



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Diseño de la Planta de Tratamiento de Agua Potable para  
tres centros poblados del distrito de Ignacio Escudero**

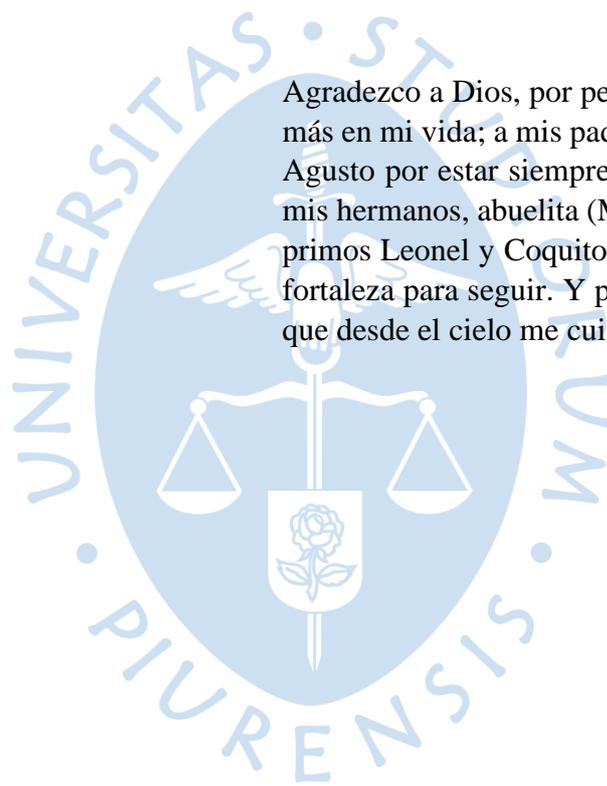
Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

**Evelyn Ordinola Saavedra**

Asesor:  
Dr. Francisco Arteaga Núñez

Piura, octubre de 2019





Agradezco a Dios, por permitir cumplir un logro más en mi vida; a mis padres Magdalena y César Augusto por estar siempre a mi lado; a Wilber, a mis hermanos, abuelita (Mamá Balta), tía Nery y primos Leonel y Coquito por apoyarme y darme fortaleza para seguir. Y por último a mi abuelito que desde el cielo me cuida y guía.



## Prólogo

La provincia de Sullana, ubicada en el departamento de Piura, es privilegiada por contar con un caudaloso río Chira que cubre con agua toda la parte baja del valle Chira permitiendo así el desarrollo de la agricultura, unas de las principales fuentes de trabajo de los campesinos. Pero en los últimos años ha venido siendo contaminado por las aguas residuales vertidas de la ciudad de Sullana, afectando a aguas abajo a los pobladores del uso del agua para el consumo habitual de la población.

El distrito de Ignacio Escudero, de la provincia de Sullana, viene padeciendo del insuficiente servicio de agua, y está conformado por 8 anexos y centros poblados. El número de habitantes que tiene el distrito es de 19 987, proyectado para el 2015, según los datos recogidos por INEI. El distrito cuenta con dos plantas de tratamiento de agua que se encuentran una en Ignacio Escudero y la otra en el anexo de Montelima; sin embargo, no pueden abastecer a todos los pobladores de los anexos como San Miguel y San José y los centros poblados como Santa Rosa, Las Cruces, Las Julias, Pananga y Chacarita, ocasionando varios problemas a la población de la zona. Uno de ellos y el más importante es la transmisión de enfermedades de origen hídrico, debido a que el agua es un principal transmisor de virus y bacterias que afectan la salud de la población y sobre todo los niños. Además, los pobladores tienen que hacer esfuerzos para despertar en la madrugada y recolectar el agua en depósitos o comprar agua a vendedores privados, a precios que sobrepasan lo que realmente cobran las empresas oficiales, afectando su economía y la salud, debido a que no garantizan la calidad del agua obtenida.

Por ello, se propone el diseño de una planta de tratamiento convencional para los anexos de San Miguel y San José y centros poblados. La planta de tratamiento se abastecerá del canal Norte, canal de derivación del margen derecho el río Chira, que presenta agua durante todo el año. El tratamiento que realizará la planta para transformar el agua cruda a agua inocua es mediante los procesos de desarenación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Agradezco el apoyo incondicional dado por el asesor el Dr. Francisco Arteaga Núñez por sus conocimientos y recomendaciones en el diseño de plantas de tratamiento de agua potable, durante el desarrollo de la presente tesis.



## Resumen Analítico-Informativo

### **Diseño de la Planta de Tratamiento de Agua Potable para tres centros poblados del distrito de Ignacio Escudero**

**Evelyn Ordinola Saavedra**

**Asesor(es): Dr. Francisco Arteaga Núñez**

**Tesis.**

**Título de Ingeniero Civil**

**Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.**

**Piura, Octubre de 2019**

**Palabras claves:** inocua, desarenación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

**Introducción:** El distrito de Ignacio Escudero, ubicado en la provincia de Sullana, viene padeciendo del mal servicio de agua potable y no logra abastecer de agua potable a los anexos de San Miguel, San José y centros poblados. Ocasionando que los pobladores padezcan de enfermedades de origen hídrico siendo los más vulnerables los niños y ancianos.

**Metodología:** Se propone el diseño de una planta de tratamiento convencional para los anexos de San Miguel y San José y centros poblados. Los procesos de tratamiento del agua potable se basan en las características físicas y microbiológicas que presenta el agua cruda para su transformación, teniendo en cuenta la norma peruana OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano. La PTAP (planta de tratamiento de agua potable) se constituye de los siguientes procesos coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

**Resultados:** El diseño de una planta de tratamiento de agua potable basada en buenas prácticas de ingeniería permitirá disminuir los costos de energía eléctrica y mano de obra calificada. El objetivo del presente proyecto es mejorar la calidad de vida de la población.

**Conclusiones:** La implementación de las unidades de tratamiento de agua potable que trabajen con principios hidráulicos permitirá de manera eficiente una operación sencilla, que contribuirá al menor uso de equipo mecánico y mano de obra calificada.

**Fecha de elaboración del resumen:** 30 de Setiembre de 2019

## Analytical-Informative Summary

**Design of the drinking water treatment plant for three populated centers in the district of Ignacio Escudero**

**Evelyn Ordinola Saavedra**

**Advisor: Dr. Francisco Arteaga Núñez**

**Thesis**

**Civil Engineer Title**

**Universidad de Piura. Facultad de Ingeniería.**

**Piura, October 2019**

**Keywords:** innocuous, dislocation, coagulation, flocculation, sedimentation, filtration y disinfection.

**Introduction:** The Ignacio Escudero district, located Sullana province, has been suffering from poor drinking water service, fails to supply drinking water to the annexes of San Miguel, San Jose and populated centers. Causing residents suffer from waterborne diseases, the most vulnerable being children and the elderly.

**Methodology:** The design of a conventional treatment plant for the annexes of San Miguel, San Jose and populated centers is proposed. Drinking water treatment processes are based on the physical and microbiological characteristics that raw water presents for its transformation, taking into account the Peruvian norm OS.020 Water treatment plants for human consumption. The PTAP (drinking water treatment plant) consists coagulation, flocculation, sedimentation, filtration and disinfection processes.

**Results:** The design of a drinking water treatment plant based on good engineering practices will reduce the costs of electric power and skilled labor. The objective of this project is to improve the quality of life of the population.

**Conclusions:** The implementation of drinking water treatment units that work with hydraulic principles will a efficiently allow simple operation, which will contribute to the lower use of mechanical equipment and skilled labor.

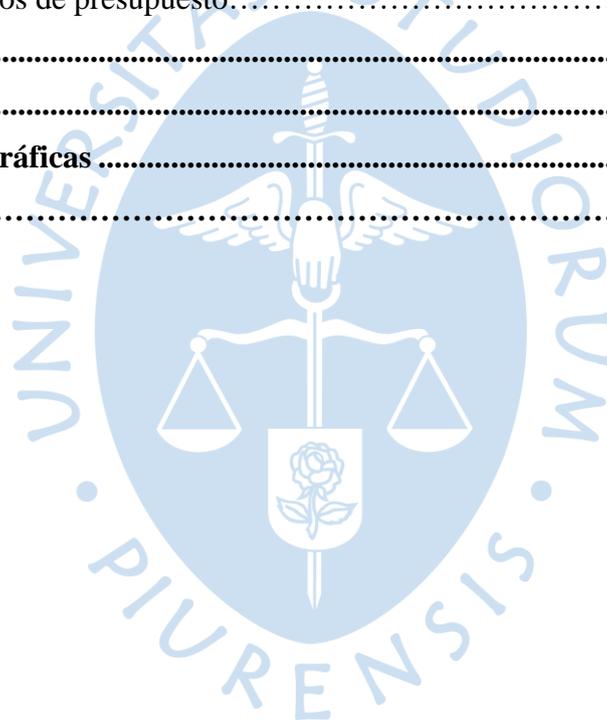
**Summary date:** September 30<sup>th</sup>, 2019

## Tabla de Contenido

<b>Introducción.....</b>	<b>1</b>
<b>Capítulo 1 Descripción de los anexos de San José, San miguel y los centros poblados</b>	<b>3</b>
1. Ubicación.....	3
1.1 Anexo San Miguel y centros poblados.....	5
1.2 Anexo San José.....	5
2. Vías de acceso.....	6
3. Clima.....	7
4. Topografía.....	7
5. Hidrología.....	9
6. Características demográficas, sociales, económicas y culturales de la población.....	10
6.1 Población.....	10
6.2 Número de viviendas y características.....	11
6.2.1 Tenencia de la Vivienda.....	11
6.2.2 Material de construcción de la vivienda.....	11
6.2.3 Servicios de la vivienda.....	13
6.3 Situación económica.....	14
6.3.1 Actividad Agrícola.....	14
6.3.2 Actividad pecuaria.....	15
6.3.3 Industria ladrillera.....	16
6.4 Situación social.....	17
6.4.1 Infraestructura educativa.....	17
6.4.2 Infraestructura de Salud.....	17
6.4.3 Obras de saneamiento y otros.....	18
7. Sistema de administración y organización.....	18
7.1 Organización de bases y principales representantes.....	18
7.2 Situación de la gestión económica y financiera.....	19
<b>Capítulo 2.....</b>	<b>21</b>
1. ¿Qué es agua potable?.....	23
2. Fuentes de abastecimiento.....	24
3. Principales procesos unitarios de una estación de tratamiento de agua potable.....	24
3.1 Captación.....	25
3.2 Pretratamiento.....	25
3.2.1 Cribado.....	25

3.2.2 Desarenador.....	26
3.3 Tratamiento.....	30
3.3.1 La coagulación.....	30
3.3.2 Floculación.....	39
3.3.3 Sedimentación.....	44
3.3.4 Filtración.....	49
3.3.5 Cloración.....	61
<b>Capítulo 3.....</b>	<b>67</b>
1. Calidad del agua del canal Norte.....	67
1.1 Análisis microbiológicos.....	67
1.2 Análisis físico – químico.....	68
1.3 Análisis inorgánicos.....	68
2. Prueba de Jarra o Jar Test.....	71
2.1 Equipos a utilizar.....	71
2.2 Ensayo de Prueba de Jarras o Jar test para determinar la dosis óptima.....	72
3. Datos básicos de diseño.....	79
3.1 Estudio demográfico.....	79
3.2 Población del proyecto.....	79
3.2.1 Población al año 2013.....	79
3.2.2 Población futura.....	79
3.3 Parámetros de diseño.....	82
3.4 Análisis de demanda.....	83
4. Punto de captación del canal Norte.....	85
5. Diseño del almacenamiento de sustancias químicas.....	86
6. Diseño de la unidad del desarenador.....	87
7. Diseño de la unidad de rejillas.....	93
8. Diseño de la unidad mezcla rápida.....	96
9. Diseño de la unidad del floculador.....	104
9.1 Primer tramo del floculador.....	104
9.2 Segundo tramo del floculador.....	108
9.3 Tercer tramo del floculador.....	111
10. Diseño de la unidad decantación horizontal.....	116
10.1 Diseño de la zona de sedimentación.....	116
10.2 Cálculo de la zona de lodos.....	119
10.3 Cálculo del vertedero de recolección.....	120

10.4 Cálculo de la pantalla difusora.....	120
11. Diseño de la unidad de filtros.....	123
12. Diseño de la unidad de cloración.....	142
<b>Capítulo 4.....</b>	<b>151</b>
1. Costos de inversión.....	151
1.1 Costos de inversión inicial y futuro.....	151
1.2 Costos de reposición .....	151
1.3 Costos de financiamiento.....	152
2. Costos de funcionamiento.....	152
2.1 Costos de operación y mantenimiento.....	152
2.2 Costos de administración.....	153
3. Modelos de costos de presupuesto.....	153
<b>Conclusiones.....</b>	<b>161</b>
<b>Recomendaciones.....</b>	<b>163</b>
<b>Referencias Bibliográficas .....</b>	<b>165</b>
<b>Anexo.....</b>	<b>169</b>





## Lista de Tablas

Tabla N° 01 Accesibilidad y recorrido desde la provincia de Sullana hasta el anexo .....	7
Tabla N° 02 Precipitaciones promedio en mm del distrito de Ignacio Escudero .....	7
Tabla N° 03 Población censada de los anexos San Miguel .....	10
Tabla N° 04 Material de construcción de las viviendas del anexo San José al año 2013 ...	13
Tabla N° 05 Disponibilidad del servicio de la vivienda al año 2013 .....	14
Tabla N° 06 Criterios de selección de los procesos en función de la calidad de la fuente en Plantas de filtración rápida .....	22
Tabla N° 07 Constante en función al diámetro en función .....	28
Tabla N° 08 Velocidad de sedimentación .....	29
Tabla N° 09 Características del sulfato de aluminio .....	33
Tabla N° 10 Clasificación de las unidades de mezcla rápida .....	36
Tabla N° 11 Clasificación de floculadores .....	41
Tabla N° 12 Diferentes modelos del proceso de clarificación por sedimentación .....	45
Tabla N° 13 Valores normales de materiales filtrantes .....	58
Tabla N° 14 Clasificación de filtros rápidos .....	60
Tabla N° 15 Presentación de cloro comerciales .....	65
Tabla N° 16 Análisis microbiológico del agua del canal Norte .....	67
Tabla N° 17 Análisis físico – químico del agua del canal Norte .....	68
Tabla N° 18 Análisis inorgánico del agua del canal Norte .....	68
Tabla N° 19 Turbiedad Residual par diversas variaciones de calidad de agua de canal Norte .....	77
Tabla N° 20 Población del distrito Ignacio Escudero (2 000 - 2 015) .....	80
Tabla N° 21 Tasa de crecimiento de la población del distrito Ignacio Escudero .....	81
Tabla N° 22 Proyección de la población del distrito Ignacio Escudero al año 2038 .....	82
Tabla N° 23 Coeficientes K y N en función del caudal .....	89
Tabla N° 24 Verificación de velocidades a caudales intermedios .....	95
Tabla N° 25 Valores de K y m .....	96
Tabla N° 26 Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall .....	97
Tabla N° 27 Valores $\sqrt{(\gamma\mu)}$ en función de la Temperatura .....	102
Tabla N° 28 Datos de la pantalla difusora .....	121
Tabla N° 29 Características del lecho filtrante de arena sílice .....	126
Tabla N° 30 Capas del lecho filtrante .....	126
Tabla N° 31 Cálculo de la expansión de la grava .....	132
Tabla N° 32 Promedios mensuales de Coliformes totales durante el año 2016 .....	143
Tabla N° 33 Costos de construcción y operación en US\$ .....	154
Tabla N° 34 Costos del diseño de la planta de tratamiento .....	155
Tabla N° 35 Comparación de costos de construcción .....	158
Tabla N° 36 Comparación de costos de operación (O&M) .....	159



## Lista de Imágenes

Imagen N° 01 Ubicación del distrito de Ignacio Escudero .....	3
Imagen N° 02 Mapa limítrofe de Ignacio Escudero.....	4
Imagen N° 03 Mapa limítrofe de Ignacio Escudero.....	4
Imagen N° 04 Anexo San Miguel y centro poblados del distrito de Ignacio Escudero.....	5
Imagen N° 05 Anexo San José.....	6
Imagen N° 06 Carretera que comunica la provincia de Sullana con el distrito de Ignacio Escudero.....	6
Imagen N° 07 Vista panorámica del centro poblado de San Martín.....	8
Imagen N° 08 Vista panorámica del centro poblado de San Miguel.....	8
Imagen N° 09 Vista panorámica del anexo San José.....	9
Imagen N° 10 Canal norte.....	10
Imagen N° 11 Uso de vivienda al año 2013.....	11
Imagen N° 12 La figura superior corresponde a las viviendas que se ubican en la parte céntrica de la plaza, mientras las otras figuras corresponden a viviendas que se ubican lejos de la plaza.....	12
Imagen N° 13 Viviendas que se ubican a los alrededores de la plaza son de material noble y cuentan con pavimentación de adoquín de concreto.....	12
Imagen N° 14 Cultivos de arroz en San Miguel.....	15
Imagen N° 15 Ganado Vacuno se alimenta del pasto cerca al río Chira.....	16
Imagen N° 16 Ladrillera artesanal que se ubica a la entrada del anexo San Miguel.....	16
Imagen N° 17 Protección en la entrada de captación.....	26
Imagen N° 18 Desarenador, vista de planta y corte longitudinal.....	28
Imagen N° 19 Coagulación por adsorción.....	31
Imagen N° 20 Coagulación por barrido.....	32
Imagen N° 21 Solución del coagulante distribuida mediante tubería perforada o flauta....	35
Imagen N° 22 Resalto hidráulico.....	36
Imagen N° 23 Mezclador tipo turbina.....	38
Imagen N° 24 Vista de planta y corte de un Floculador Horizontal.....	42
Imagen N° 25 Vista de Planta y corte de un floculador de flujo vertical.....	42
Imagen N° 26 Floculador mecánico de eje horizontal, vista de corte y planta.....	43
Imagen N° 27 Floculador mecánico de eje vertical, vista de planta y corte.....	43
Imagen N° 28 Trayectoria ideal de partículas.....	46
Imagen N° 29 Sedimentador horizontal.....	48
Imagen N° 30 Sedimentador de flujo vertical.....	48
Imagen N° 31 Mecanismos que producen el transporte de las partículas hasta los granos de un medio filtrante.....	50
Imagen N° 32 Velocidad de filtración.....	51
Imagen N° 33 Etapa de lavado de flujo ascendente de un filtro.....	55
Imagen N° 34 Filtro sometido a lavado.....	56
Imagen N° 35 Drenaje de Fondo Leopold.....	59
Imagen N° 36 Drenaje con tuberías perforadas.....	59
Imagen N° 37 Filtro rápido de flujo descendente.....	61
Imagen N° 38 Curva obtenida en la cloración a punto de quiebre.....	64
Imagen N° 39 Valores promedio mensuales de bacteria de coliformes termotolerantes....	69

Imagen N° 40 Valores promedio mensuales de bacterias de coliformes totales .....	69
Imagen N° 41 Valores promedio mensuales de turbiedad .....	70
Imagen N° 42 Valores promedio mensuales de color .....	70
Imagen N° 43 Equipo de prueba de jarras .....	71
Imagen N° 44 Turbidímetro portátil 2 100 N .....	72
Imagen N° 45 Toma de muestra del agua cruda del canal Norte .....	72
Imagen N° 46 Solución de sulfato de aluminio .....	74
Imagen N° 47 Colocación de la solución de sulfato de aluminio en las muestras a ensaya	75
Imagen N° 48 Comparador para estimar el tamaño del flóculo producido en la coagulació .....	75
Imagen N° 49 Toma de muestra para analizar la turbiedad residual .....	76
Imagen N° 50 Correlación de turbiedad vs dosis óptima .....	78
Imagen N° 51 Punto de captación, canal norte.....	85
Imagen N° 52 Canaleta Parshall.....	97
Imagen N° 53 Vista de planta de la unidad de mezcla rápida. ....	103
Imagen N° 54 Corte de la planta de unidad de mezcla rápida.....	103
Imagen N° 55 Vista de planta del floculador hidráulico .....	115
Imagen N° 56 Vista de perfil del floculador hidráulico .....	115
Imagen N° 57 Vista de planta del decantador convencional con flujo horizontal. ....	123
Imagen N° 58 Corte longitudinal de decantador convencional con flujo horizontal. ....	123
Imagen N° 59 Drenaje de viguetas prefabricadas de concreto.....	127
Imagen N° 60 Sección de la canaleta de recolección de agua de lavado .....	130
Imagen N° 61 Corte longitudinal de la unidad de filtración .....	141
Imagen N° 62 Vista de planta de la unidad de filtración.....	142
Imagen N° 63 Cámara de contacto de dos tramos.....	147
Imagen N° 64 Reservorio de agua tratada .....	148
Imagen N° 65 Esquema de las operaciones unitarios para la PTAP de los anexos San José, san Miguel y centros poblados del distrito de Ignacio Escudero .....	150
Imagen N° 66 Costos de construcción de una planta de tratamiento en Estados Unidos .	155
Imagen N° 67 Costos de operación y manteamiento en Estados Unidos.....	156
Imagen N° 68 Costos de construcción en la India.....	157
Imagen N° 69 Costos de operación y mantenimiento en la India .....	158

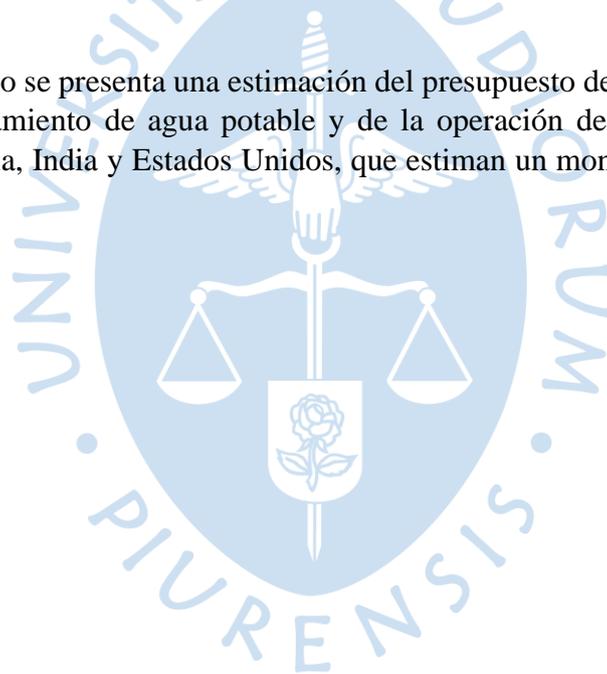
## Introducción

En el primer capítulo, se presenta información de la situación social, económica y cultural de los anexos y centros poblados que vienen padeciendo del servicio de agua potable, y su organización como centro poblado administrado por la municipalidad de Ignacio Escudero.

