocas de lluvia. Las plantas modulares requieren alto costos de operación y mantenemos, también requieren energía eléctrica para su funcionamiento, por lo que no beneficia a la probación, mientras que una planta convencional requerí bajo costo de operación y manteamiento, no requieren energía eléctrica dado esto la mejor opción es tener una laguna de almacenamiento para épocas de lluvia seguido de un tratamiento convencional.
- Se planteo una planta compacta modular estas plantas cuenta con la capacidad de poder tratar agua de muy diversas características y calidades, pudiéndose ajustar cada vez a la situación requerida. Dicha adaptabilidad permite ajustar tanto la calidad final necesaria como el consumo de reactivos y energía a cada situación, evitando desgaste de equipos o consumos excesivos cuando no son necesarios, en nuestro caso la secuencia de tratamiento plantado es precloración - mezcla rápida, floculación – coagulación, sedimentador, filtración, desinfección o poscloracion.

CAPITULO VI

RECOMENDACIONES

- Se recomienda a las autoridades competentes de saneamiento, para que tomen en cuenta, que no solo es llevar agua a las poblaciones necesitadas, sino que también, estas deben estar libres de toda contaminación para que sea apta para el consumo humano como lo recomiendan los estándares de calidad de la organización mundial de la salud OMS y DIGESA. Para que en lo posterior no tengan consecuencias como enfermedades gastrointestinales principalmente.
- Se recomienda usar este tipo de filtros lentos de arena para épocas de sequía con lagunas de almacenamiento para épocas de lluvia. A los pobladores que consumen agua de ríos, acequias, pozos, etc. En un cilindro de caucho. Ya que no es costoso ni difícil de instalar, de esa forma estarían consumiendo agua tratada.
- Es recomendable proponer una tarifa de pago por el servicio el mismo que se encargará, la municipalidad centro poblado de Balsapata en la administración y debe ser reglamentado en función al costo de la obra y el costo de operación diario del sistema y de esta manera se considerará una tarifa real que permita mantener operativo el sistema.
- A los proyectistas de sistemas de agua potable se recomienda siempre realizar un doble análisis físico químicos y microbiológicos de las aguas a captar una para épocas de lluvia y otras para épocas de sequía.
- Es recomendable capacitar al personal que opere estas plantas para garantizar la durabilidad de los medios filtrantes principalmente

CAPITULO VII

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ravelo, S. (1977). Teoría y Diseño de Abastecimientos de Agua. Caracas: Ediciones VEGA S.R.L.
- Arocha Ravelo, S. (1980). Abastecimientos de Agua - Teoría & Diseño. Venezuela: Vega s.r.l.
- Banco Mundial & CEPIS - OPS. (2004). Simposio Internacional - Tecnologías alternativas para la provisión de servicios de agua y saneamiento en pequeñas localidades. Lima.
- Calderón Cockburn, J. (2004). AGUA Y SANEAMIENTO: EL CASO DEL PERU RURAL. Lima: OFICINA REGIONAL PARA AMÉRICA LATINA.
- Fernández Sila, G. (2011). Guía y Apuntes del Curso de Abastecimiento de agua y Alcantarillado. Puno.
- Fondo Contravalor Perú Alemania. (2012). Agua Potable y Saneamiento en el Ámbito Rural: Una agenda pendiente en la gobernabilidad local. Lima.
- García Trisolini, E. (2009). Manual de Proyectos de Agua Potable en Poblaciones Rurales. Lima: Fondo Perú - Alemania.
- Ing. Lidia Cánepa de Vargas. (2005). Filtración Lenta como Proceso de Desinfección. Lima: CEPIS - OPS.
- Lidia Cánepa Vargas. (1982). Filtros de Arena en Acueductos Rurales. Lima.
- Martínez, S. (2010). Saneamiento Básico.
- Máximo Villón Béjar. (2005). Diseño de Estructuras Hidráulicas. Lima: Villón.
- Ministerio de Economía y Finanzas. (2011). Saneamiento Básico - Guía para la Formulación de Proyectos de Inversión Existosos. Lima.