En el segundo capítulo, se explican los fundamentos teóricos de los procesos que existen para el tratamiento de agua potable, clarificación y desinfección, que dan lugar a la remoción de partículas suspendidas y carga microbiana, además de considerar parámetros establecidos por el Reglamento Nacional de Edificaciones que limitan el uso de unidades según la magnitud del caudal de diseño y la situación social y cultural de la población.

En el tercer capítulo se realiza el diseño de las unidades seleccionadas para el tratamiento de agua potable según la norma de plantas de tratamiento de agua para consumo humano (OS.020) y recomendaciones según las experiencias de autores como Arboleda, Rojas y CEPIS.

El cuarto capítulo se presenta una estimación del presupuesto del costo de construcción de la planta de tratamiento de agua potable y de la operación de mantenimiento, según modelos de Colombia, India y Estados Unidos, que estiman un monto para la construcción de este tipo de obras.





## Capítulo 1

### Descripción de los anexos de San José, San miguel y los centros poblados

#### 1. Ubicación

El distrito de Ignacio Escudero es uno de los ocho distritos que conforman la provincia de Sullana, localizada en la costa de la región Piura como se puede observar en la Imagen N° 01.

Se ubica a una distancia de 23 km de la ciudad de Sullana con una altitud de 35 m.s.n.m. y cuenta con una extensión territorial de aproximadamente 306.53 km<sup>2</sup>.

Según el Instituto Geofísico Nacional del Perú presenta las siguientes coordenadas geográficas 04° 50' 34" latitud sur y 80° 52' 12" latitud oeste del meridiano de Greenwich (Ayala, 2007).

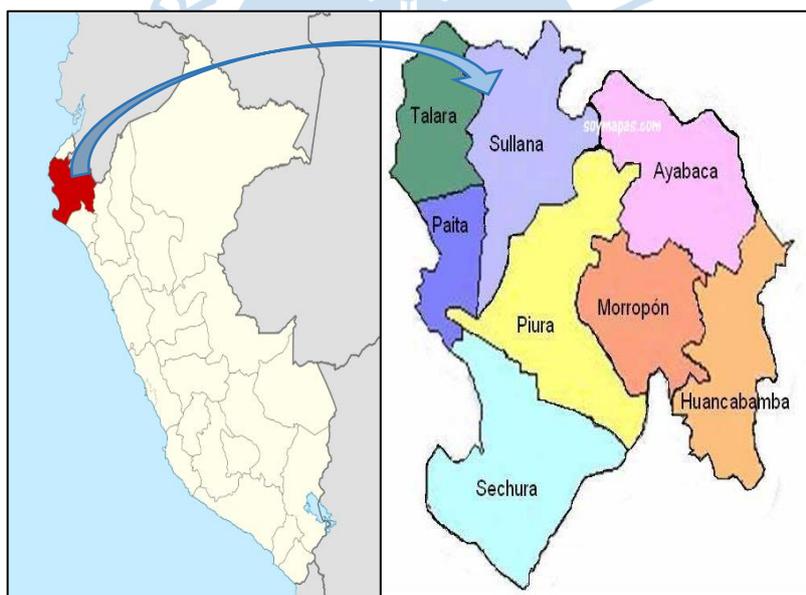


Imagen N° 01 Ubicación del distrito de Ignacio Escudero

Fuente: INEI (s.f.,b)

Los límites del distrito de Ignacio Escudero se pueden observar en la imagen. N° 02.

- Por el Norte : Con el distrito de la Brea, provincia de Talara.
- Por el Este : Con el distrito de Marcavelica, provincia de Sullana.
- Por el Sur : Con el distrito de la Huaca, provincia de Paíta.
- Por el Oeste : Con el distrito de Tamarindo, provincia de Paíta.



Imagen N° 02 Mapa limítrofe de Ignacio Escudero

Fuente: INEI (s.f.,b)

El distrito de Ignacio Escudero está conformado por la capital que lleva su mismo nombre o también conocida como Cerro Mocho o San Jacinto, así como los anexos San Rolando, Ventarrones, Santa Sofía, San Juan de la Virgen, San Miguel, San José, Monte Lima y centros poblados como Portón, Santa Rosa y San Martín, entre otros.

El área de estudio abarca los anexos de San Miguel y San José y los centros poblados que se encuentran entre ellos como Las Cruces, San Martín, Las Julias, Pananga, Chacarita y Santa Rosa, como se aprecia una vista panorámica de la Imagen N° 03.



Imagen N° 03 Área de estudio del proyecto

Fuente: Google maps (2018)

**1.1 Anexo San Miguel y centros poblados.** Es una de las zonas del proyecto que pertenece al distrito de Ignacio Escudero de la provincia de Sullana que se ubica exactamente a  $04^{\circ} 50' 52.6''$  latitud sur y  $80^{\circ} 53' 12.04''$  de longitud oeste y a una altura de 35.7 msnm, y se encuentra a una distancia de 1.65 km de la capital del distrito de Ignacio Escudero y los centros poblados se encuentran esparcidos al lado izquierdo del anexo de San Miguel como se puede observar en la Imagen N° 04.

La expansión de la población es en sentido horizontal norte con referencia a la carretera panamericana norte dado que al lado sur son terrenos de cultivo.

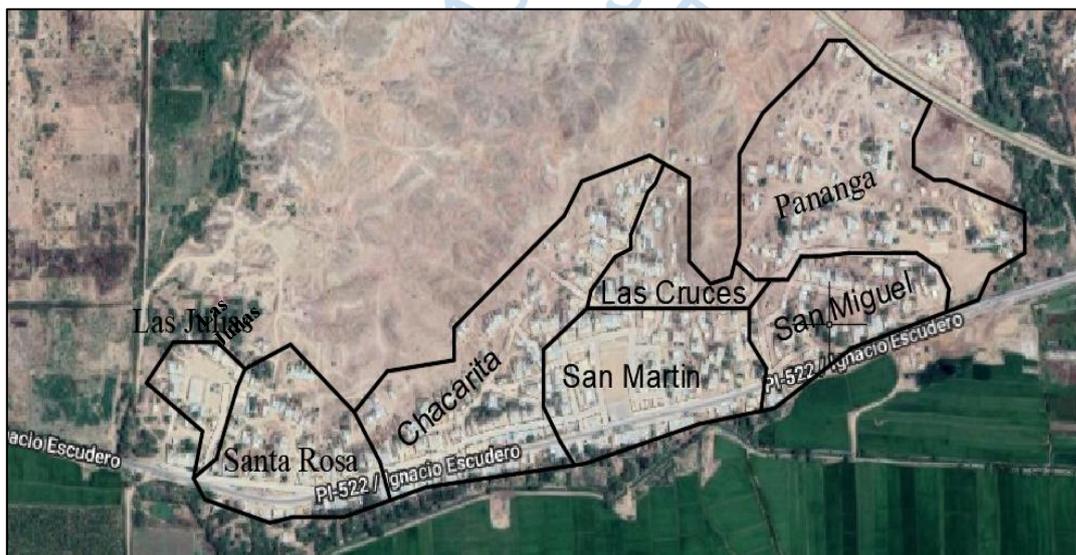


Imagen N° 04 Anexo San Miguel y centro poblados del distrito de Ignacio Escudero

Fuente: Google maps (2018)

**1.2 Anexo San José.** Es la otra zona del proyecto que también pertenece al distrito de Ignacio Escudero de la provincia de Sullana que se ubica exactamente a  $04^{\circ} 50' 51.27''$  latitud sur y  $80^{\circ} 54' 46.71''$  de longitud oeste, a una altura de 40.7 msnm, y se ubica a una distancia de 4.68 km de la capital del distrito de Ignacio Escudero. El crecimiento de la población de este anexo es en sentido horizontal sur con referencia a la ruta PI-522 Ignacio Escudero y se debe a que la zona es más plana. Además, que en el norte se encuentran los cultivos como se observa en la Imagen N° 05.



Imagen N° 05 Anexo San José  
Fuente: Google maps (2018)

## 2. Vías de acceso

El distrito de Ignacio Escudero se encuentra aproximadamente a 23 km de la provincia de Sullana, el acceso a dicho distrito es por la carretera hasta el desvío del letrero que señala Talara o cruce a la izquierda para Tamarindo, se escoge el lado izquierdo para seguir con el recorrido por la ruta PI-522 Ignacio Escudero hasta llegar el anexo de San Miguel y San José como se observa en la Imagen N° 06 y se detalla en la Tabla N° 01 el recorrido desde la ciudad Sullana hasta los anexos de San José, el estado de la vía y el tiempo que se demora en llegar.

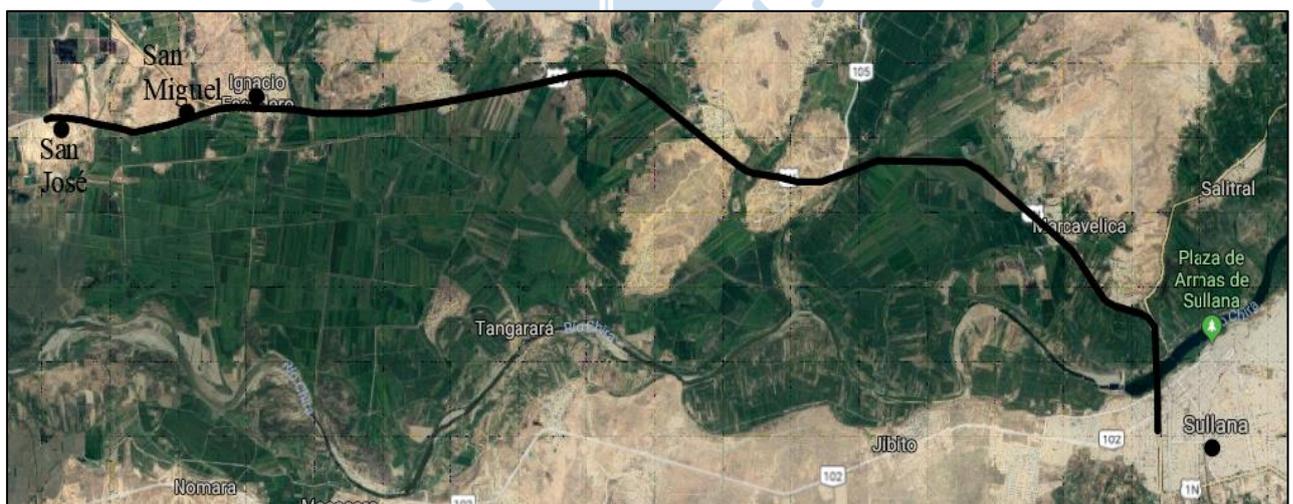


Imagen N° 06 Carretera que comunica la provincia de Sullana con el distrito de Ignacio Escudero  
Fuente: Google maps (2018)

Tabla N° 01 Accesibilidad y recorrido desde la provincia de Sullana hasta el anexo

Desde	Hasta	Distancia (km)	Tiempo (h:min)	Tipo de vía	Estado
Sullana	Ignacio Escudero	23.00	00:30	Asfaltada	Bueno
Ignacio Escudero	San Miguel	1.65	00:07	Asfaltada	Bueno
San Miguel	San José	4.68	00:10	Asfaltada	Bueno
Total de tramo terrestre		29.33	00:47		

Fuente: Elaboración propia

### 3. Clima

Los anexos de San Martín, San José y centros poblados se encuentran ubicados en la costa norte de Piura presentando climas subtropicales, secos propios de su ubicación geográfica y fuerte precipitaciones en los meses de verano, sobre todo en el mes de marzo, donde se puede observar en la Tabla N° 02, la máxima precipitación llega a 34 mm, mientras que en los meses más secos son desde junio hasta diciembre que corresponde a las estaciones de invierno y primavera.

La temperatura promedio es de 25° C, con una máxima fluctuación entre 30° C y 35° C en verano y una mínima de 20° C en los meses de invierno (Ayala, 2007).

Tabla N° 02 Precipitaciones promedio en mm del distrito de Ignacio Escudero

Mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun
Precipitación	5	15	34	9	1	0
Mes	Jul	Ago	Set	Oct	Nov	Dic
Precipitación	0	0	0	1	1	1

Fuente: Merkel (s.f.)

### 4. Topografía

El anexo San Miguel y los centros poblados como San Martín, Las Julias entre otras, presentan una topografía ondulada acompañada de cerros con pendientes moderadas, que regula el drenaje hacia las micro cuencas y zonas bajas del Valle Chira. Los pobladores han aprovechado la forma del terreno para asentarse tanto en la parte llana como en la parte alta como se puede apreciar en las Imagen N° 07 e Imagen N° 08. Pero que no pueden seguir expandiéndose debido a la falta del servicio de agua a domicilio. También se observa árboles de la zona como el algarrobo que sirven de alimento para el ganado.



Imagen N° 07 Vista panorámica del centro poblado de San Martín  
Fuente: Elaboración propia

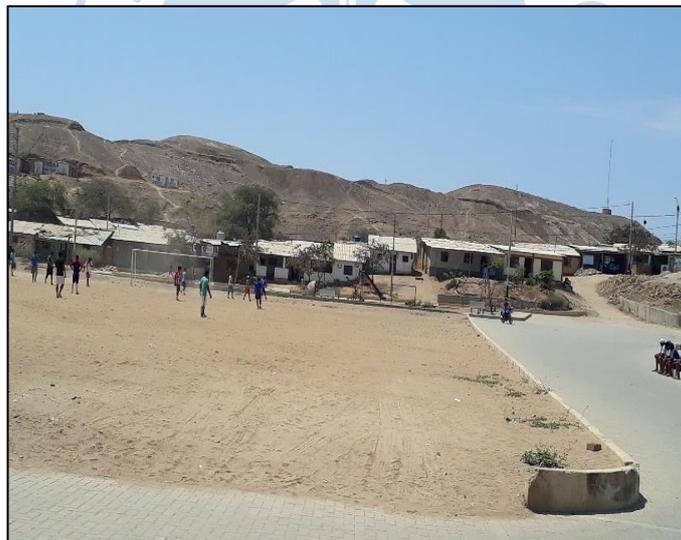


Imagen N° 08 Vista panorámica del centro poblado de San Miguel  
Fuente: Elaboración propia

Por otro lado, el anexo San José se ubica en la superficie más llana del distrito de Ignacio escudero, cuenta con bosques secos, espinosos, subtropicales propios de la zona norte y que sirven de alimento para el ganado, además de terrenos fértiles para el desarrollo de la agricultura pero que se encuentra limitado por el recurso hídrico. En la Imagen N° 09 se aprecia el terreno llano, informal de un asentamiento humano desordenado.



Imagen N° 09 Vista panorámica del anexo San José

Fuente: Google maps. Elaboración: Propia

## 5. Hidrología

Los anexos de San Miguel, San José y centros poblados constituyen parte de la cuenca del río Chira, que pertenece a la vertiente del Pacífico y presenta agua durante todo el año debido a que recibe agua por la margen derecha del río Alamor, el cual recorre en su mayor parte territorio ecuatoriano hasta Anchalay, en donde recibe aguas de la Quebrada de Chocán o conocido como Macará. Mientras por el margen izquierdo recibe agua de sus principales ríos tributarios como Quiroz y el Chipillico.

La cuenca del río Chira irriga las superficies agrícolas de los anexos San Miguel, San José y centros poblados por la derivación del recurso hídrico del reservorio de Poechos por medio del canal Norte y el canal Checa.

Actualmente el canal Norte es empleado para la irrigación de cultivos y abastecimiento de agua para las plantas de tratamiento de agua potable existentes.

Se puede observar en la Imagen N° 10 que el canal norte recorre lo zona de cultivos de los anexos de San Miguel, San José y centros poblados (Ayala, 2007).



Imagen N° 10 Canal norte

Fuente: Elaboración propia.

## 6. Características demográficas, sociales, económicas y culturales de la población

**6.1 Población.** La población del área de estudio de los anexos de San Miguel, San José y centros poblados según el INEI al año 2013 cuenta con un total de 3216 habitantes como se puede apreciar en la Tabla N° 03.

Tabla N° 03 Población censada de los anexos San Miguel

Año	Población	
	San Miguel	San José
2013	2625	591
Total	3216	

Fuente: INEI. Elaboración: Propia

## 6.2 Número de viviendas y características

**6.2.1 Tenencia de la Vivienda.** Según los datos recogidos por el INEI más del 90% de los pobladores de los anexos San Miguel, San José y centros poblados cuentan con casa propia, entre el 1% al 1.5 % de la población aun vive en casa alquilada y más del 0.8% de la población aún viene pagando en partes el terreno adquirido para vivir como se puede observar en la Imagen N° 11.

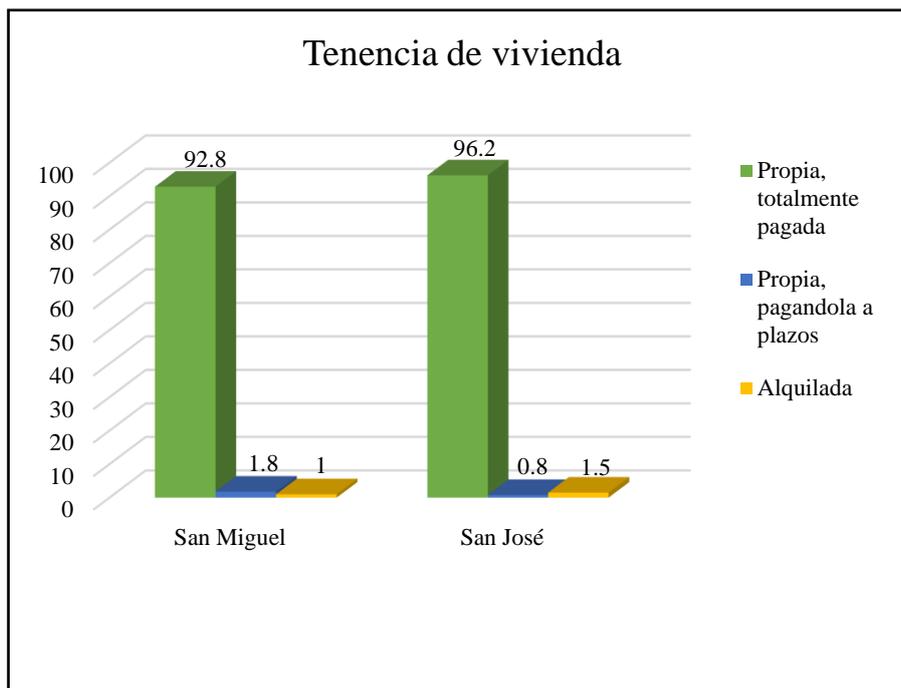


Imagen N° 11 Uso de vivienda al año 2013

Fuente: (INEI, s.f.,b). Elaboración: Propia

**6.2.2 Material de construcción de la vivienda.** Las viviendas que se encuentran en los anexos de San Miguel y los centros poblados presentan características de material rústico como el adobe en la gran mayoría y quincha, están conformadas por techos de calamina, esteras y pisos de tierra, son las viviendas que se ubican en las zonas alejadas de la plaza y algunas a su alrededor como se observa en la Número N° 12. Mientras tanto las viviendas de material noble de ladrillo conformados en la mayoría por techos de calaminas y en la minoría por losas aligeradas que se ubican en la parte céntrica y cuentan con vías de pavimentación de adoquín de hormigón como se puede observar en la Imagen N° 13.



Imagen N° 12 La figura superior corresponde a las viviendas que se ubican en la parte céntrica de la plaza, mientras las otras figuras corresponden a viviendas que se ubican lejos de la plaza.

Fuente: Elaboración propia



Imagen N° 13 Viviendas que se ubican a los alrededores de la plaza son de material noble y cuentan con pavimentación de adoquín de concreto.

Fuente: Elaboración propia

Las viviendas del anexo de San José están constituidas por materiales en paredes de adobe o tapia en un 72%, mientras los techos un 95% son de calaminas y pisos de tierra, esto se debe a que tienen poco tiempo de haberse instalado en dicho terreno y no contar con los servicios de agua y desagüe las 24 horas del día. Factores principales que limitan el crecimiento poblacional según información recogida por el INEI.

En la Tabla N° 04 se aprecia los materiales más predominantes de las viviendas.

Tabla N° 04 Material de construcción de las viviendas del anexo San José al año 2013

Material Predominante	San José
	%
<b>Paredes</b>	<b>100.00</b>
Adobe o tapia	72.18
Ladrillo o bloque de cemento	22.56
Quincha (caña con barro)	5.26
<b>Techo</b>	<b>100.00</b>
Plancha de calamina	99.25
Caña o estera con torta de barro	0.00
Concreto armado	0.75
<b>Pisos</b>	<b>100.00</b>
Tierra	60.15
Cemento	39.10

Fuente: INEI. Elaboración: Propia

**6.2.3 Servicios de la vivienda.** Los servicios básicos que debe contar una vivienda no están cubiertos al 100% en los anexos y centros poblados. El 90% de las viviendas de los anexos y centro poblados disponen de energía eléctrica en forma permanente, es decir las 24 horas.

El anexo de San Miguel y centros poblados cuenta con más del 50% de viviendas que tiene servicio de agua a domicilio, pero no las 24 horas debido a las deficiencias que presenta la planta de agua potable ubicada en la capital del distrito que no tiene capacidad para abastecer a los anexos más alejados. Por otro lado, el anexo de San José con más del 80% de viviendas que cuentan con agua a domicilio, esto se debe que la población que habita en ese territorio es menor por ello casi todos tienen servicio de agua.

Otro servicio básico no menos importante es el servicio de alcantarillado que no llega ni al 5% de viviendas que tengan la red de desagüe conectada a domicilio, predomina el uso de pozos

negros y letrinas, el cual es un foco infeccioso para la población según la información recogida por el INEI en la Tabla N° 05. (INEI, s.f.,b)

Tabla N° 05 Disponibilidad del servicio de la vivienda al año 2013

Tipo de servicio	San Miguel %	San José %
<b>Electricidad</b>		
Electricidad	92.02	96.99
Kerosene, mechero, lamparín	2.12	0
Otros	6	3.01
<b>Abastecimiento de agua</b>		
Red pública de agua dentro la vivienda	58.3	82
Red pública de agua fuera la vivienda	13	9
Pilón de uso público	12.1	3
Camión, cisterna u otro similar	0.3	0
Pozo	2.8	0.8
Río, acequia, manantial	1.1	1.5
Otro tipo	12.4	3.8
<b>Servicios higiénicos</b>		
Red pública de desagüe dentro la vivienda	3.8	0.8
Pozo séptico	0.5	6
Pozo negro, letrina	45.1	61.7
Río, acequia o canal	0.2	0.8
No tiene	50.5	30.8

Fuente: INEI. Elaboración: Propia

**6.3 Situación económica.** La actividad económica principal de los pobladores de los anexos de San Miguel, San José y los centros poblados es la agricultura y en menor escala la ganadería y la industria ladrillera durante varios años. Con la construcción del canal norte las actividades fueron beneficiadas en todo el distrito de Ignacio Escudero sobre todo la agrícola, que incrementó y se convirtió en una actividad rentable, competitiva y sostenible dando oportunidad de trabajo a la población.

**6.3.1 Actividad Agrícola.** Es la actividad que más predomina en el distrito y anexos de Ignacio Escudero, se desarrolla con bajo nivel tecnológico predominando las técnicas tradicionales que se limita a las condiciones climáticas por lo que no es estable afectando así los ingresos de las familias.

Los principales cultivos que se desarrollan por campaña agrícola con mayor superficie son el arroz (1,500 has) y el algodón (600 has), en pequeña escala el maíz amarillo duro, banano y sorgo escobero como se puede observar en la siguiente Imagen N° 14.



Imagen N° 14 Cultivos de arroz en San Miguel

Fuente: Elaboración propia

**6.3.2 Actividad pecuaria.** Es una actividad complementaria que se desarrolla en los anexos San Miguel, San José y centro poblados, especialmente el ganado caprino, ovino y vacuno pero que se encuentra limitada debido a las deficiencias técnicas por parte de los ganaderos que impide una mejor producción. El ganado de mayor importancia comercial es el caprino, se alimenta del pasto natural que crece en el distrito y los anexos como se puede observar en la Imagen N° 15.



Imagen N° 15 Ganado Vacuno se alimenta del pasto cerca al río Chira

Fuente: Cutivalú (2016)

**6.3.3 Industria ladrillera.** Es otra actividad de importancia económica que caracteriza al anexo de San Miguel y San José, que permite el desarrollo empresarial sostenible, tanto por la disponibilidad de canteras como por la calidad del producto y generar puestos de trabajo mensuales. Las empresas ladrilleras están conformadas principalmente por núcleos familiares y hay un aproximado de 35 empresas ladrilleras agrupadas en la Asociación Distrital de Ladrilleros. En la siguiente Imagen N° 16 se puede observar la ladrillera que se encuentra a la entrada de San Miguel.



Imagen N° 16 Ladrillera artesanal que se ubica a la entrada del anexo San Miguel

Fuente: Elaboración propia

**6.4 Situación social.** La población de los anexos de San Miguel y San José y centros poblados están en pleno desarrollo, por lo que no cuenta con instituciones superiores que permitan desarrollar sus potenciales además de no contar con los recursos económicos para salir adelante por tal motivo la población de jóvenes no terminan la secundaria, sino que trabaja desde temprana edad en la agricultura, ganadería y ladrillera para poder ayudar a sus padres.

**6.4.1 Infraestructura educativa.** El único servicio educativo que cuentan los anexos San Miguel, San José y centros poblados de nivel inicial, primaria y secundaria es la I.E. N° 14 879 Monte Abierto con un solo turno en las mañanas que cuenta con 381 alumnos, esto se debe a que los alumnos de nivel secundario no terminan, sino que se retiran a partir de tercero de secundaria para ayudar a sus padres en el campo o con las labores domésticas.

En el distrito de Ignacio Escudero hay un Centro Educación Técnica Productiva (CETPRO) que brindan oportunidades de formación en la costura, repostería, cosmetología y manualidades, actividades que en la actualidad no convence a muchos de los jóvenes debido a que es muy baja la remuneración y no les permite cubrir otros gastos.

**6.4.2 Infraestructura de Salud.** Existen dos puestos de salud ubicados en los anexos de San Miguel y San José, pero el de este último se encuentra fuera de servicio.

El puesto de salud es atendido por médicos especialistas con intervención diaria y/o una vez por semana, enfermeras y técnicas de salud, pero en forma limitada debido a que no están implementados con equipamiento correspondiente afectando así la cobertura del servicio. Además, la población presenta casos de desnutrición, analfabetismo, carencias de servicios de agua potable y alcantarillado, lo cual conllevan a altas tasa de morbilidad y mortalidad especialmente en los niños que son los más afectados (Ayala, 2007).

**6.4.3 Obras de saneamiento y otros.** La población de los anexos San Miguel, San José y centros poblados cuentan con conexiones de servicio de agua potable, el cual es brindado por la municipalidad del distrito de Ignacio Escudero por tres días a la semana, lo cual es insuficiente para cubrir sus necesidades básicas. Además, el agua presenta deficiencias en su tratamiento esto se ve reflejado en las enfermedades que padece la población sobre todo los niños.

No se tiene con exactitud cuánto de la población tiene telefonía móvil, pero se podría decir que más del 50% de la población de los anexos y centros poblados cuentan con un teléfono móvil.

## **7. Sistema de administración y organización**

En el distrito de Ignacio Escudero, sus ocho anexos y centros poblados cuentan con un nivel de organización que ha permitido el desarrollo social, económico y productivo de la zona, pero en las últimas décadas, muchas de ellas han desaparecido, otras se encuentran en estancamiento institucional debido a política centralista del Gobierno Regional de Piura.

### **7.1 Organización de bases y principales representantes**

Las organizaciones se agrupan en:

- Organizaciones productivas y de promoción del desarrollo local: comisiones de regantes margen derecha del río Chira, Sub Sectores de Riego, Comités de Agricultores y Comité del Programa PIMA, Asociación Distrital de Ganaderos, Programa a Trabajar Rural, Programa PIMA del Gobierno Regional.
- Ministro de Agricultura, Asociación de Campesinos Desocupados, Asociación de Campesinos Sin Tierra, Asociación de Agricultores por Anexo.
- Organizaciones Sociales y Culturales: comedores populares, comedor infantil, grupos juveniles, comités del vaso de leche, asociación de pensionistas y asegurados, APAFAS, promotoras sociales, comités de salud, centro de salud, puestos de salud y CLAS, comité de solidaridad ciudadana.

- Organizaciones de progreso: comités de desarrollo comunal, juntas vecinales, junta administradora de servicios de saneamiento (cada anexo cuenta con una junta administrativa), comités pro obras de saneamiento básico, comités pro obras de electrificación y locales comunales, entre otros.
- Organizaciones administrativas de control y fiscalización de la gestión pública, se maneja en la capital del distrito de Ignacio Escudero (Ayala, 2007).

**7.2 Situación de la gestión económica y financiera.** La planta de tratamiento de agua potable de la municipalidad de Ignacio Escudero distribuye el agua a la capital del mismo distrito, San Jacinto y San Pedro, a los anexos de San Miguel, centros poblados aledaños a San Miguel y San José.

Actualmente por el servicio de agua que brinda la municipalidad de Ignacio Escudero se paga mensualmente S/. 10.00 por familia, el cual es cobrado por el representante de la JASS de cada uno de los anexos que abastece la planta de tratamiento de agua.

Los representantes de la JASS de San Miguel y San José logran recaudar el monto mensual correspondiente, aunque son los que más sufren por el servicio de agua, para luego rendir cuentas a la municipalidad y con ello poder cubrir una parte de gastos y operación de la planta de tratamiento de agua potable.



## Capítulo 2

### Teoría básica de una planta de tratamiento de agua potable

Una planta de tratamiento de agua potable se encarga de realizar dos procesos de tratamiento al agua cruda. El primero consiste en la clarificación del agua con el fin de mejorar la calidad física, química y el segundo consiste en la desinfección del agua mediante la eliminación de organismos patógenos para que el agua sea inocua a la hora de su ingesta.

El agua de captación para el tratamiento de agua potable puede provenir de diferentes fuentes naturales como superficial o subterránea, con contaminación o sin ella y requiere de procesos de tratamiento. Dicho tratamiento dependerá de las características del agua cruda a tratar por ello se necesita un estudio de ingeniería cuidadoso, basado en la calidad de la fuente, selección apropiada de los procesos, operaciones de tratamiento más adecuados y económicos para producir un agua de calidad requerida.

El agua proveniente de una fuente superficial para consumo humano siempre necesitará un tratamiento más o menos complejo debido a que está expuesta a un mayor grado de contaminación.

Los tipos de planta que existen se han tomado de referencia De Vargas (2004) y se clasifican según los tipos de procesos que la conforman son:

- Plantas de filtración rápida, es una planta de tratamiento que trabajan según las características del agua, el medio filtrante, velocidades altas y sobre todo con los recursos disponibles para operar y mantener la planta de tratamiento en funcionamiento y se clasifican en:
  - Planta de filtración rápida completa: es una alternativa de filtración rápida, están conformadas por los procesos de coagulación, decantación, filtración y desinfección.
  - Planta de filtración directa, es otra alternativa de filtración rápida, pero para aguas claras y están constituidas por los procesos de mezcla rápida y filtración. (Ver Tabla N° 06)

Tabla N° 06 Criterios de selección de los procesos en función de la calidad de la fuente en Plantas de filtración rápida

Alternativas	Límites de calidad de agua cruda aceptables		
	90% del tiempo	80% del tiempo	Esporádicamente
<b>Filtración rápida completa:</b> coagulación + decantación + filtración rápida descendente	To $\leq$ 1000 UT Co $\leq$ 150 UC C.F. $\leq$ 600/100 ml	To $\leq$ 800 UT Co $\leq$ 70 UC	To Máx < 1500 UT Si To > 1500 UT añadir presedimentador C.F. > 600/100 ml añadir precloración
<b>Filtración directa descendente</b> mezcla rápida + filtración rápida descendente	To $\leq$ 30 UT Co $\leq$ 25 UC Algas $\leq$ 200 Und/ ml C.F. $\leq$ 500/100 ml	To $\leq$ 20 UT	To Máx $\leq$ 50 UT
<b>Filtración directa ascendente</b> mezcla rápida + filtración rápida ascendente	To $\leq$ 100 UT Co $\leq$ 60 UC	To $\leq$ 50 UT	To Max < 200 UT Co Max < 100 UC
<b>Filtración directa ascendente - descendente:</b> mezcla rápida más filtración ascendente + filtración descendente	To $\leq$ 250 UT Co $\leq$ 60 UC	To $\leq$ 150 UT	To Max < 400 UT Co Max < 100 UC

Fuente: Maldonado (2016)

- Plantas de filtración lenta, son plantas de tratamiento que trabajan con menor tasa de filtración de agua que varía entre 0.10 y 0.30 m/h. Está comprendido por filtros lentos pero que pueden añadirse otros procesos como desarenador, presedimentación, sedimentación, filtración gruesa o filtración en grava y filtración lenta dependiendo de la calidad del agua de captación.

También se clasifican de acuerdo a la tecnología usada, pero deben de estar de acorde con los recursos económicos, humanos y materiales disponibles localmente para que puedan cumplir con los objetivos de tratamiento previstos y son (De Vargas, 2004,a):

- Plantas convencionales antiguas, son el sistema más antiguo que existe, se caracteriza por la gran extensión que ocupan las unidades, un ejemplo de ello es el decantador rectangular de flujo horizontal.
- Plantas convencionales de alta tasa o de tecnología CEPIS/OPS, son plantas de tratamiento en la cual los procesos se generan mediante energía hidráulica, son 100 % obras civiles, son

- fáciles de construir con los recursos disponibles en los países en desarrollo, el mantenimiento es económico, fácil y rápido de realizar. Estas plantas de tratamientos están conformadas por los procesos de floculadores y decantadores de placas inclinadas a 60°.
- Plantas de tecnología importada o de patente, cuentan con tecnología que normalmente está integrada 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 cuanto menor la floculación y decantación. Se caracteriza por una gran cantidad de equipo y alto grado de complejidad en las soluciones, requiere de personal altamente capacitado, programa de mantenimiento preventivo para los equipos, existencia permanente de repuestos y suministro de energía eléctrica. Mayormente se emplean en Europa y Estados Unidos, muy pocos en países de América Latina.

### 1. ¿Qué es agua potable?

El agua potable es aquella agua que no causa daño ni tiene riesgo para la salud cuando se consume toda una vida, teniendo en consideración las vulnerabilidades que pueden presentar las personas en las distintas etapas de su vida (OMS, 2006).

El agua potable debe cumplir unos requisitos de parámetros físicos, químicos y microbiológicos. En la parte física como turbiedad, olor, color y sabor; en la parte química como la acidez, alcalinidad, aceites, grasa, entre otros y debe estar exenta de microorganismos patógenos sobre todo bacterias y virus que afectan la salud de las personas.

Por lo tanto, se han creado normas de calidad de agua para su control y vigilancia que se encargan de regular la calidad de agua de consumo humano además que sirven para seleccionar las fuentes de agua, el tratamiento y su distribución. Por ello cada país ha establecido sus propias normas tomando como base y guía las normas de la Organización Mundial de la Salud (OMS, 2006).

La norma tiene como fin dar valores a los parámetros físicos, químicos y microbiológicos para asegurar la aceptabilidad estética y no representen un riesgo en la salud, la calidad del agua sea apta para cualquier propósito doméstico. Además, sirve como indicador cuando un valor es

superado para investigar la causa e informar a las entidades respectivas (responsables de la salud pública) según lo indica La Dirección Gestión y Salud en el Perú (MINSA, 2011).

## **2. Fuentes de abastecimiento**

El origen de las fuentes de agua para el consumo como agua potable son de gran interés en lo que se refiere a su composición. Existen dos tipos de fuentes y son las superficiales y las subterráneas.

### **a) Fuente superficial**

Son aguas que se encuentran en la superficie de la tierra y a simple vista como los ríos, lagos y lagunas, utilizadas para el consumo como agua potable previo a un tratamiento de desinfección.

Hasta el siglo XIX, que el crecimiento de la población y la revolución industrial trajo consigo el crecimiento indiscriminado de desechos (aguas residuales vertidas a los ríos, lagos y lagunas), ocasionando la degradación de la calidad del agua misma y que actualmente requieran de un tratamiento más riguroso que permita cumplir con los parámetros de calidad del agua potable.

### **b) Fuente subterránea**

Las fuentes subterráneas son aguas que se encuentran almacenadas bajo la superficie llamado acuífero y para extraerse se requiere de la perforación de un pozo, lo cual a veces puede ser una desventaja de este tipo de fuente ya que puede incurrir en un mayor desgaste de equipos de bombeo encareciendo el costo de perforación y de bombeo. Además, en los últimos años se ha detectado que a mayor profundidad es más la probabilidad de que estas aguas contengan metales y compuestos tóxicos o metales problemáticos. Por ejemplo, se han encontrado acuíferos contaminados por herbicidas y pesticidas debido a las actividades agrícolas y forestales han ocasionado un alto nivel de contaminación, dado que se infiltran en las capas del suelo hasta llegar al acuífero y contaminarlo.

## **3. Principales procesos unitarios de una estación de tratamiento de agua potable**

Los procesos unitarios que permiten tratar al agua cruda para convertirla en agua potable dependen de estudios físicos, químicos y microbiológicos que permiten determinar que

procesos se deben realizar al agua. Pero entre los más básicos son desde la captación, pretratamiento consiste en remover sólidos grandes y partículas entre un rango de 0.2 a 0.4 mm para evitar que puedan ocasionar daños en los equipos y en los procesos siguientes de tratamiento del agua que consisten en la clarificación (mezcla rápida, floculación y decantación) y desinfección (cloración) del agua para que sea apta para el consumo.

**3.1 Captación.** La captación del agua es el primer paso para el diseño del tratamiento del agua potable debido a que se debe asegurar que el ingreso de agua sea lo suficiente, para ello se recomienda un estudio de un ciclo hidrológico o en caso que no existieran dichos registros, para determinar la calidad del agua los estudios pueden basarse en los meses más lluviosos como lo recomienda la norma OS.020 Planta de tratamiento de agua para consumo humano.

El dispositivo de captación más sencillo es un tubo sumergido con una rejilla o malla metálica para evitar el ingreso de material grueso que pueda obstruir algún elemento mecánico como una bomba centrífuga. Además, debe ubicarse en zonas libres para evitar inundaciones en épocas de crecida, donde no ocasionen erosión o sedimentación y aguas arriba de posibles fuentes de contaminación, que perjudiquen la operatividad de la planta de tratamiento de agua potable ocasionando su paralización o en todo caso daños en la salud del consumidor.

**3.2 Pretratamiento.** Son procesos que se encargan de eliminar partículas mayores de 0.2 mm o cualquier otro sólido que puedan obstruir los procesos siguientes de tratamiento.

**3.2.1 Cribado.** Consiste en unas rejillas o planchas perforadas que sirven para retener el material grueso y material suspendido de mayor tamaño que puedan dañar algún instrumento mecánico, atorar tuberías o interferir en el proceso de tratamiento.

Las rejas, son fajas de acero o barras que se diseñan en función del tamaño de los sólidos que se desea retener, para sólidos grandes la separación es de 50 a 100 mm, la cual precede a una reja mecanizada, mientras que la separación de 10 a 25 mm es un desbaste medio y la separación de 3 a 10 mm es un desbaste fino (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006).

La limpieza de las rejillas puede ser manual o mecánica, dependiendo del tamaño e importancia de la planta. Para el caso de centros poblados mayormente se trabaja con rejillas y la limpieza es de manera manual cuando la pérdida de carga se eleva debido al atoro de la rejilla por lo que se recomienda una limpieza regular. Se puede observar la rejilla en la toma de captación de la Imagen N° 17.

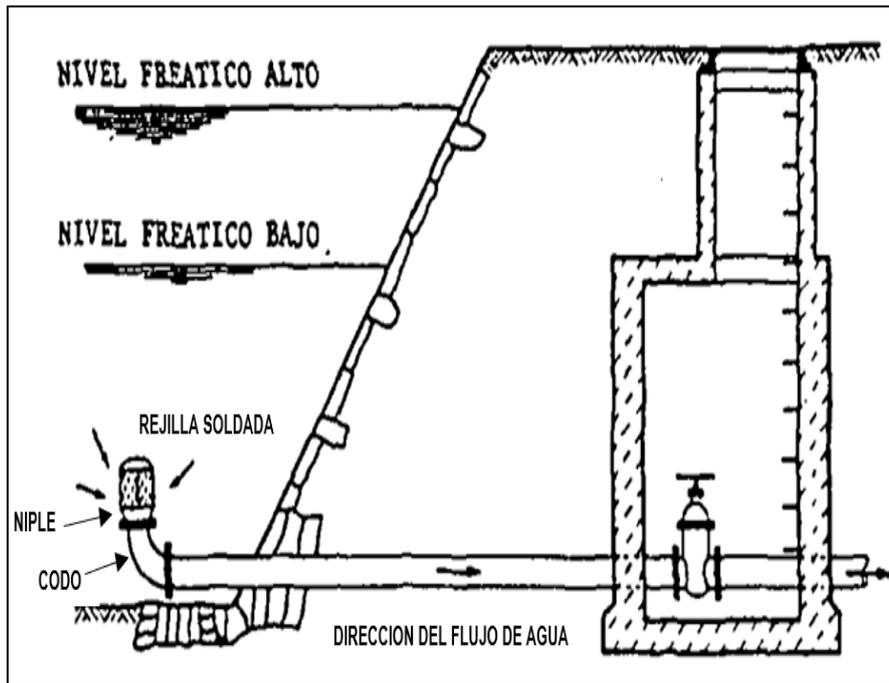


Imagen N° 17 Protección en la entrada de captación

Fuente: CEPIS/OMS (1988)

**3.2.2 Desarenador.** Este apartado se ha realizado utilizando la referencia de ANA (2010).

Es la unidad de una planta de tratamiento de agua que tiene como objetivo separar del agua cruda la arena y partículas en suspensión gruesa con el fin de evitar que se produzcan depósitos en las obras de conducción, proteger a las bombas de la abrasión y evitar sobrecargas en los procesos posteriores de tratamiento disminuyendo así la calidad del agua para consumo. Las partículas que el desarenador se encarga de remover son partículas discretas es decir partículas que no cambian sus características de forma, tamaño y densidad por lo que se le conoce como una sedimentación simple.

El desarenador es un tipo de sedimentación simple que se diseña para un determinado diámetro de partícula, es decir que todas las partículas superiores al tamaño escogido se

depositaran en el fondo. Para plantas de tratamiento de agua el desarenador removerá partículas de arena de un diámetro mayor a 0.2 mm.

La unidad del desarenador está conformada por cuatro partes o zonas (ver Imagen N° 18):

- Zona de entrada: tiene como función conseguir una distribución uniforme de las líneas de flujo dentro de la unidad, uniformizando a su vez la velocidad.
- Zona de sedimentación: es el lugar donde las partículas sólidas caen al fondo debido a la disminución de la velocidad producida por el aumento de la sección transversal. Según Dubuat, las velocidades límites por debajo de las cuales el agua cesa de arrastrar diversos materiales son para la arcilla 0.081 m/s, arena fina 0.16 m/s y arena gruesa 0.216 m/s. De acuerdo a lo anterior, la sección transversal de un desarenador, se diseña para velocidades que varían entre 0.1 m/s y 0.4 m/s con una profundidad media de 1.5 m a 4m.
- Zona de salida: conformada por un vertedero de rebose diseñado para mantener una velocidad que no altere el reposo de la arena sedimentada y pase el agua limpia hacia el canal. Por ello mientras más pequeña es la velocidad de paso por el vertedero, menos turbulencia causa en el desarenador y menos materiales en suspensión arrastran. Como máximo se admite que esta velocidad pueda llegar a 1 m/s.
- Zona de depósito y eliminación de la arena sedimentada: es una compuerta de lavado o fondo que sirve para desalojar los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta, al fondo del desarenador se le da una gradiente fuerte del 2 al 6%. El incremento de la profundidad obtenido por efecto de la gradiente no se incluye en el tirante del cálculo, sino que el volumen adicional obtenido se le toma como depósitos para las arenas sedimentadas.

A continuación, se mencionará las consideraciones necesarias para el diseño hidráulico de un desarenador.