- Ministerio de Salud. (1994). Abastecimiento de Agua y Saneamiento para Poblaciones Rurales y Urbano-Marginales (Norma Técnica). Lima.
- Ministerio de Servicios y Obras Públicas. (2005). Guía Técnica de Diseño de Proyectos de Agua Potable para Poblaciones Menores a 10.000 Habitantes.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2012). Guía de Opciones Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento para Centros Poblados del Ambito Rural. Lima.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2013). Normas Generales del Sub Sector Saneamiento. Lima.
- OPS - CEPIS. (2006). Consideraciones para la Selección de la Opción Tecnológica y Nivel de Servicio en Sistemas de Abastecimiento de Agua. Lima.
- Ordoñez Blacio, D. A., & Perez Palacios, J. L. (2011). Filtros Biologicos para la Potabilizacion del Agua, Posibilidades de Uso de la FLA (Filtros Lentos de Arena) con Agua Superficial de Nuestra Región. Cuenca Ecuador: UNIVERSIDAD DE CUENCA.
- Organizacion Panamericana de la Salud. (01 de enero de 2002). Biblioteca Virtual de Desarrollo Sostenible y Salud Ambiental. Recuperado el 11 de agosto de 2015, de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacg/guialcalde/index.htm>
- Organización Panamericana de la Salud. (2005). Guía para Diseño de Sistemas de Tratamiento de Filtración en Múltiples Etapas. Lima.
- Programa Nacional de Saneamiento Rural. (2012). Guía de Opciones Técnicas para Abastecimiento de Agua Potable y Saneamiento para Centros Poblados del Ambito Rural. Lima.

- Visscher, J., Paramasivam, R., Raman, A., & Heijnen, H. (1992). Filtración Lenta en Arena - Tratamiento de Agua para Comunidades. Cali - Colombia: IRC - International Water and Sanitation Center.
- House S.; Reed B.; "Emergency water sources: guidelines for selection and treatment"; Water, Engineering and Development Centre (WEDC), Loughborough University (UK); 1997, ISBN: 0-906055-50-4 [en línea ref. 21 de junio de 2013] <[http://www.allindiary.org/pool/resources/2011-5-8-emergency-water-sources-\(wedc\).pdf](http://www.allindiary.org/pool/resources/2011-5-8-emergency-water-sources-(wedc).pdf)>
- López Delgado, L.; Schiffer, A.; "Manual de Requerimiento Mínimos para Intervenciones en Agua, Saneamiento e Higiene"; Agencia Española de Cooperación Internacional para el Desarrollo (AECID); Primera Edición, febrero 2012, NIPO: 502-12-015-4 [en línea ref. 21 de junio de 2013] <http://www.aecid.es/galerias/noticias/descargas/2012/2012-06/Manual_de_Requerimientos_Mximos_para_Actuaciones_cortado.pdf>
- Delmas, G.; Courvallet M.; "Public Health Engineering In Precarious Situations"; Médecins Sans Frontières; Segunda Edición, 2010
- Quémerais B; "Water collection purification system"; Defense Research and Development Canada; Toronto; August 2006
- Steele, A.; Clarke B.; "Problems of treatment process selection for relief agency water supplies in an emergency"; Journal of Water and Health; 2008, volumen 6, número 4, pp. 483-489, ISSN: 14778920.
- "Manual TIR (ECE/TRANS/TIR/6/Rev 9.)"; Comisión Económica para Europa (CEE); Novena Edición Revisada, 2010, [en línea ref. 21 de junio de 2013] <http://www.unece.org/fileadmin/DAM/tir/handbook/spanish/newtirhand/TIR-6Rev9_ES_bookmarks.pdf>
- "ERU Agua y Saneamiento"; Cruz Roja Española; [en línea ref. 18 de junio de 2013] <http://www.cruzroja.es/portal/page?_pageid=174,12402422,174_124025&_dad=portal30&_schema=PORTAL30>

ANEXOS

A. ANÁLISIS DE AGUA

B. PRE FILTRO DE GRAVA DESCENDENTE

C. FILTRO LENTO DE ARENA

D. PLANOS DEL PERFIL HIDRÁULICO