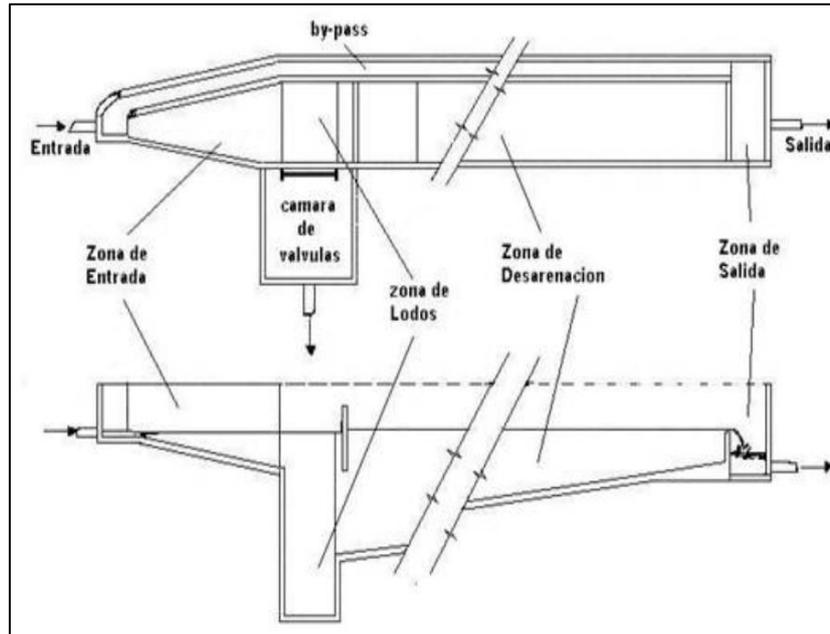


Imagen N° 18 Desarenador, vista de planta y corte longitudinal

Fuente: (OPS/CEPIS, 2005)

- a) Determinar el diámetro de la partícula a sedimentar:

$$\phi = 0.2 \text{ mm} \quad (2.1)$$

- b) Cálculo de la velocidad del flujo ( $V_H$ ) en el tanque:

La velocidad de un desarenador se considera lenta, cuando está comprendida entre 0.20 m/s a 0.60 m/s.

$$V_H = a\sqrt{d} \text{ (cm/s)} \quad (2.2)$$

Donde:

$d$  = diámetro (mm)

$a$  = constante en función del diámetro. (Ver Tabla N° 07)

Tabla N° 07 Constante en función al diámetro en función

a	d(mm)
51	< 0.1
44	0.1 - 1
36	< 1

Fuente: ANA (2010)

c) Cálculo de la velocidad de caída ( $V_s$ ) en aguas tranquilas:

Para calcular la velocidad de caída de las partículas existe muchas fórmulas empíricas, tablas y monogramas que consideran el peso específico del material a sedimentar ( $\rho_s$ ) y el peso específico del agua ( $\rho_w$ ). Pero en este se trabajará con la velocidad de caída (velocidad de sedimentación) en función del diámetro de la partícula como se puede apreciar en la Tabla N° 08.

Tabla N° 08 Velocidad de sedimentación

<b>d (mm)</b>	<b>w (cm/s)</b>
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.440
2.00	15.290
3.00	19.250
5.00	24.900

Fuente: ANA (2010)

d) Cálculo de las dimensiones del tanque

$$Q = A_T \times V_H \quad (2.3)$$

Donde:

Q = caudal de diseño

$A_T$  = área transversal (ancho x altura)

### 3.3 Tratamiento

**3.3.1 La coagulación.** Es un proceso del tratamiento de agua que envuelve una serie de reacciones físicas y químicas, el cual inicia en el instante en el que se agregan coagulantes (sustancias químicas) al agua, se dispersan rápido y uniformemente bajo condiciones de intensidad de agitación (turbulencia) y dura solamente fracciones de segundo. La turbulencia puede ser provocada por medio hidráulicos o mecánicos (Arboleda, 2000,a).

La coagulación tiene como objetivo principal eliminar la turbiedad y el color (materia orgánica), que se presentan como coloides con carga negativa haciendo posible la sedimentación de estas mediante el uso de sustancias químicas (sales de aluminio o hierro), las cuales se encargan de agrupar las partículas pequeñas con las más grandes mediante la formación de precipitados pesados gelatinosos o grumos que envuelven y arrastran a las partículas suspendidas para ser removidas con mayor eficiencia en los siguientes procesos de la sedimentación y filtración.

La coagulación da inicio a la desestabilización de las partículas coloidales y depende de las partículas coloidales presentes.

- **Partículas Coloidales**

En este apartado se ha usado de referencia CEPIS/OPS (2004,b).

Las partículas coloidales en el agua presentan un diámetro entre 1 y 1.000 milimicrómetro, son responsables de la turbiedad en el agua y son imposibles de sedimentar.

Tienen propiedades que definen su comportamiento en el agua y son las cinéticas (movimiento browniano), de superficie y electrocinéticas. Pero dos de ellas son especiales, el movimiento browniano y el área superficial, porque permiten desafiar la ley de la gravedad lo que impide su remoción por acción simple y debido a su inmensa área superficial, los coloides adsorben iones en cantidades desiguales, originando la formación de una carga eléctrica que contribuye a su estabilidad en el agua.

La estabilidad de los coloides depende de la resultante de las fuerzas de atracción y repulsión que actúan sobre ellos. Las fuerzas de atracción, llamadas fuerzas de Van der Waals, son causadas por la interacción de dipolos de las partículas, ya sean permanentes o inducidas. La fuerza de repulsión, o sea la estabilidad del coloide en sistemas coloides hidrofóbicos,

aquellos que repelen en el agua, se debe al potencial zeta; por tanto, para lograr la aglomeración de las partículas se debe reducir la fuerza de repulsión, de tal manera que las fuerzas de atracción prevalezcan y se logre la colisión de partículas que formen agrupaciones que puedan ser removidas fácilmente por gravedad.

- **Desestabilización de las partículas coloidales**

Este apartado se ha usado de referencia a Cárdenas (2000).

- Coagulación de adsorción o neutralización de las cargas:

Se presenta cuando el agua contiene una alta concentración de partículas al estado coloidal; cuando el coagulante es adicionado al agua turbia, los productos solubles de los coagulantes son absorbidos por los coloides y forman los flóculos casi instantáneamente. El tiempo para que los coagulantes se difundidos en las masas de agua es en menos de 0.1 s para que los productos se desarrollen entre 0.01 y 1 s y produzcan la desestabilización del coloide. (Ver Imagen N° 19)

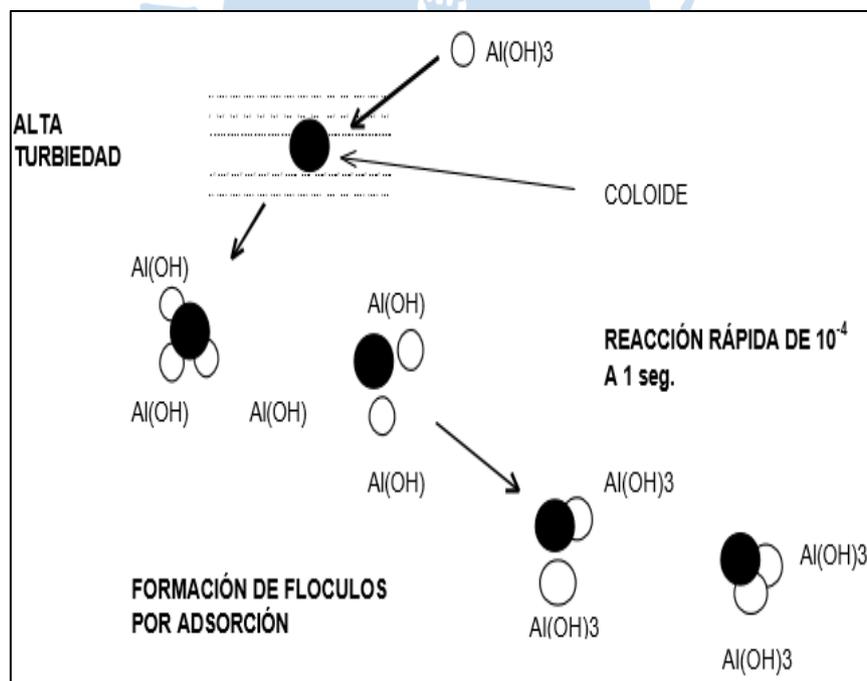


Imagen N° 19 Coagulación por adsorción

Fuente: Cárdenas (2000)

- Coagulación de barrido:

Se presenta cuando el agua es clara (presenta baja turbiedad) y la cantidad de partículas coloidales es pequeña; en este caso las partículas son atrapadas al producirse una sobresaturación de precipitado de sulfato de aluminio o cloruro férrico. (Ver Imagen N°20).

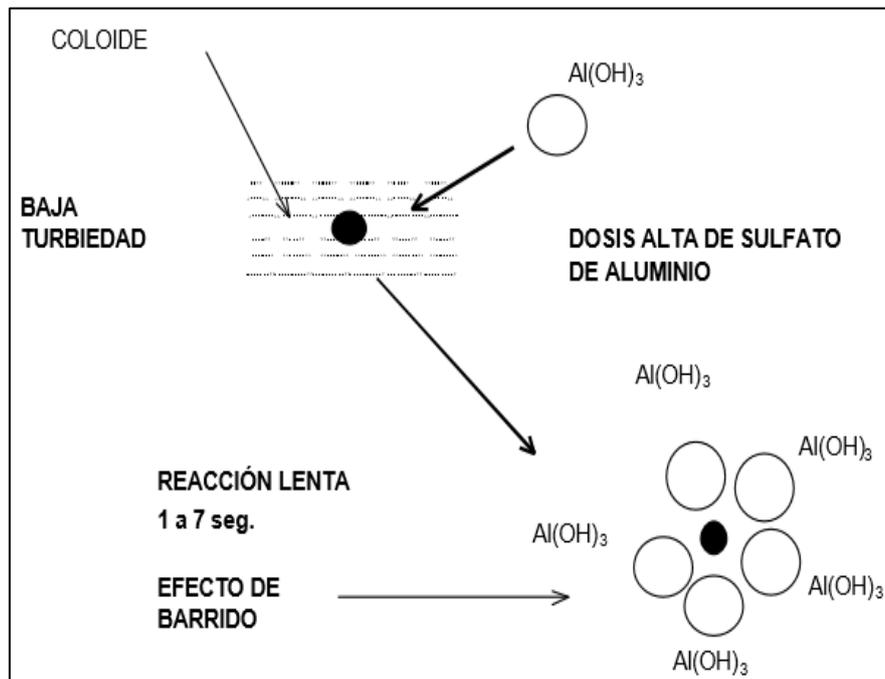


Imagen N° 20 Coagulación por barrido

Fuente: Cárdenas (2000)

- **Los coagulantes**

Son sustancias químicas que se agregan al agua con el fin de desestabilizar a las partículas coloidales e incrementar la tasa de formación de flóculos. Pueden ser coagulantes metálicos y polielectrolitos o ayudantes coagulantes. Los primeros reaccionan con la alcalinidad del agua y se polimerizan una vez iniciado el contacto con el agua para luego ser absorbidos por los coloides presentes.

Los coagulantes que se emplean en el tratamiento de agua potable son el sulfato de aluminio, el sulfato ferroso y la cal, el cloruro férrico, el sulfato férrico entre otros.

- El sulfato de Aluminio (fórmula teórica es  $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ ) es el más empleado debido a que se puede encontrar en forma sólida o líquida y es de bajo costo. Es una sal que deriva de una base débil (hidróxido de aluminio) y de un ácido fuerte (ácido sulfúrico), por lo que

sus soluciones acuosas son muy ácidas. Y su almacenamiento debe ser un lugar seco y libre de la humedad (Barrenechea, 2004).

En la Tabla N° 09 se puede observar las características que presenta el sulfato de aluminio.

Tabla N° 09 Características del sulfato de aluminio

<b>Estado Sólida</b>	
Presentación: Placas compactas, granulado, polvo. Fórmula: $Al_2$ Contenido de $Al_2O_3$ : 17% Densidad: 1000kg/m <sup>3</sup> Solubilidad: Muy soluble Aspecto y color: polvo cristalino banco brillante Olor: inodoro Rango promedio PH de trabajo: 5 - 8 Rango promedio pH para remover color: 5 - 6 Rango promedio pH para remover turbiedad: 6 - 7	
<b>Estado Líquida</b>	
Contenido de $Al_2O_3$ : 8 - 8.5 % Densidad: 1310 - 1320 kg/m <sup>3</sup> Solubilidad: Muy soluble pH : 2 - 3.8 Aspecto: Líquido cristalino o ligeramente turbio Rango promedio PH de trabajo: 5 - 8 Rango promedio pH para remover color: 5 - 6 Rango promedio pH para remover turbiedad: 6 - 7	

Fuente: Elaboración propia

Los polielectrolitos o ayudantes de coagulantes se emplean bastante en países desarrollados y se clasifican según su origen y carga. A continuación, se mencionan los polímeros de origen natural y sintéticos:

#### - Polímeros naturales

Son compuestos naturales de animales y plantas como proteínas, carbohidratos y polisacáridos (almidón, glucósidos). La mayoría de ellos tienen propiedades coagulantes o floculantes y eran usados por los nativos en forma empírica para clarificar el agua como, por ejemplo, la panca de la tuna o nopal (utilizado en la sierra de Perú y en México), semillas del nirmalí utilizado en la India (Arboleda, 2000,a).

- Polímeros sintéticos

Son compuestos orgánicos productos de la transformación química de derivados del carbón y del petróleo, en la actualidad existe más de 100 marcas comerciales de polielectrolitos sintéticos aprobados para uso en agua potable.

Los polímeros pueden ser según su carga aniónicos, catiónicos o neutros y pueden presentarse en forma sólida (polvo) o líquida. Los polímeros en polvo se usan bajo la forma de suspensión, tienen una duración inferior a una semana y requieren un tiempo de contacto entre 30 y 60 minutos por ello se usan en dosis pequeñas (0,1 a 1 g/L). Mientras que los polímeros en líquido, se expresan en producto seco y mayormente son soluciones catiónicas que contienen más de 10 a 60% de polímero activo (Arboleda, 2000,a).

• **Métodos para dosificar los compuestos químicos**

En la dosificación de las sustancias químicas (coagulantes) se tiene en cuenta la calidad del agua a tratar, por ello existe dos sistemas de dosificación que pueden ser en seco o de solución. La dosificación del coagulante debe añadirse de forma constante y uniforme en el agua.

- En seco o polvo

Las sustancias químicas se entregan directamente al gasto total, o un pequeño volumen de agua, en la cual se disuelve o mantiene en suspensión antes de inyectarse a la masa de agua por tratar, permitiendo así una dosificación continua y se emplean en plantas que no produzcan caudales menores de 20 l/s.

- En solución o líquida

Las sustancias químicas requieren ser previamente disueltas o llevadas al estado coloidal o de suspensión por lo tanto se debe diseñar un tamaño de estanque en la que se pueda almacenar y distribuir la solución.

Este tipo de dosificador puede ser manejado por personal no calificado debido a que la solución es distribuida mediante una tubería perforada llamada flauta al punto de aplicación donde exista turbulencia para que se obtenga un mejor contacto entre el coagulante y las partículas coloidales, como se puede observar en la Imagen N° 21.



Imagen N° 21 Solución del coagulante distribuida mediante tubería perforada o flauta  
Fuente: Elaboración propia

- **Mezcla rápida**

En este apartado se ha usado de referencia De Vargas (2004,b).

El proceso de la coagulación es muy rápido y toma unas décimas de segundos por ello se debe llevar a cabo en una unidad de tratamiento llamada mezcla rápida. Las unidades utilizadas para producir la mezcla rápida se clasifican según el tipo de energía utilizada para producir la agitación: mecánica o hidráulica. (Ver Tabla N° 10)

- Hidráulicos

Los mezcladores hidráulicos se utilizan cuando se disponen de suficiente energía de entrada y se aprovecha en la mezcla del coagulante, pueden emplearse los de resalto hidráulico, canaleta parshall entre otros pero dependen del caudal que se trabajará, para caudales menores a 50 l/s se recomienda el vertedero triangular (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006).

Además, tiene la ventaja de no requerir equipo mecánico sobre todo para plantas municipales de tratamiento de agua potable en donde no se dispone de personal capacitado. Además, son adecuadas para el tipo de coagulación neutralización-adsorción o de barrido.

Tabla N° 10 Clasificación de las unidades de mezcla rápida

<b>Mecánicas</b>	Retromezclador en línea		
<b>Hidráulicas</b>	Resalto hidráulico	Canaleta Parshall	
		Canal de fondo inclinado	
		Vertedero rectangular	
	En línea	Difusores	En tuberías
		Inyectores	En canales
		Estáticos	
	Caída	Orificios	
		Vertederos triangulares	
	Contracciones	medidor venturo	
		Reducciones	
		Orificios ahogados	
Velocidad o cambio de flujo	Línea de bombeo		
	Codos		

Fuente: De Vargas (2004,b)

El resalto hidráulico ocurre cuando la corriente supercrítica  $h_1$  (rápida y poco profundo) cambia súbitamente a subcrítica  $h_2$  es decir se vuelve una corriente lenta y profunda, mientras la velocidad cambia de mayor a menor que la crítica.

Los tirantes  $h_1$  y  $h_2$  indicados en la Imagen N° 22 se llaman alturas conjugadas y se determinan así:

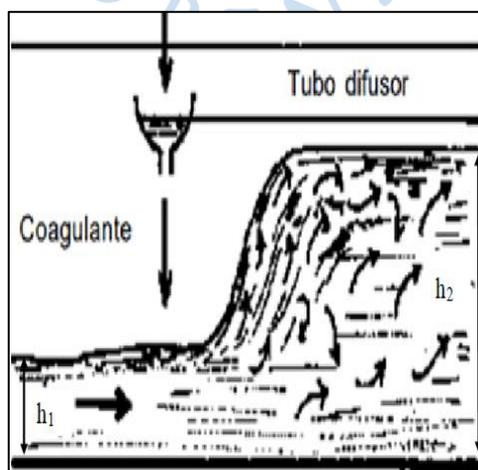


Imagen N° 22 Resalto hidráulico

Fuente: De Vargas (2004,b)

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \quad (2.4)$$

Donde

F = es número de Froude

$$F_1 = \frac{U_1}{\sqrt{g h_1}} \quad (2.5)$$

En Hidráulica se conocen diversos tipos de resalto conforme al valor del Número de Froude:

$F_1 = 4,5$  a  $9,0$ . Resalto estable: el resalto es fuerte y de forma estable, libre de ondulaciones irregulares.

La longitud del resalto (L) se calcula con la siguiente fórmula:

$$L = 6(h_2 - h_1) \quad (2.6)$$

La energía hidráulica ( $h_p$ ) se disipa en forma de pérdida de carga y se determina por la fórmula de Bélanger:

$$h_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4h_1 h_2} \quad (2.7)$$

El gradiente de velocidad para mezcladores hidráulicos está dado por la fórmula.

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} x \frac{h_p}{T}} \quad (2.8)$$

Donde:

$\mu$  = coeficiente de viscosidad en  $\text{kg}\cdot\text{s}/\text{m}^2$

$h_p$  = pérdida de carga en m

T = tiempo de mezcla en s

$\gamma$  = peso específico del agua en  $\text{kg}/\text{m}^3$

El gradiente de velocidad (turbulencia) debe estar en un rango de 700 a 1 300  $\text{s}^{-1}$  y el tiempo de retención es de 0.1 a 7 s (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006).

#### - Mecánicos

Los mezcladores mecánicos inducen en la mezcla una energía a través de una fuente externa motriz como impulsores rotatorios del tipo hélice, paleta, turbina u otros elementos similares acoplados a un eje de rotación. Los ejes giran a un alto número de revoluciones que agitan el agua en forma violenta y propicia la mezcla rápida y uniforme del coagulante. Son fabricados por industrias es por ello que su manejo es de personal calificado.

Los más empleados son los de tipo turbina que constan de un disco o eje con impulsores, se emplean para aguas claras que coagulan por el mecanismo de coagulación por barrido como se puede ver en la Imagen N° 23.

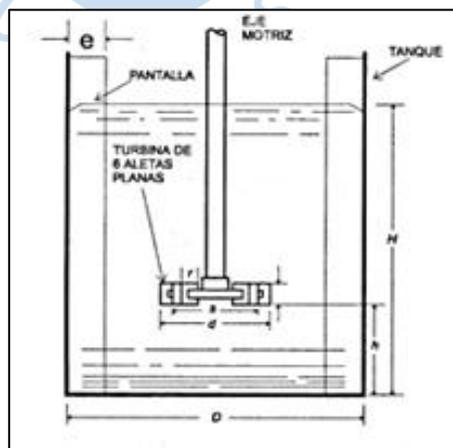


Imagen N° 23 Mezclador tipo turbina

Fuente: Romero (2006)

**3.3.2 Floculación.** Este apartado se ha realizado utilizando de referencia Cardenas (2000).

La floculación es un proceso que sigue a la coagulación, donde las partículas coaguladas colisionan unas con otras para dar la formación o aglomeración de partículas de mayor tamaño y densidad (floc) para luego decantar, por lo que el contacto de las partículas se debe realizar con una lenta agitación del agua.

La floculación guarda una relación con los fenómenos de transporte dentro del líquido para que las partículas hagan contacto, formando así una malla de coágulos, que permite el crecimiento de partículas coaguladas, un floc suficientemente grande y pesado para ser removido en el siguiente proceso de sedimentación.

Para la aglomeración de las partículas intervienen en forma secuencial, tres mecanismos de transportes:

- a) Floculación pericinética o Browniana: es el movimiento natural de las moléculas del agua y está inducida por energía térmica del fluido.
- b) Floculación ortocinética: son las colisiones de las partículas debido al movimiento del agua, inducidas por una energía exterior que puede ser de origen mecánica o hidráulica.
- c) Sedimentación diferencial: es cuando las partículas grandes precipitan y colisionan con las más pequeñas para aglomerarse.

- **Parámetros operacionales**

Los parámetros que pueden ayudar en la eficiencia de la floculación son el gradiente de velocidad y el tiempo, los cuales varían según las características del agua y se hallan por experimentación mediante el ensayo de jarras, el cual tiene como objetivo conocer la intensidad que debe darse a la mezcla durante el proceso de la floculación con el fin de optimizar la remoción de partículas coloidales en los siguientes procesos de sedimentación y filtración.

- **Factores que influyen en la floculación**

La concentración y la naturaleza de las partículas influyen notablemente en el proceso de la floculación, debido a que es más fácil flocular aguas con una elevada turbiedad que permiten una amplia distribución de tamaños de partículas facilitando así el proceso de remoción en los tanques de sedimentación.

- Tiempo de floculación

El tiempo óptimo para la floculación es un rango de 10 – 30 min, el cuál ha sido determinado bajo diversos experimentos como la Pruebas de jarras. En la cual se determina que una permanencia del agua por un tiempo inferior o superior al tiempo óptimo dentro del floculador produce resultados inferiores de turbiedad, por ello una posible solución es la división de compartimentos del floculador como mínimo 2 y como máximo 6, permitiendo que sean menores los cortocircuitos del agua.

- Gradiente de velocidad

Los autores Tekippe y Ham realizaron un estudio teórico-práctico, donde determinaron la influencia en la variación del gradiente de velocidad, es decir cuanto mayor es el gradiente de velocidad inducida en el fluido mayor será la velocidad de aglomeración de las partículas y los flóculos irán aumentando de tamaño hasta un tamaño máximo sin romperse, pero una vez superado dicho tamaño, el floc se desintegrará, por lo que concluyeron que es necesario graduar en forma decreciente el gradiente (Arboleda, 2000,a).

La OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, recomienda que caudales de diseño mayores a 50 l/s, los parámetros óptimos de la unidad como el gradiente y el tiempo de retención o floculación deberán ser simulados con el equipo de prueba de jarras. Mientras para caudales de diseño menores a 50 l/s, se debe considerar un rango de gradientes de velocidad de 70 a 20 s<sup>-1</sup> y un tiempo de retención de 20 min (2006).

- **Floculadores**

Este apartado se ha realizado utilizando la referencia de Romero (2006).

El floculador es una unidad de tratamiento de agua en forma de un tanque con un medio de mezcla suave, lenta (fluido) y un tiempo de retención determinado. La mezcla lenta para la

floculación puede realizarse mediante una energía mecánica, usando rotores de paletas o energía hidráulica (Ver Tabla N° 11), en la cual las partículas son arrastradas por el flujo de agua a través del tanque de floculación.

Tabla N° 11 Clasificación de floculadores

<b>Floculador Hidráulico</b>	Pantallas
	helicoidales
	Medios Porosos
	Tuberías
<b>Floculador Mecánico</b>	Paletas
	Turbina

Fuente: CEPIS/OPS (2004,b)

- Floculador Hidráulico

Utilizan la energía hidráulica disponible a través de una pérdida de carga general y específica. Los más comunes son los de pantalla, pueden ser de flujo horizontal o de flujo vertical.

- a) Los floculadores de flujo horizontal consisten en un tanque de concreto dividido por tabiques, baffles o pantallas de concreto u otro material adecuado, de tal forma que el agua pueda circular en los extremos de los tabiques. Y son empleados para caudales menores de 50 l/s como se puede observar en la Imagen N° 24.
- b) Los floculadores de flujo vertical también consisten en un tanque en donde el agua fluye de arriba abajo, por encima y por debajo de los tabiques. Y es empleado para caudales mayores a 50 l/s, se construyen para plantas medianas o grandes con una profundidad entre 2 a 3m. (ver Imagen N° 25)

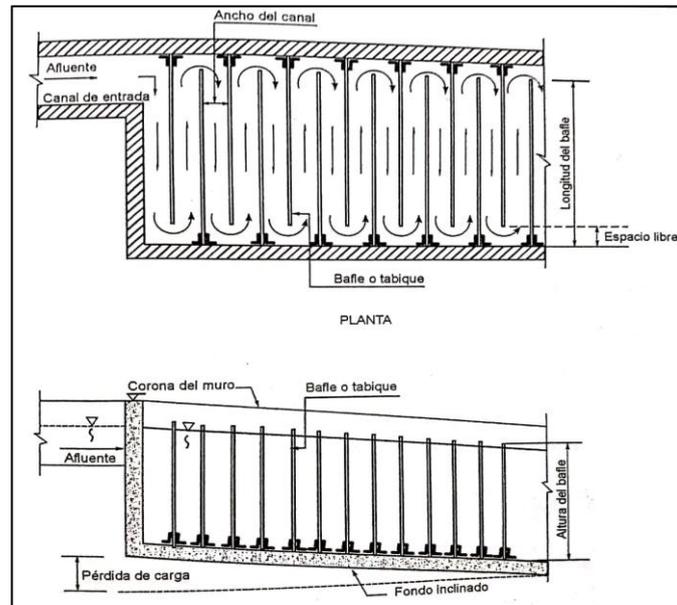


Imagen N° 24 Vista de planta y corte de un Floculador Horizontal  
Fuente: Romero (2006)

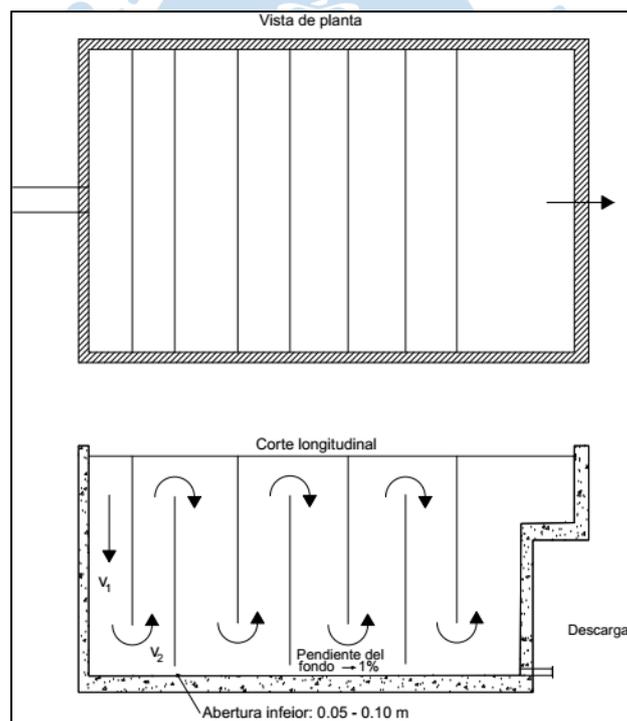


Imagen N° 25 Vista de Planta y corte de un floculador de flujo vertical  
Fuente: Romero (2006)

#### - Floculador Mecánico

Los floculadores mecánicos, requieren una fuente externa de energía para introducir una potencia al agua y asegurar una mezcla lenta mediante agitadores mecánicos. El tipo de agitador más usado es el de paletas ya sea de eje horizontal o vertical, las cuales imparten

un movimiento rotatorio al agua en dirección al eje, generando una turbulencia interna como se puede observar en las Imagen N° 26 e Imagen N° 27.

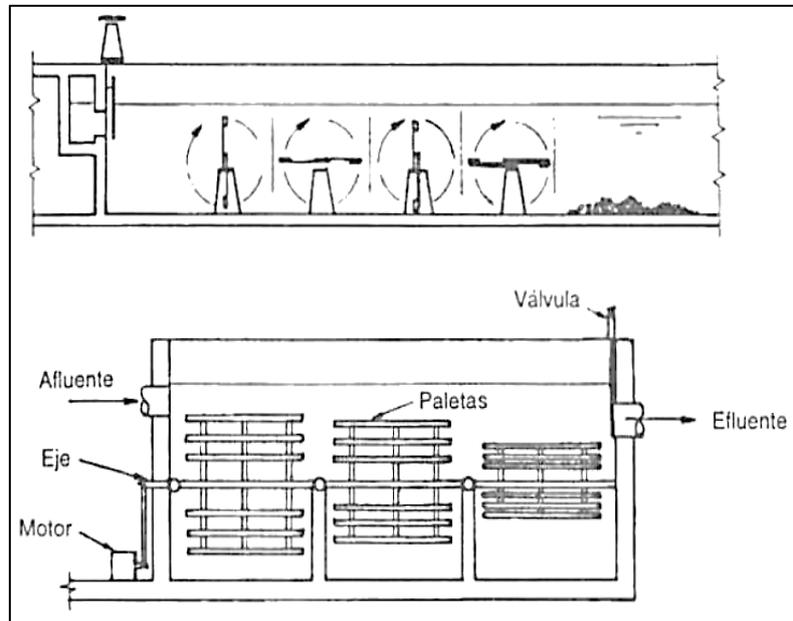


Imagen N° 26 Floculador mecánico de eje horizontal, vista de corte y planta

Fuente: Romero (2006)

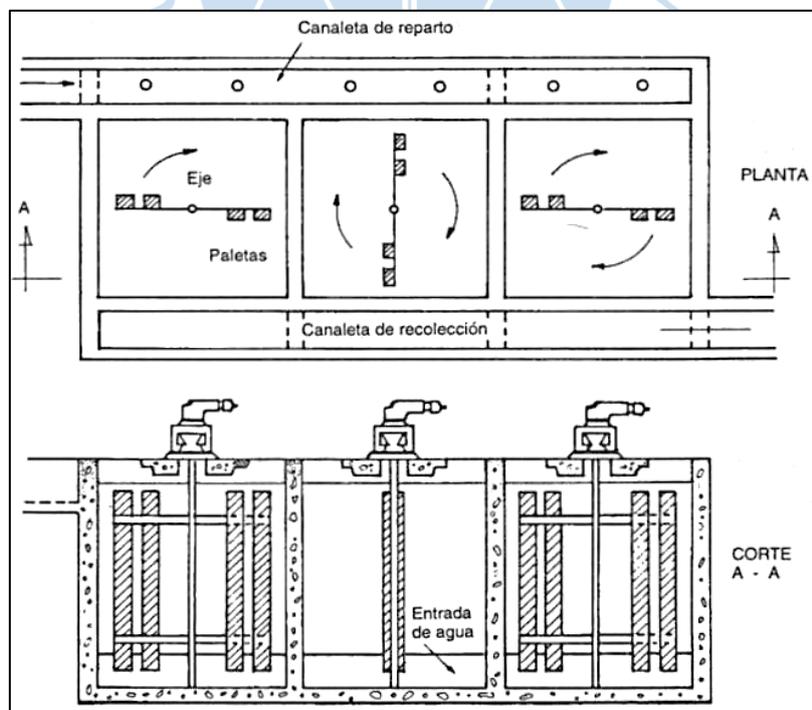


Imagen N° 27 Floculador mecánico de eje vertical, vista de planta y corte

Fuente: Romero (2006)

**3.3.3 Sedimentación.** Una vez coagulada y floculada el agua, el problema consiste en remover las partículas floculentas del agua, donde están suspendidas. La remoción de partículas floculentas pueden ser por sedimentación o filtración, ambos procesos se consideran complementarios. Pero la sedimentación es la remoción de partículas más densas que el agua mientras tanto la filtración remueve aquellas partículas que tienen una densidad muy cercana a la del agua o que han sido resuspendidas por causa del flujo y no pueden ser removidas. (Perez, s.f.)

La sedimentación es un proceso que se usa en el tratamiento de clarificación del agua y es proceso físico (gravitacional) y se logra en un tanque llamado sedimentador o decantador, que se coloca a continuación del floculador, que permite la separación de las partículas floculentas que se forman en los procesos de coagulación y floculación

Sedimentación de partículas floculentas o decantación es la remoción de partículas originadas por la aglomeración de partículas coloidales desestabilizadas por el coagulante que dan origen al floc y sus características cambian, van desde un tamaño de 0.001 mm hasta de 5 mm, que dependen de la intensidad de agitación (gradiente de velocidad) y del tiempo de retención para su formación.

La nueva partícula (floc) presenta nuevas características de velocidad de sedimentación, densidad y tamaño, por lo cual debe recurrirse a ensayos de laboratorio o plantas pilotos para predecir las eficiencias teóricas de remoción en función de cargas superficiales o velocidades de sedimentación considerando que la muestra sea lo más representativa y que se mantenga a igual temperatura. Pero el autor Azeveto Netto, propuso a falta de datos experimentales, los flóculos de sulfato de aluminio sedimentan con una velocidad comprendida entre 0.015 y 0.070 cm/s es decir entre 13 y 60 m/día (Arboleda, 2000,a).

- **Clasificación de unidades**

Este apartado se ha realizado teniendo de referencia CEPIS/OPS (2004,b).

Los sedimentadores se dan según la naturaleza de los sólidos, su concentración y grado de floculación, como se puede observar en la Tabla N° 12 en la cual se presenta un resumen de los modelos.

Tabla N° 12 Diferentes modelos del proceso de clarificación por sedimentación

Clarificación por sedimentación tipo	Características de los sólidos en suspensión	Descripción del proceso	Ejemplos
1	Partículas discretas y aisladas en solución diluidas	No hay interacción entre partículas y entre partículas y el resto del fluido	Movimiento de sedimentación de partículas en desarenadores o presedimentadores
2	Partículas aglomeradas en soluciones relativamente diluidas	Las partículas se aglomeran agrupándose en partículas de mayor tamaño	Sedimentación de flocs en decantadores horizontales o de placas
3	Soluciones de concentración intermedia	Las partículas interfieren entre sí en su descenso manteniendo posiciones estables	Deposición de lodos en decantadores de flujo ascendente
4	Soluciones de alta concentración	Se forma una estructura entre las partículas que va modificándose lentamente con el tiempo	Compactación de depósitos de lodos

Fuente: Arboleda (2000,a)

- Sedimentación o decantación convencional:

Este apartado se ha realizado tomando como referencia a CEPIS/OPS (2004,b).

Este tipo de unidad produce sedimentación o decantación con caída libre en régimen laminar turbulento o de transición. La masa líquida se traslada de un punto a otro con movimiento uniforme y velocidad ( $V_H$ ). Cualquier partícula que se encuentre en suspensión en el líquido en movimiento, se moverá según la resultante de dos velocidades componentes: velocidad horizontal ( $V_H$ ) y su propia velocidad de sedimentación ( $V_S$ ). (Ver Imagen N° 28)

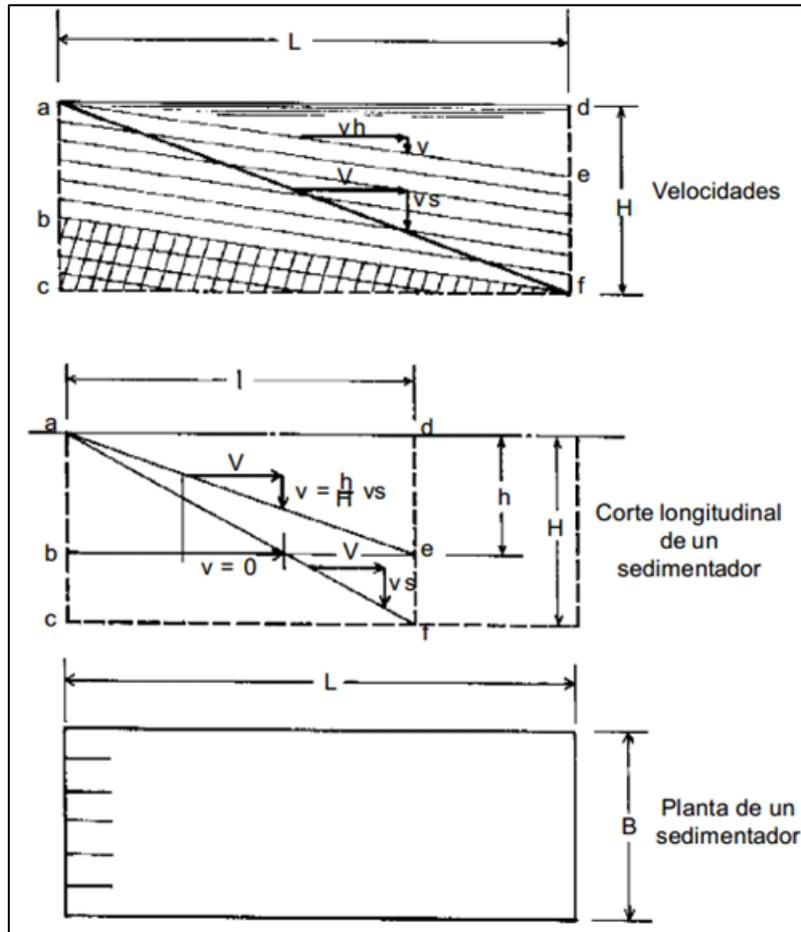


Imagen N° 28 Trayectoria ideal de partículas

Fuente: CEPIS/OPS (2004,b)

En un sedimentador ideal de forma rectangular y con flujo horizontal, la resultante será una línea recta. Estableciendo semejanzas entre los triángulos formados por las velocidades y las dimensiones del decantador, donde (L) es la longitud y (H) la altura se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{V_H}{V_S} = \frac{L}{H} \quad (2.9)$$

Donde:

$V_H$  = velocidad horizontal en m/s

$V_S$  = velocidad de sedimentación en m/s

L = longitud en m

H = altura en m

Como la partículas tiene un movimiento uniforme:

$$V_s = \frac{H}{T_o} \quad (2.10)$$

Donde:

$T_o$  = tiempo de retención en s

H = altura de la unidad del sedimentador en m

El tiempo de retención ( $T_o$ ) esta en función del volumen del sedimentador y del caudal de diseño:

$$T_o = \frac{V}{Q} \quad (2.11)$$

Donde:

V = volumen de la unidad del sedimentador en  $m^3$

Q = caudal de diseño en  $m^3/s$

Ahora reemplazando la ecuación (2.11) en la ecuación (2.10), se obtendrá:

$$V_s = \frac{H}{V/Q} \quad (2.12)$$

Pero  $V/H$  = área de sedimentación ( $A_s$ ), se reemplaza en la ecuación (2.12), obteniendo:

$$V_s = \frac{Q}{A_s} \quad (2.13)$$

Donde:

$A_s$  = área de sedimentación es la multiplicación del ancho (B) por el largo (L) de la unidad del sedimentador.

La unidad de sedimentación consta de las siguientes zonas como se puede ver en la Imagen N° 29, con diferentes funciones:

Zona de entrada y distribución de agua.

Zona de sedimentación propiamente dicha

Zona de salida o recolección de agua

Zona de depósitos de lodos

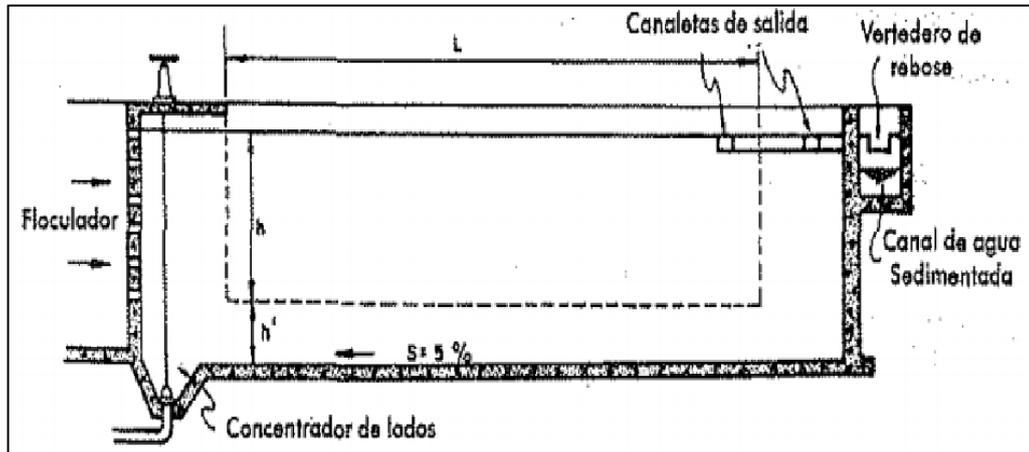


Imagen N° 29 Sedimentador horizontal

Fuente: Arboleda (2000,a)

#### - Sedimentación de flujo vertical

Es un tipo de sedimentación de flujo vertical donde el agua entra directamente al fondo del tanque y asciende hasta las canaletas de recolección colocadas en la superficie del tanque. En la parte inferior del tanque se encuentra ubicada la zona de lodos que tiene forma cónica con pendiente de  $45^\circ$  a  $60^\circ$ , según la naturaleza del agua y el tratamiento aplicado como se puede ver Imagen N° 30.

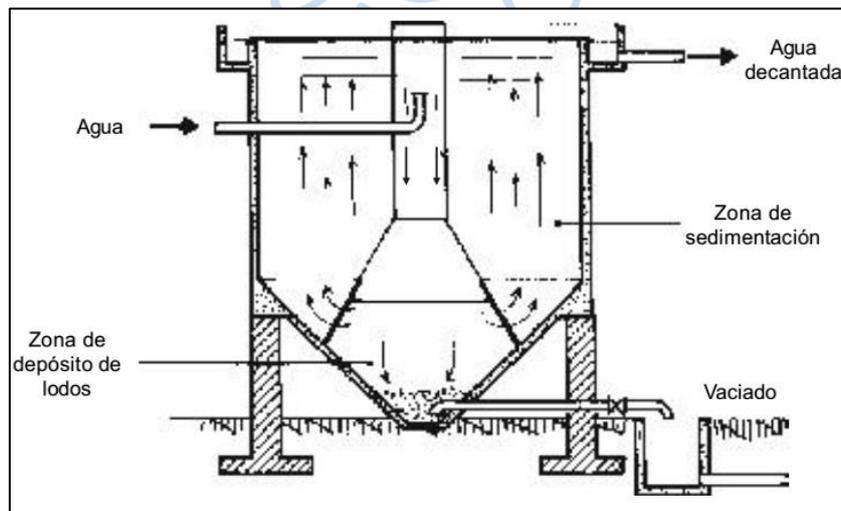


Imagen N° 30 Sedimentador de flujo vertical

Fuente: CEPIS/OPS (2004,b)

- Sedimentación de flujo laminar o alta rata

Tipo de unidad de sedimentación que emplea menos tiempos para decantar y menos espacio que los decantadores tradicionales.

En la zona de sedimentación de esta unidad se subdivide por una serie de bandejas horizontales en un gran número de celdas de poca profundidad (h) incrementado la eficiencia de decantación de partículas floculantes, en la cual las partículas que tengan menor velocidad de sedimentación crítica ( $V_{sc}$ ) puedan ser removidas.

**3.3.4 Filtración.** Este apartado se ha realizado teniendo de referencia a Arboleda (2000,b)

La filtración es un proceso de clarificación que consiste en la remoción del material suspendido, como el floc, arcillas, y de algunos microorganismos resistentes a la desinfección. A través de un medio poroso en la cual diversas acciones físicas, químicas y microbiológicas participan conjuntamente en medida del paso del agua a través del lecho filtrante haciendo que las partículas suspendidas hagan contacto y sean adsorbida sobre la superficie de los granos que conforman el lecho filtrante.

Este último proceso de clarificación del agua debe remover en un 90% la turbiedad de los procesos anteriores como la formación (coagulación, floculación) y decantación del floc (sedimentación), debido a que la turbiedad interfiere con la desinfección al proteger a los microorganismos de la acción desinfectante. Por lo tanto, es importante obtener una óptima eficiencia en los procesos anteriores.

El proceso de filtración se desarrolla en dos etapas complementarias que permiten la retención y remoción de las partículas suspendidas y son:

a) Transporte de las partículas dentro de los poros, se debe a fenómenos físicos e hidráulicos de los factores de transferencia de masas y son:

- Cernido: acción física que actúa en la superficie del lecho debido a que las partículas de mayor tamaño que los poros del lecho filtrante quedan atrapados en los intersticios.
- Intercepción: consiste en la remoción del floc dentro del lecho filtrante a través del contacto entre la partícula del floc con la superficie del grano o con un floc ya depositado.

- Difusión: es la acción realizada por las partículas más pequeñas que se esparcen de mayor concentración a menor concentración como por ejemplo las arcillas.
- Sedimentación remoción de partículas que sedimentan en la superficie de los granos del medio filtrante

En la siguiente Imagen N° 31 se puede observar un esquema del transporte de las partículas dentro de los poros del lecho filtrante.

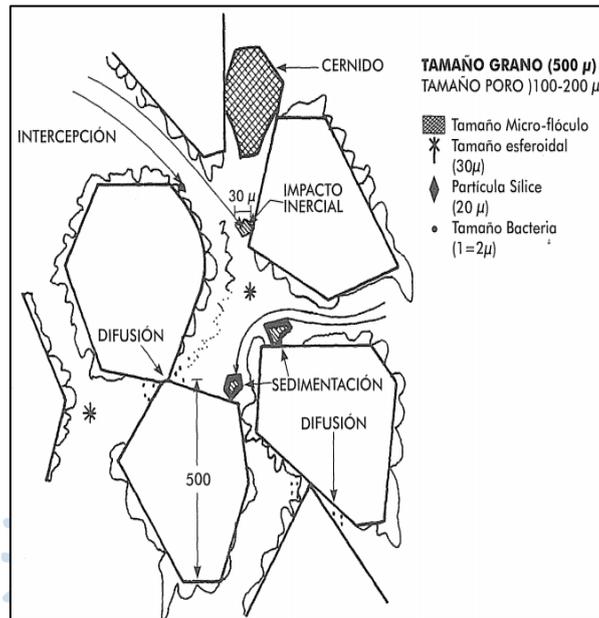


Imagen N° 31 Mecanismos que producen el transporte de las partículas hasta los granos de un medio filtrante

Fuente: Arboleda (2000,b)

b) Adherencia a los granos del medio, se debe a fenómenos de acción superficial influenciados por parámetros físicos y químicos.

- Fuerzas de van der Waals es la adherencia de las partículas más densas a los granos del lecho filtrante, por ello depende de la dosificación del coagulante y la formación del floc.
- Fuerzas electrostáticas son responsables de la adherencia del material suspendido al medio filtrante debido a que el grano del medio filtrante presenta carga negativa mientras que el floc presenta, carga positiva provocando una atracción de fuerzas (Arboleda, 2000,b).

#### • Hidráulica de la filtración

La filtración se identifica como la velocidad de pase del agua a través del manto filtrante o

del manto poroso, medida como rata o carga superficial ( $q$ ) como se puede observar en la Imagen N° 32.

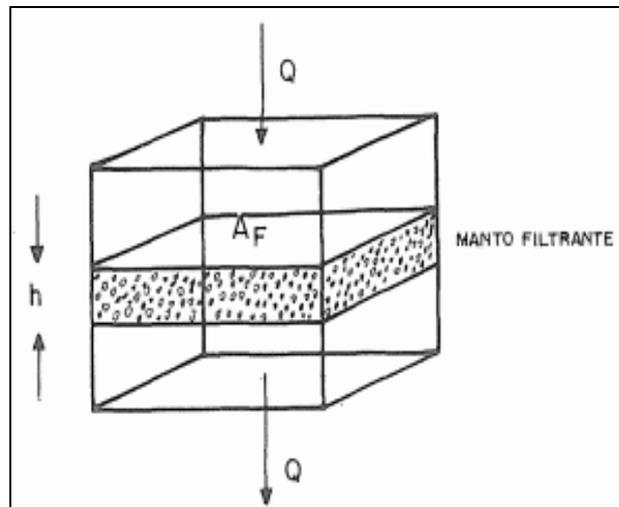


Imagen N° 32 Velocidad de filtración

Fuente: Arboleda (2000,b)

$$q = \frac{Q}{A_F} \quad (2.14)$$

Donde:

$q$  = rata, tasa o velocidad de filtración en  $m^3/m^2/d$

$A_F$  = área superficial de paso en  $m^2$

$Q$  = caudal de diseño en  $m^3/día$

- **Pérdida de carga en un medio filtrante**

Al inicio los granos del lecho filtrante están limpios y la pérdida de carga se debe al tamaño, forma y porosidad (características hidráulicas) del medio filtrante y a la viscosidad y velocidad del agua. Pero al iniciar el paso del flujo ( $Q$ ) a través del lecho filtrante granular de profundidad ( $L$ ) sufre una fricción al atravesar los poros, produciendo una pérdida de carga.

Después de varios pasos de flujo con su respectiva carga de sólidos suspendidos llega un momento en que los granos se recubren de sólidos suspendidos, incrementando su diámetro

y disminuyendo su porosidad inicial ( $\epsilon_0$ ). Entonces se incrementa la pérdida de carga generando dos tipos de pérdida.

-Pérdida inicial, producto del mismo filtro ( $h_F$ )

Se representa mediante la ecuación.

$$h_F = k \frac{L v}{D^2} \times \frac{v_i}{g} \quad (2.15)$$

Donde:

$h_F$  = pérdida de carga inicial en m

$v_i$  = velocidad del flujo en el conducto o tasa de filtración en m/s

$K$  = coeficiente de fricción (-)

$L$  = longitud del conducto o lecho filtrante en m

$D$  = diámetro del conducto en m

$g$  = gravedad en  $m/s^2$

$v$  = viscosidad cinemática en  $m^2/s$

Pero para un medio filtrante, los poros actúan como pequeños conductos a presión por lo cual la ecuación (2.15) se modificó llegando a esta nueva ecuación:

$$h_F = 150 \times \frac{v}{g} \times L \times \frac{(1 - \epsilon_0^2)}{\epsilon_0^3} \times v_i \times \frac{1}{D^2} + 1.75 \times \frac{(1 - \epsilon_0)}{\epsilon_0} \times \frac{1}{D} \times \frac{v_i^2}{g} \quad (2.16)$$

Donde:

$v$  = viscosidad cinemática en  $m^2/s$

$g$  = gravedad en  $m/s^2$

$L$  = longitud o espesor del lecho filtrante en m

$\epsilon_0$  = porosidad inicial en %

$D$  = diámetro de lecho filtrante en m

$v_i$  = velocidad de lavado en m/s

La ecuación (2.16) es solo aplicable para granos esféricos en un flujo laminar y cuando el número de Reynolds es menor a 10. Pero en la práctica los lechos filtrantes están constituidos por granos de diferente tamaño, ya que es casi imposible conseguirlos de tamaño uniforme y pueden estar: a) entremezclados unos con otros, con los granos finos metidos entre los gruesos o b) estratificados por capas (las capas de granos más pequeños sobre las capas de granos más grandes).

Para el primer caso el término de diámetro debe modificarse.

$$\frac{1}{D} = \frac{1}{\psi} \times \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \quad (2.17)$$

Donde:

$X_i$  = tanto por ciento de arena retenida entre dos cedazos consecutivos al hacer el cribado experimental de una muestra del lecho.

$d_i$  = diámetro promedio de los dos cedazos consecutivos. De ser posible puede tomarse un  $d_{eq}$  promedio de dos tamices.

$\psi$  = coeficiente de esfericidad

Reemplazando la ecuación (2.17) en la ecuación (2.16), se obtiene:

$$h_F = 150 \times \frac{v}{g} \times L \times \frac{(1-\epsilon_0)^2}{\epsilon_0^3} \times v_i \times \left( \frac{1}{\psi} \times \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \right)^2 + 1.75 \times \frac{(1-\epsilon_0)}{\epsilon_0} \times \left( \frac{1}{\psi} \times \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \right) \times \frac{v_i^2}{g} \quad (2.18)$$

Para el segundo caso, cuando se lava el lecho filtrante con alta velocidad queda estratificado por capas de tamaños creciente de arriba hacia abajo. La pérdida de carga total es la suma de las pérdidas de carga en cada capa:

$$h_o = \sum_{i=1}^i h_i \quad (2.19)$$

Datos:

$h_o$  = pérdida de carga total del lecho filtrante

$h_i$  = pérdida de cada capa que conforma el lecho filtrante

Entonces el espesor de una capa será  $L_i = X_i \times L$  y el espesor total del lecho filtrante conformado por capas será:

$$L = L_i \times \sum_{i=1}^i X_i \quad (2.20)$$

Donde:

L = espesor total del lecho filtrante

$L_i$  = espesor de una capa en m

$X_i$  = tanto por ciento de arena retenida entre dos cedazos consecutivos al hacer el cribado experimental de una muestra del lecho.

Ahora reemplazando la ecuación (2.20) en (2.18), se obtiene:

$$h_F = 150 \times \frac{v}{g} \times L \times \frac{(1-\epsilon_0)^2}{\epsilon_0^3} \times v_i \times \frac{1}{\psi^2} \times \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i^2} + 1.75 \times \frac{(1-\epsilon_0)}{\epsilon_0^3} \times \frac{1}{\psi} \times \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \times \frac{v_i^2}{2g} \quad (2.21)$$

Donde:

$v$  = viscosidad cinemática en  $m^2/s$

$g$  = gravedad en  $m/s^2$

L = longitud o espesor del lecho filtrante en m

$\epsilon_0$  = porosidad inicial en %

$v_i$  = velocidad de lavado en m/s

$\psi$  = coeficiente de esfericidad (-)

$X_i$  = tanto por ciento de arena retenida entre dos cedazos consecutivos al hacer el cribado experimental de una muestra del lecho

$d_i$  = diámetro promedio de los dos cedazos consecutivos. De ser posible puede tomarse un  $d_{eq}$  promedio de los dos cedazos

- Pérdida de carga debido a la colmatación de los granos la cual depende del tiempo.

Según Arboleda (2004) la pérdida de la carga final está en función de la forma como se distribuyen los depósitos en el lecho filtrante y disminuyen la porosidad inicial ( $\epsilon_0$ ). (pag 399).

- **Lavado del medio filtrante**

Los filtros se lavan cuando la pérdida de energía alcanza unos 2 a 3 m, cuando se observa floc en el efluente, entonces se generan fugas de turbiedad, cuando la carrera de filtración es

de 36 horas. Por lo cual se debe lavar el lecho filtrante en sentido contrario de la filtración para que los granos del medio filtrante se muevan, se froten unos contra otros y se limpien de los depósitos de mugre formados sobre ellos y restaurando así la capacidad del flujo del lecho filtrante como se observa en la siguiente Imagen N° 33.

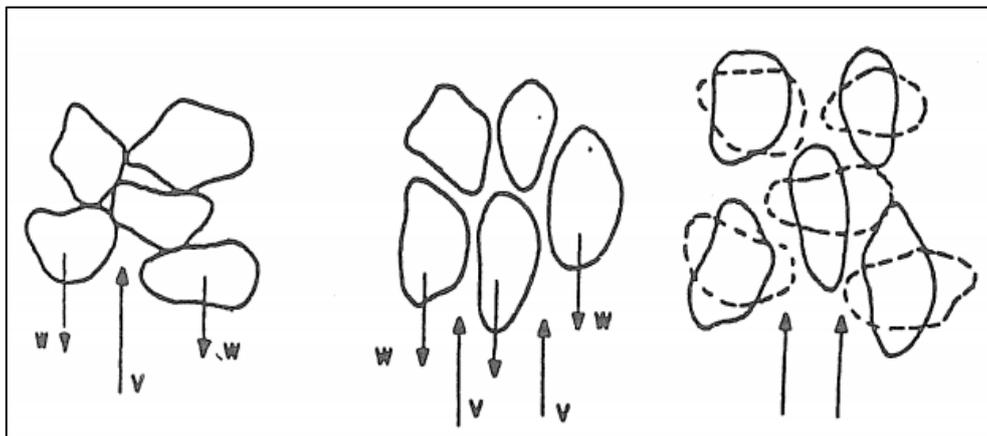


Imagen N° 33 Etapa de lavado de flujo ascendente de un filtro

Fuente: Arboleda (2000,b)

La velocidad de lavado ascensional del flujo de agua hace que el lecho se expanda a un espesor mayor que el de lecho en reposo como se puede observar en la Imagen N° 34. El aumento de altura que sufre un medio filtrante durante el lavado, se puede calcular partiendo del principio de que el paso de los granos es el mismo antes y después de la expansión:

$$L \times (1 - \varepsilon_i) = LE \times (1 - \varepsilon_p) \quad (2.22)$$

Donde:

L = longitud o espesor del lecho filtrante

$\varepsilon_i$  = porosidad inicial

$\varepsilon_p$  = porosidad del lecho expandido

LE = espesor del lecho expandido

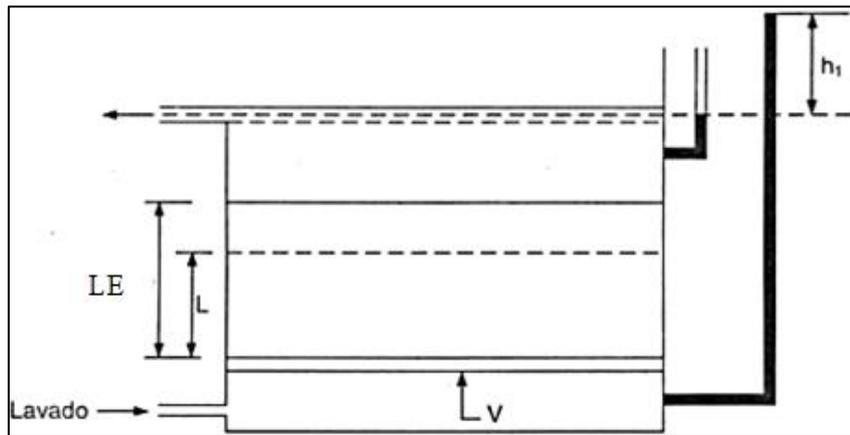


Imagen N° 34 Filtro sometido a lavado

Fuente: Romero (2006)

La expansión es igual a (E):

$$E = \frac{LE-L}{L} = \frac{LE}{L} - 1 \quad (2.23)$$

Reemplazando la ecuación (2.17) en la ecuación en (2.18) y despejando, se obtiene:

$$E = \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_i}{1 - \varepsilon_p} \quad (2.24)$$

Se puede despejar la porosidad del lecho expandido ( $\varepsilon_p$ ), obteniendo una nueva ecuación:

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_i + E}{1 + E} \quad (2.25)$$

- **Selección del medio filtrante**

El medio filtrante debe poseer un tamaño que permita obtener un efluente satisfactorio, ser un material durable, capaz de retener la máxima cantidad de sólidos y ofrecer facilidad para limpiarlo con una cantidad mínima de agua de lavado. Los más empleados para plantas de tratamiento de agua potable son la arena, antracita y arena-antracita.

- a) La arena es la más empleada y económica. Según la uniformidad de sus granos son empleados para filtros lentos y una gradación no uniforme donde las partículas van de tamaño fino hasta grueso como es el caso de filtros rápidos.

- b) La antracita varía uniformemente entre grueso y fino según la dirección del flujo. Además de presentar una forma angulosa de sus granos y mayor ligereza reduciendo así pérdida de carga y la cantidad necesaria de agua de lavado.

La selección del medio filtrante depende principalmente de la calidad que se desea obtener para el efluente, costos y facilidad de adquisición de estos materiales en el mercado y de personal calificado que permita la operación de la instalación de filtración.

Las características del medio filtrante son:

- Granulométricas del material filtrante según Romero Rojas (2006)

El material que presente una mayor porosidad presentará una mayor permeabilidad, el cual está relacionado con el tamaño efectivo (TE) y el coeficiente de uniformidad (CU).

Tamaño efectivo (TE), se define como el tamaño del tamiz, en mm, que permite el paso del 10% del medio filtrante.

$$TE = d_{10} \quad (2.26)$$

Coficiente de Uniformidad (CU) lo define como la relación del tamaño de granos que tiene un 60% más fino que el mismo y el tamaño que tiene un 10% más fino que el mismo.

$$CU = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{\text{Tamaño partícula del 60\% que pasa}}{\text{Tamaño partícula del 10\% que pasa}} = \frac{d_{60}}{TE} \quad (2.27)$$

La forma de los granos del medio filtrante se define mediante el coeficiente de esfericidad  $C_e$  como resultado de la división del área superficial de la esfera de igual volumen a la del grano por el área superficial de la partícula considerada.

- Peso específico del material filtrante

El peso específico ( $P_e$ ) del material filtrante es igual al peso de los granos dividido por el volumen efectivo que ocupan los granos. En Tabla N° 13 se pueden observar valores de coeficiente de esfericidad y peso específico de los materiales más usados como medios filtrantes (CEPIS/OPS, 2004,b).

Tabla N° 13 Valores normales de materiales filtrantes

Material	Coefficiente de esfericidad	Peso específico (g/cm <sup>3</sup> )
Arena	0.75 - 0.80	2.65 - 2.67
Antracita	0.70 - 0.75	1.50 - 1.70
Granate	0.75 - 0.85	4.00 - 4.20

Fuente: CEPIS/OPS (2004,b)

- Espesor de la capa filtrante

El espesor del medio filtrante debe poseer un tamaño que permita obtener un efluente satisfactorio. Para ello la Norma Peruana OS. 020 Plantas de Tratamiento de Agua para Consumo Humano recomienda que la arena como medio filtrante debe tener una profundidad que se encuentre entre un rango de 0.60 - 0.75 m para filtros rápidos.

#### • Drenaje de filtros

La función del drenaje en filtros consiste en proveer una distribución uniforme del agua filtrada y del agua de lavado, para ello se requiere el uso de la grava como soporte del medio fino y mejorar la distribución de lavado. El tipo y tamaño del lecho de grava depende del sistema de drenaje que se use:

- Para drenajes con orificios menores de un 1 mm se emplean boquillas o placas porosas con lechos de arena torpedo de 4 mm de diámetro.
- Para drenajes con orificios entre 1 – 5 mm se emplean prefabricados o Leopold con capas de grava dentro de un rango de 0.2 a 0.3 m como se puede observar en la Imagen N° 35.
- Para drenajes con orificios mayores de 5 mm se emplean falsos fondos o tuberías perforados con capas de 40 a 50 cm como se puede observar en la Imagen N° 36.

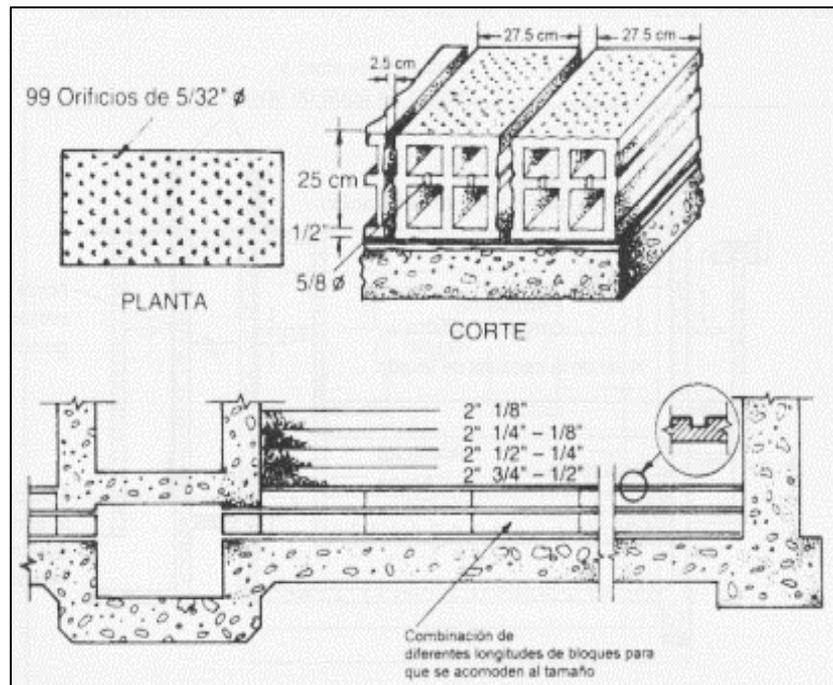


Imagen N° 35 Drenaje de Fondo Leopold

Fuente: Romero (2006)

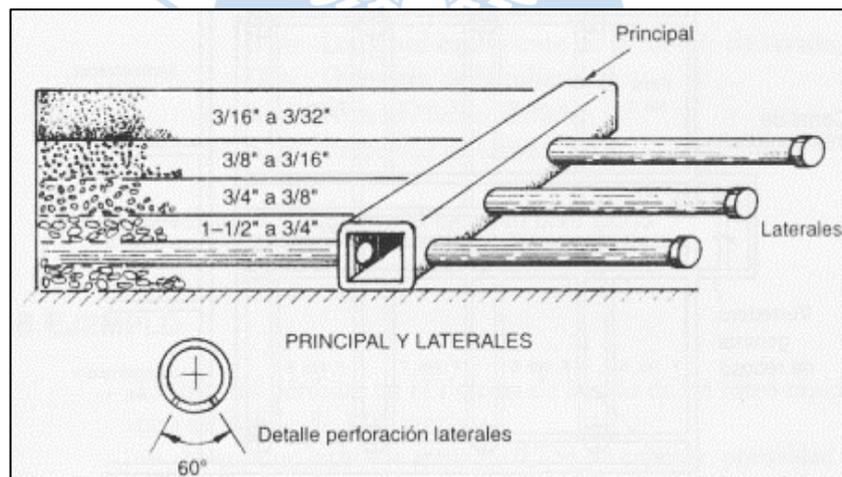


Imagen N° 36 Drenaje con tuberías perforadas

Fuente: Romero (2006)

- **Tipos de sistema de la filtración**

El sistema de filtración se puede clasificar según los parámetros de dirección del flujo, tipo de lecho filtrante, fuerza impulsora, tasa de filtración y el método de control de filtración, los cuales se pueden observar en la siguiente Tabla N° 14 como alternativas de filtros.

Tabla N° 14 Clasificación de filtros rápidos

Lecho filtrante	Sentido del flujo	Carga sobre el lecho	Control operacional
Simple (arena o antracita)	Descendente	A gravedad	Tasa constante y nivel variable
Lechos dobles o múltiples	Ascendente	A presión	Tasa constante y nivel constante
	Ascendente - descendente		Tasa declinante

Fuente: CEPIS/OPS (2004,b)

#### - Filtros lentos

Son utilizados para el tratamiento de agua ligeramente turbias sin coagulación previa. Requieren de grandes superficies, adicionalmente de 2 a 4 unidades de filtros según la cantidad necesaria para satisfacer a la población y trabajan con una tasa de filtración baja. Presentan un alto rendimiento microbiano y eliminación en cierta proporción del sabor y olor, pero se están dejando de lado debido a las grandes superficies que requieren para su construcción.

#### - Filtros rápidos

Utilizados para trabajar con agua pretratada, donde la coagulación y la sedimentación se consideran procesos previos. Trabajan con altas tasas de filtración mayores a 80 l/m<sup>2</sup>/min y requieren menor superficie de terreno y tiempo para lavado.

Los filtros rápidos constan de un tanque de sección cuadrada o rectangular de concreto de 3.5 a 5 m de profundidad, en la cual se coloca un lecho de arena y grava sobre un sistema adecuado de drenaje. El flujo pasa desde la parte superior del tanque a los drenes del fondo atravesando el medio filtrante. Luego de ciertas horas de servicio el filtro se obstruye, haciendo necesario lavarlo invirtiendo el sentido del flujo de la filtración, inyectando presión en los drenes como se puede observar en la Imagen N° 37.

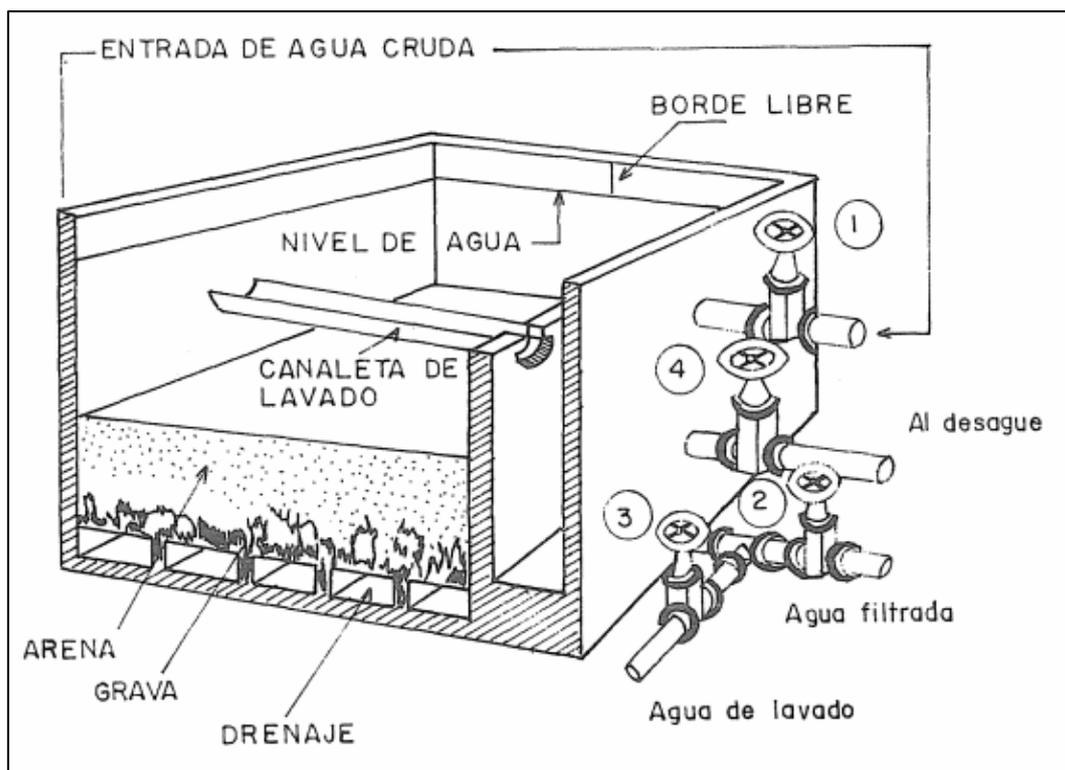


Imagen N° 37 Filtro rápido de flujo descendente

Fuente: Arboleda (2000,b)

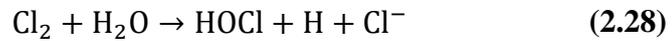
**3.3.5 Cloración.** Es el último proceso de una planta de tratamiento de agua potable que garantiza la destrucción de organismos patógenos presentes en el agua y que no han sido eliminados totalmente en los anteriores procesos (coagulación, floculación, sedimentos y filtración) mejorando así la calidad del agua y a la vez que sea inocua para la salud del consumidor.

El cloro es el más empleado como desinfectante universal del agua, es barato, seguro y no ofrece grandes dificultades para su manejo. Se encarga de oxidar la materia orgánica contenida en el agua y debe llevarse a cabo en un determinado tiempo antes de que el cloro esté en condiciones de ejercer su acción bactericida y debe quedar un exceso de cloro para asegurar la desinfección durante su distribución en la red de agua.

Estos apartados se han realizado teniendo como referencia ANA (2007).

- **Principales reacciones:**

Cuando el cloro entra en contacto con el agua, se hidroliza para formar ácido hipocloroso (HOCl) como se puede observar en la ecuación:



El ácido hipocloroso es un ácido débil que se disocia moderadamente, pero en cantidad suficiente para disminuir el pH del agua debido a la producción del ion hidrógeno y del ion hipoclorito.



Entre un pH de 6.5 y 8.5 la disociación del ácido hipocloroso es incompleta y coexiste con el OCl<sup>-</sup>. No se produce a valores de pH menores de 6.5 mientras que por arriba de 8.5 es completa. La suma de HOCl y del OCl<sup>-</sup> es el llamado cloro libre residual.

Debido a que la diferencia de desinfección del HOCl es de 40 a 80 veces mayor que la del OCl<sup>-</sup>, se prefiere la cloración a pH ácidos.

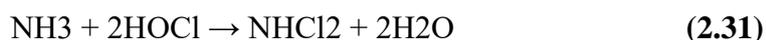
- **Otras reacciones**

El cloro como es un agente químico tan activo también se combina con muchas sustancias disueltas o suspendidas en agua, como la materia orgánica, ácido sulfhídrico, manganeso, hierro, nitritos y amoníaco. Las cuales se les denomina compuestos reductores y su cantidad varía de acuerdo al tipo de fuente de agua (superficial, subterránea o descarga).

Al entrar en contacto el cloro con el agua, una cantidad de cloro será consumida por los compuestos reductores que lo convierten en cloruros cuando son inorgánicos, organoclorados si son orgánicos o cloraminas si contiene derivados del amonio, inhabilitando al cloro para la desinfección.

Una de las reacciones del cloro con un componente es el amoníaco, el cual es el resultado de la descomposición de la materia orgánica y la urea presentes en aguas naturales.

Asimismo, las aguas negras e incluso los efluentes de las plantas de tratamiento contienen cantidades significativas de nitrógeno. Este nitrógeno reacciona con el ácido hipocloroso que es un agente oxidante muy fuerte para producir cloraminas.



Las reacciones resultantes dependen de los factores como el pH, la temperatura, el tiempo de contacto y de las cantidades presentes de cada compuesto (amoníaco y ácido hipocloroso). Las especies predominantes, en la mayoría de los casos son las monocloraminas ( $\text{NH}_2\text{Cl}$ ) y las dicloraminas ( $\text{NHCl}_2$ ), compuestos que en conjunto se denominan cloro residual combinado.

Las cloraminas también tienen capacidad desinfectante, pero en menor intensidad que el  $\text{HOCl}$  o  $\text{OCl}^-$  (alrededor de 50 veces menos); no obstante, son más perdurables en agua por lo que su poder residual es más prolongado y llega incluso a inactivar virus.

- **Cloración al punto de quiebre**

Es la cantidad de cloro necesario para obtener el cloro residual debido a que parte del cloro es consumido por la materia ( $\text{Fe}^{2+}$ ,  $\text{Mn}^{2+}$ ,  $\text{H}_2\text{S}$  y amoníaco), antes que éste actúe como desinfectante. El cloro residual se determina experimentalmente.

En la Imagen N° 38 se muestra una curva típica de quiebre, donde se observa que conforme el cloro es añadido, reacciona con la materia oxidable y así todo se reduce a ion cloro en el punto A. Una vez cubierto esta demanda, el cloro sigue reaccionando con el amoníaco para formar cloraminas entre el punto A y B. Posteriormente, entre el punto B y el punto de

quiebre, algunas de las cloraminas se convierten a tricloruro a nitrógeno ( $\text{NCl}_3$ ), las cloraminas restantes son oxidadas a óxido nitroso ( $\text{N}_2\text{O}$ ) y nitrógeno ( $\text{N}_2$ ) y el cloro se reduce a ión cloro. Si se adiciona más, la mayoría de las cloraminas se oxidarán.

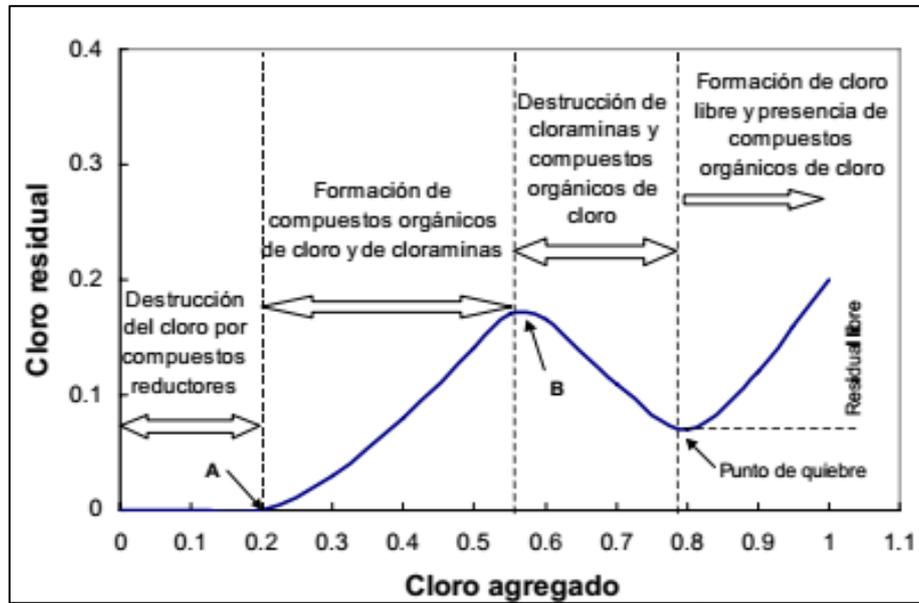


Imagen N° 38 Curva obtenida en la cloración a punto de quiebre

Fuente: ANA (2007)

Las ventajas del cloro residual libre son:

- La desinfección efectiva se da en un período de contacto de 10 minutos,
- El valor del cloro residual no cambia para valores de pH entre 6 y 8 y en un amplio intervalo de temperatura.
- Mejora el olor y sabor del agua potable y no causa daño.
- El efecto del desinfectante se mantiene a lo largo de la distribución protegiendo al agua de posteriores recontaminaciones.

#### • Demanda de cloro

Es la cantidad de cloro que consumen las sustancias reductoras y la materia orgánica, se representa como la cantidad que se agrega menos la que se conserva al término de la reacción (cloro residual) y se mide en mg/l o en partes por millón. Y el tiempo de reacción generalmente se fija entre 10 a 30 min.

- **Tipos de cloro**

El cloro se encuentra en las siguientes presentaciones comerciales como se puede observar en la Tabla N° 15.

Tabla N° 15 Presentación de cloro comerciales

Cloro sólido	Hipoclorito de sodio
	Hipoclorito de calcio
Cloro líquido	Cloro líquido (gas comprimido)

Fuente: ANA (2007)

- Hipoclorito de calcio

Es un potente oxidante que contiene cloro activo entre el 30% al 70%. Se encuentra en apariencia granular, cloro blanquecino que se envasa en cubetas de polietileno con 4 kg o en tarros de plástico con 1 kg cada uno. También viene en tableta y se envasa en tarros con 1.2 kg. El peso de cada tableta es de 0.007 a 0.30 kg y presentan un contenido de cloro activo del 70%.

El hipoclorito de calcio se emplea en un sistema de cloración por goteo para caudales mayores de 1l/s hasta 20 l/s, que funciona por gravedad y consiste en una cámara de almacenamiento de la solución madre de hipoclorito de calcio del 0.5% al 3% de solución y entre otros accesorios. Cuando se prepara el hipoclorito de calcio se prepara la solución y se deja decantar previamente, para luego verterlo en la cámara de almacenamiento.



### Capítulo 3

## Recopilación de información para el diseño de la planta de tratamiento de agua potable

### 1. Calidad del agua del canal Norte

Para determinar los parámetros óptimos de diseño y la operación de las unidades del tratamiento de agua, se realizó el muestreo de la calidad de agua cruda del canal Norte con el fin de recopilar información suficiente y conocer las variaciones de calidad e identificar los parámetros que constituyen un problema para el tratamiento del agua.

Se presenta en los siguientes apartados la caracterización de agua del canal Norte con los resultados promedios anuales durante los meses de enero hasta diciembre del año 2016.

**1.1 Análisis microbiológicos.** Según los resultados obtenidos del análisis de calidad del agua del canal Norte en la Tabla N° 16, se observa un alto contenido de bacterias coliformes termotolerantes, coliformes totales, turbiedad y color durante el año 2016, los cuales son parámetros que determinan el tratamiento del agua. Mientras tanto, los otros parámetros se encuentran por debajo del límite permisible lo cual no se tomarán en cuenta a la hora de ensayar las muestras de agua e identificar la dosificación óptima de solución del coagulante.

También se observa el alto contenido de fitoplancton, pero se descartará debido al recorrido que hace el canal Norte para abastecer de agua a la planta de tratamiento de agua potable de El Arenal y acarrea en toda su trayectoria un alto contenido de algas.

Tabla N° 16 Análisis microbiológico del agua del canal Norte

Parámetros microbiológicos	Unidad	Muestra (Resultados)	**Límites máximos permisibles de parámetros según DS N° 031-2010-SA
Organismos de vida libre como algas, protozoarios, copepodos, rotíferos, nematodos en todos sus estadios evolutivos	(N° org/L)	68 889	< 5 x 10 <sup>6</sup>
Bacterias Coliformes Totales	*UFC/100 ml a 35°C	5 945.667	5 000
Bacterias Coliformes Termotolerantes o Fecales	UFC/100 ml a 44.5°C	655.417	2 000

Nota:

\*UFC = Unidad formadora de colonias

\*\* Dirección General de Salud Ambiental del Ministerio de Salud, 2011.

Fuente: Pulgar-Vidal (2015). Elaboración propia

**1.2 Análisis físico – químico.** Resultados obtenidos de los análisis físico y químico de la muestra de agua del canal Norte ver Tabla N° 17.

Tabla N° 17 Análisis físico – químico del agua del canal Norte

Parámetro físico - químico	Unidad	Muestra (Resultados)	****Límites máximos permisibles de parámetros según DS N° 031-2010-SA
Color	*UCV escala Pt/Co	316.833	100
Alcalinidad	mg/l	140	-
Turbiedad	**UNT	62.469	100
Potencial de Hidrógeno (pH)	Unidad de pH	8.106	5.5 – 9.0
Conductividad.	uS/cm	937.5	1600
Sólidos disueltos totales	mg/L	337	1000
Cloruros	mg/L	108.4	250
Sulfatos	mg/L	190.2	500
Fósforo	mg/l	1.4	0.15
Oxígeno disuelto (valor mínimo)	mg/l	7.879	≥ 5
Dureza	mg/L	239.6	***
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO <sub>5</sub> )	mg/l	4.325	5
Nitratos (NO <sub>3</sub> )	mg/L	3.414	3

Nota:

\*UCV = Unidad de color verdadero

\*\*UNT = Unidad nefelométrica de turbiedad

\*\*\* No presenta valor en ese parámetro para la sub categoría

\*\*\*\*Dirección Gneral de Salud Ambiental del Ministerio de Salud, 2011.

Fuente: Pulgar-Vidal (2015). Elaboración propia

**1.3 Análisis inorgánicos.** Resultados obtenidos de los análisis inorgánicos de la muestra de agua del canal Norte, ver en la Tabla N° 18.

Tabla N° 18 Análisis inorgánico del agua del canal Norte

Parámetros inorgánicos	Unidad	Muestra (Resultados)	*Límites máximos permisibles de parámetros según DS N° 031-2010-SA
Arsénico	mg/L	-	0.01
Boro	mg/L	-	2.4
Fierro	mg/L	0.116	1
Manganeso	mg/L	0.099	0.4
Cobre	mg/L	0.967	2
Número. Géneros		12.1	-

\*Dirección Gneral de Salud Ambiental del Ministerio de Salud, 2011.

Fuente: (Pulgar-Vidal, 2015). Elaboración propia

A continuación, se muestran los cuatro principales parámetros mencionados anteriormente, en histogramas de valores promedios mensuales, para determinar en qué meses son los más críticos y poder tener un mejor control de cada parámetro.

Se observa en la Imagen N° 39 e imagen N° 40 el alto contenido del parámetro de bacterias coliformes termotolerantes y coliformes totales en el mes de diciembre debido a la escasez de lluvias, ocasionando la proliferación de dichas bacterias.

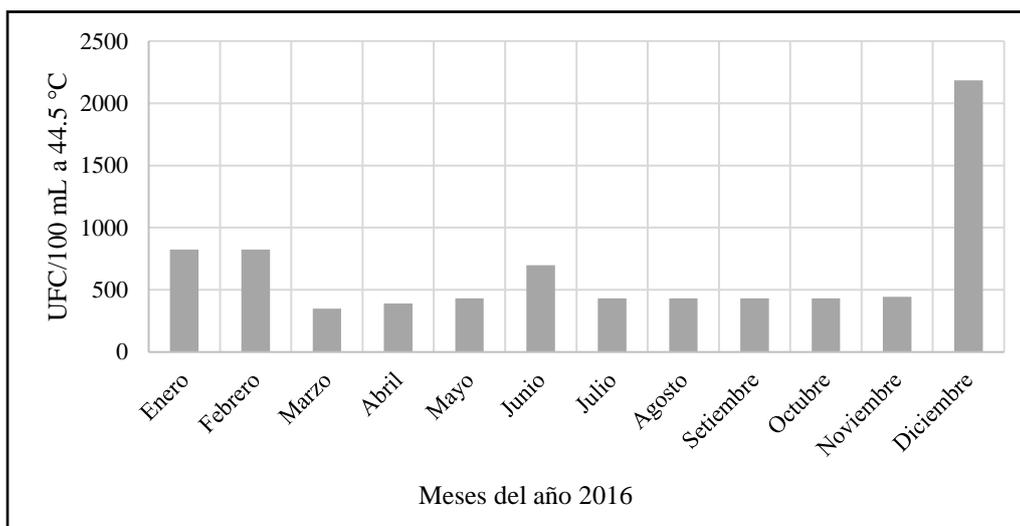


Imagen N° 39 Valores promedio mensuales de bacteria de coliformes termotolerantes  
Fuente: Elaboración propia

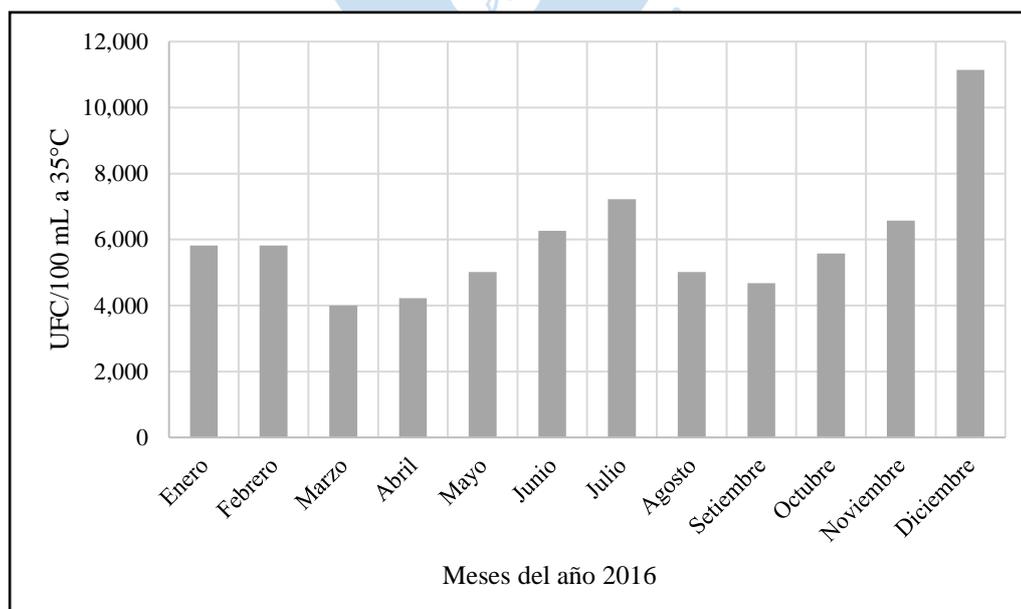


Imagen N° 40 Valores promedio mensuales de bacterias de coliformes totales  
Fuente: Elaboración propia

Se observa en la Imagen N° 41 e imagen N° 42 un mayor contenido del parámetro de turbiedad y color en el mes de marzo en donde son más intensas las lluvias que recargan al río Chira y abastecen al canal Norte. Además, se observa en el mes de marzo los parámetros de bacterias coliformes termotolerantes y coliformes totales son menores debido a que hay un mayor volumen de agua que transporta más minerales, sedimentos y entre otros que disminuyen el contenido microbiológico del agua.

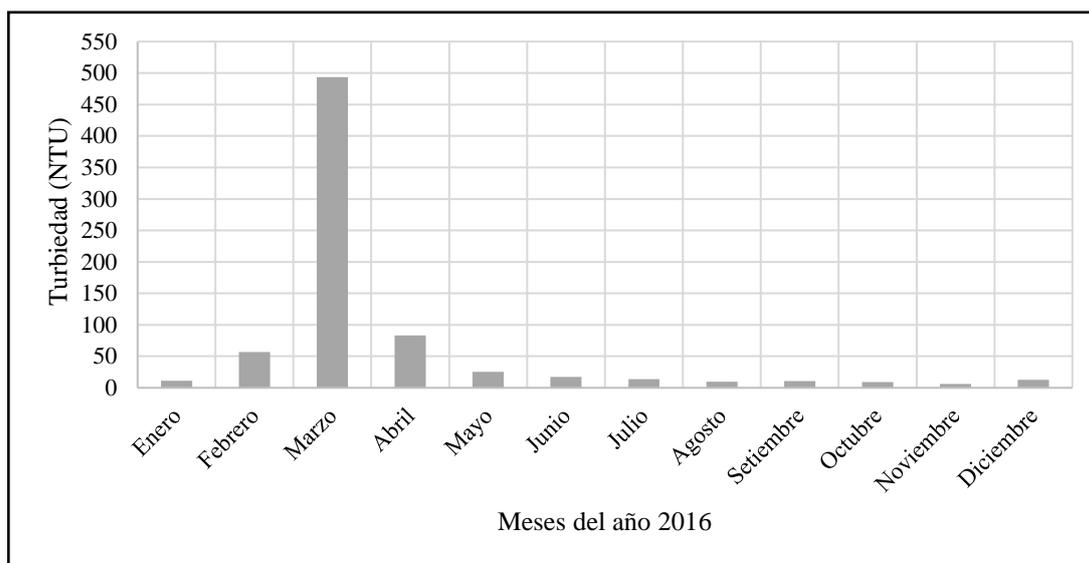


Imagen N° 41 Valores promedio mensuales de turbiedad

Fuente: Elaboración propia

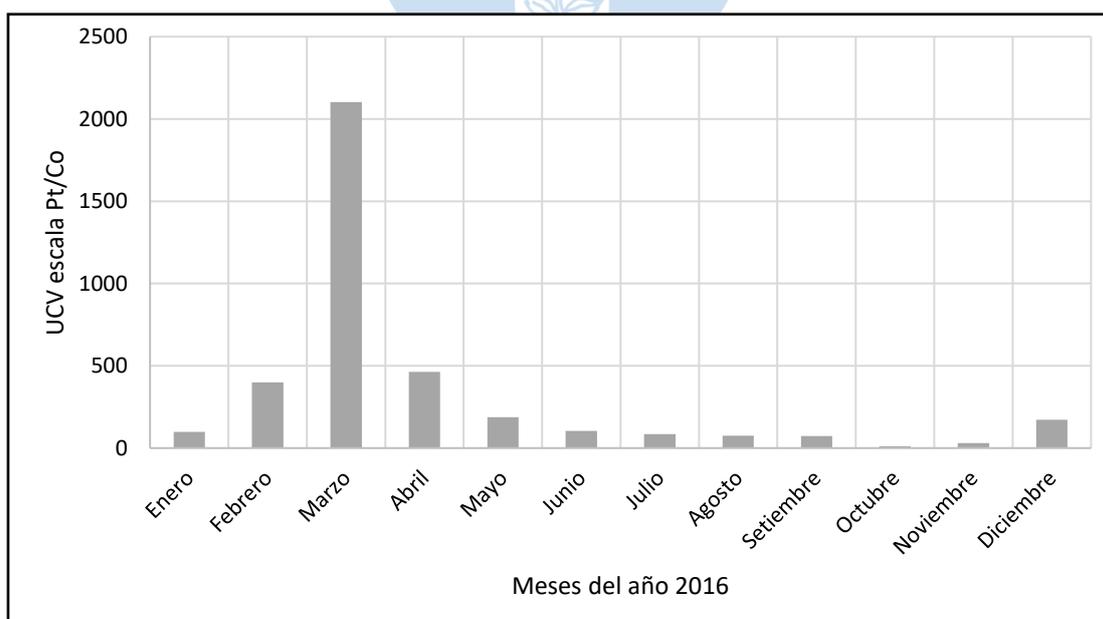


Imagen N° 42 Valores promedio mensuales de color

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se realizará el ensayo de Jarras o Jar test para determinar la dosis óptima del coagulante y los parámetros de floculación, según las características que presente el agua cruda del canal Norte sobre todo para la desestabilización de partículas coloidales y la formación de un flóculo grande, compacto y pesado que pueda ser retenido en las siguientes unidades de decantación y filtración (Ver Imagen N° 43).



Imagen N° 43 Equipo de prueba de jarras

Fuente: Elaboración propia

## 2. Prueba de Jarra o Jar Test

### 2.1 Equipos a utilizar

- Prueba de Jarra o Jar Test: equipo conformado por un agitador mecánico con seis paletas, capaz de operar en un rango de velocidades de 0 a 300 rpm y un iluminador de flóculos localizado en la base del agitador del equipo.
- Vasos precipitados o jarras de 2 000 ml de capacidad, de cristal refractaria.
- Jeringas hipodérmicas desechables de 10 cm<sup>3</sup>.
- Cronómetro para controlar los tiempos de operación de cada prueba.
- Turbidímetro portátil 2100N: equipo que mide la turbiedad del agua a través de la intensidad de luz que pasa en una muestra de agua y con una precisión de  $\pm 2\%$  de lectura  $\pm 0.01\%$  UNT de 0 a 1000 UNT y  $\pm 5\%$  de lectura de 1000 a 4000 UNT.

El turbidímetro portátil 2100N tiene dos modos de medición. El modo ratio que mide muestras coloridas a través de la luz que emite la lámpara de tungsteno que se concentra y a traviesa la muestra; y el modo non-ratio que mide la turbidez utilizando un detector colocado a 90° (Ver Imagen N° 44).



Imagen N° 44 Turbidímetro portátil 2 100 N

Fuente: Elaboración propia

- Pipetas de Mohr: pipetas de 2 y 10 ml para la adición de coagulantes.
- Medidores de color
- Vasitos de 50 o 100 ml de plástico

## 2.2 Ensayo de Prueba de Jarras o Jar test para determinar la dosis óptima

Este apartado se ha realizado tomando como referencia a CEPIS/OPS (2004,a).

- Primer paso:

Sacar 15 l de agua cruda del canal norte y llevarlos al laboratorio. Luego llenar los 6 vasos precipitados o jarras con una capacidad de 2000 ml de agua cruda. (Ver Imagen N° 45)



Imagen N° 45 Toma de muestra del agua cruda del canal Norte

Fuente: Elaboración propia

- Segundo paso:

Preparar la solución de sulfato de aluminio en un recipiente, donde se agrega 20 g de coagulante de sulfato y agua destilada hasta completar un volumen de 1000 ml, obteniendo una solución al 2%.

A continuación, se calculará el volumen de solución que se colocará en las jeringas mediante la ecuación de balance de masas.

$$q = \frac{D \times Q}{C} \quad (3.1)$$

Donde:

q = volumen de solución por aplicar (ml)

D = dosis de coagulante en mg/l

Q = capacidad de la jarra en litros

C = concentración de la solución en mg/l

Para el ensayo de Jarras o Jar test se aplicará diferentes dosis a cada una de las jarras de 2 l con una solución (C) al 2% para determinar cuál es la dosis óptima para cada característica del agua.

Para una dosis (D) de 10 mg/l se obtendrá un volumen de solución (q) de:

$$q = \frac{10 \text{ mg/l} \times 2 \text{ l} \times \frac{1 \text{ 000ml}}{1}}{20 \text{ 000 mg/l}}$$

$$q = 1 \text{ ml}$$

Para una dosis (D) de 22.5 mg/l se obtendrá un volumen de solución (q) de:

$$q = \frac{22.5 \text{ mg/l} \times 2 \text{ l} \times \frac{1 \text{ 000ml}}{1}}{20 \text{ 000 mg/l}}$$

$$q = 2.25 \text{ ml}$$

Para una dosis (D) de 25.0 mg/l se obtendrá un volumen de solución (q) de:

$$q = \frac{25.0 \text{ mg/l} \times 2l \times \frac{1 \text{ 000ml}}{1}}{20 \text{ 000 mg/l}}$$

$$q = 2.5 \text{ ml}$$

Así sucesivamente con cada una de las dosis que se mostrarán más adelante.

- Tercer paso:

Se colocará la solución de sulfato en los vasitos de plástico a través de la pipeta para luego ser succionados por las jeringas hipodérmicas como se aprecia en la Imagen N° 46.

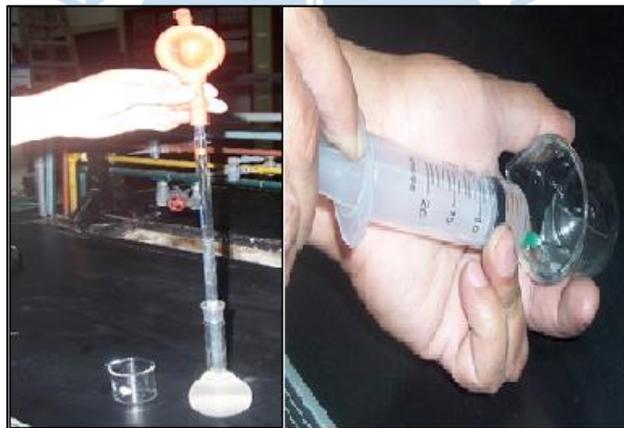


Imagen N° 46 Solución de sulfato de aluminio  
Fuente: Elaboración propia

- Cuarto paso:

Se colocan las jeringas con solución delante de cada una de las jarras, se enciende el Jar test y se programan dos tiempos:

1er tiempo = 5 s      Velocidad = 300 rpm

2do tiempo = 20 s      Velocidad = 40 rpm

Se da el funcionamiento del Jar Test y se aplica dentro de los 5 segundos el coagulante en todos los vasos precipitados para que sea más efectiva la desestabilización de las partículas coloidales como se aprecia en la Imagen N° 47.



Imagen N° 47 Colocación de la solución de sulfato de aluminio en las muestras a ensayar

Fuente: Elaboración propia

- Quinto paso:

Se observa la formación de flóculos y se toma nota del tiempo en que dura en formarse y se compara con la siguiente Imagen N° 48 para estimar que tamaño alcanza el floc.

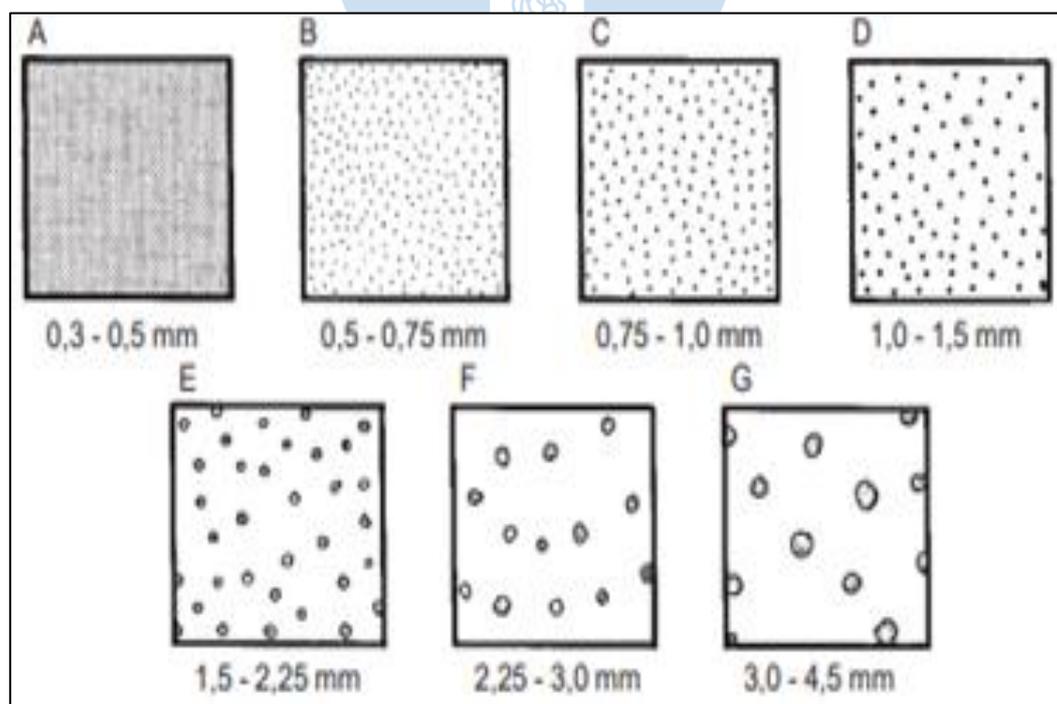


Imagen N° 48 Comparador para estimar el tamaño del flóculo producido en la coagulación

Fuente: CEPIS/OPS (2004,b)

- Sexto paso:

Concluido el tiempo programado de la prueba de Jarras o Jar test se apaga automáticamente el quipo y se retiran las jarras. Luego se coloca en cada jarra un sifón amarrado en el extremo superior por una liga, un flotador de tecnopor de apoyo y al costado dos tomadores de muestras por cada jarra para dejar sedimentar entre 5 y 15 min, Terminado el tiempo de reposo se toma una muestra, pero se descartan 10 ml de agua cruda para luego tomar una muestra de aproximadamente de 30 ml para determinar la turbiedad residual, color y pH como se observa en la Imagen N° 49.

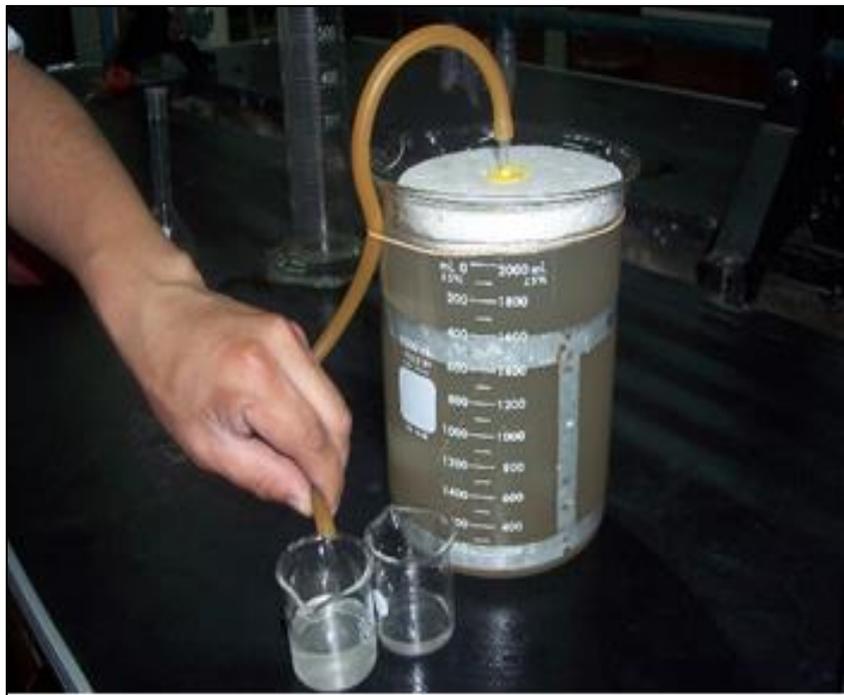


Imagen N° 49 Toma de muestra para analizar la turbiedad residual

Fuente: Elaboración propia

A continuación, se muestran los datos obtenidos en la Tabla N° 19 y se seleccionará la dosis óptima para cada turbiedad.

Con la información obtenida se grafica las turbiedades mínimas de los puntos 1, 2, 3, 4 y 5 con sus respectivas dosis, se halla una correlación que permita determinar las dosis óptimas para cada turbiedad que presenta el agua cruda. Mediante la teoría de mínimos cuadrados se determina la recta que mayor se ajuste y será de la forma:

Tabla N° 19 Turbiedad Residual par diversas variaciones de calidad de agua de canal Norte

Dosis de coagulante (mg/l)	Turbiedad de agua cruda (UNT)				
	50	100	240	320	500
22.50	4.5				
25.00	2.8				
27.50	2.4				
<b>30.00</b>	<b>2.1 (1)</b>				
32.50	2.3				
35.00	2.7				
37.50					
40.00					
42.50					
45.00					
47.50		10			
50.00		4.2			
<b>52.50</b>		<b>3.2 (2)</b>			
55.00		3.5			
57.50		4.2			
60.00		7.1			
62.50					
65.00					
67.50			3.5		
70.00			3		
72.50			2.7		
<b>75.00</b>			<b>2.5 (3)</b>		
77.50			2.8		
80.00			3.2		
82.50					
85.00				7	
87.50				5.5	
90.00				4	
<b>92.50</b>				<b>3.4 (4)</b>	
95.00				4	
97.50				4.6	
137.50					6.11
140.00					5.84
<b>142.50</b>					<b>5.72 (5)</b>
145.00					5.74
147.50					5.9
150.00					6.21

Fuente: Elaboración propia

$$y = a + bx \quad (3.2)$$

Donde:

y = turbiedad de agua cruda

x = dosis óptima del coagulante en mg/l

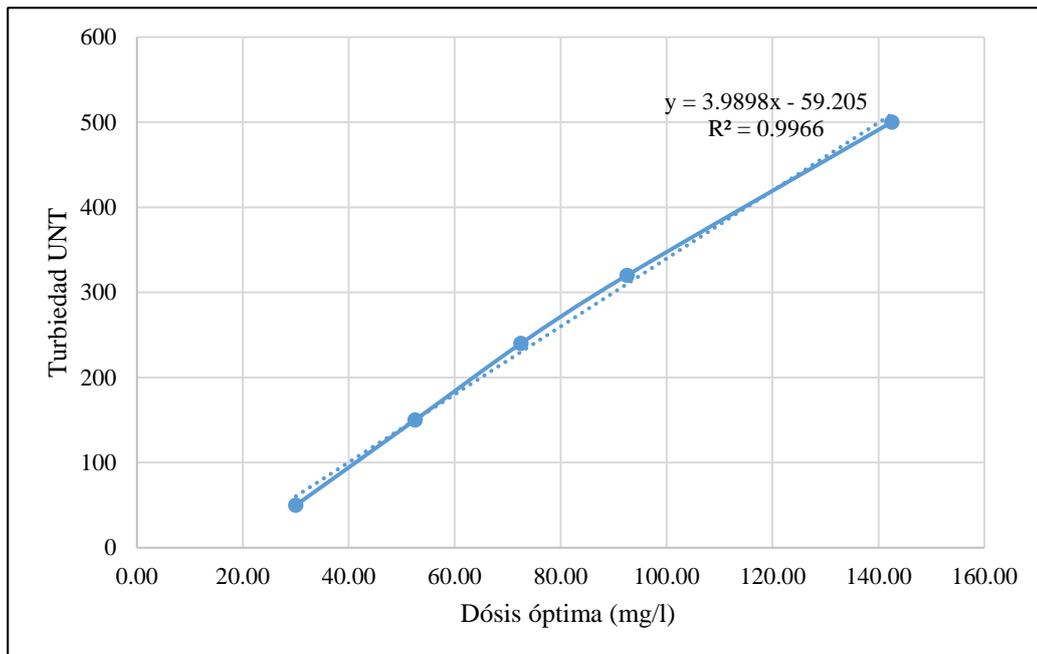


Imagen N° 50 Correlación de turbiedad vs dosis óptima

Fuente: Elaboración propia

Con la correlación lineal obtenida de la Imagen N° 50 se obtiene la ecuación que nos permitirá determinar la dosis óptima para cada calidad del agua.

$$y = 3.9898x - 59.205 \quad (3.3)$$

Para la turbiedad del mes más turbio (marzo) del año 2016, se calculará la dosis óptima reemplazando en la ecuación 3.3:

$$500 = 3.9898x - 59.205$$

$$x = \frac{500 + 59.205}{3.9898}$$

$$x = 140.16 \text{ mg/l}$$

Para una turbiedad de 6.24 UNT, que le corresponde al mes de noviembre, se calculará la dosis óptima reemplazando en la ecuación 3.3:

$$6.24 = 3.9898x - 59.205$$

$$x = \frac{6.24 + 59.205}{3.9898}$$

$$x = 16.40 \text{ mg/l}$$

Según la recopilación de información obtenida para la calidad del agua del canal norte del año 2016 se obtienen las dosis óptimas de 16.40 mg/l y 140.16 mg/l para distintas turbiedades según la época del año.

### 3. Datos básicos de diseño

#### 3.1 Estudio demográfico

Hasta el año 2017 a mediados del mes de noviembre no existe una actualización de datos realizados por el INEI, por ello el cálculo poblacional se basa en información obtenida por los datos del INEI al año 2013

#### 3.2 Población del proyecto

##### 3.2.1 Población al año 2013

Los pobladores de los anexos San Miguel, San José y centros poblados son de 3 216 habitantes al año 2013 según (INEI, s.f.,b).

##### 3.2.2 Población futura

Para el cálculo de la población futura se evalúa como referencia la población del distrito de Ignacio Escudero (Ver Tabla N° 20) y así calcular la tasa de crecimiento anual con el método geométrico.

Tabla N° 20 Población del distrito Ignacio Escudero (2 000 - 2 015)

AÑO	POBLACION (hab)
2000	16,811
2001	17,060
2002	17,296
2003	17,521
2004	17,740
2005	17,957
2006	18,170
2007	18,376
2008	18,578
2009	18,778
2010	18,979
2011	19,183
2012	19,387
2013	19,590
2014	19,790
2015	19,987

Fuente: INEI (s.f.,a)

- Método geométrico:

$$P_t = P_i \times (1 + r)^t \quad (3.4)$$

Donde:

 $P_t$  = Población futura en hab. $P_i$  = Población inicial en hab.

r = tasa de crecimiento (%)

t = tiempo (años)

Se calcula la tasa de crecimiento al año 2001:

$$17,060 = 16,811 \times (1 + r)^1$$

Despejando r:

$$r = \frac{17,060}{16,811} - 1$$

$$r = 0.015$$

Ahora se empezará a calcular la tasa de crecimiento de los años 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009, 2010, 2011, 2012, 2013, 2014, y 2015, como se observa en la Tabla N° 21.

Tabla N° 21 Tasa de crecimiento de la población del distrito Ignacio Escudero

Año ( $i_n$ )	Tasa de Crecimiento
2000	
2001	0.015
2002	0.014
2003	0.013
2004	0.012
2005	0.012
2006	0.012
2007	0.011
2008	0.011
2009	0.011
2010	0.011
2011	0.011
2012	0.011
2013	0.010
2014	0.010
2015	0.010
$\sum_{i=0}^{15} r_i$	<b>0.174</b>

Fuente: Elaboración: propia

Promediar las tasas de crecimiento de los años 2000 hasta el 2015.

$$r = \frac{\sum_{i=0}^{15} r_i}{15}$$

$$r = \frac{0.174}{15}$$

$$r = 0.012$$

La tasa de crecimiento anual promedio es de 1.2%, el cual se utiliza para calcular la proyección de la población al año 2038 (población de diseño) de los anexos de San José y San Miguel en la Tabla N° 22.

Tabla N° 22 Proyección de la población del distrito Ignacio Escudero al año 2038

Año	Tiempo	Población (hab)
2018	0	$P_{2018} = 3414$
2028	10	$P_{2028}$
2038	20	$P_{2038}$

Fuente: Elaboración propia

La población al 2018 es:

$$P_t = P_i \times (1 + r)^t$$

$$P_{2018} = 3\,216 \times (1 + 0.012)^5$$

$$P_{2018} = 3\,413.65 \approx 3\,414 \text{ habitantes}$$

La población al 2028 es:

$$P_{2028} = 3414 \times (1 + 0.012)^{10}$$

$$P_{2028} = 3\,846.52 \approx 3\,847 \text{ hab}$$

La población al 2038 es:

$$P_{2038} = 3414 \times (1 + 0.012)^{20}$$

$$P_{2038} = 4\,333.85 \approx 5\,000 \text{ hab}$$

### 3.3 Parámetros de diseño

Se consideran los parámetros:

- Coeficiente de consumo máximo diario:  $K_1 = 1.3^*$

- Dotación:  $D = 150 \text{ l/hab/d}^*$

\*Nota: Los valores de coeficiente de consumo máximo diario y dotación fueron tomados como referencia del Reglamento nacional de edificaciones de la Norma OS.100 Consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria.

### 3.4 Análisis de demanda

Determinación del caudal de consumo doméstico, considerando la población futura y los parámetros de consumo se determina el caudal de doméstico:

- Caudal de promedio de la población

$$Q_p = \frac{P_{\text{diseño}} \times D}{86\,400}$$

$$Q_p = \frac{5\,000 \text{ hab} \times 150 \text{ l/hab/día}}{86\,400}$$

$$Q_p = 8.681 \text{ L/s} \approx 8.68 \text{ L/s}$$

- Caudal de consumo público

Para calcular el consumo público se tendrá en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones de la Norma IS.010 Instalaciones sanitarias para edificaciones para el consumo de agua de instituciones públicas como el colegio I.E. N° 14879 Monte Abierto que se encuentra en el centro poblado San Miguel y cuenta con una población estudiantil ( $P_{\text{estudiantil}}$ ) de 381 alumnos de los tres niveles de educación.

$$Q_{\text{estudiantil}} = \frac{P_{\text{estudiantil}} \times D_{\text{consumo público}}}{86\,400}$$

$$Q_{\text{estudiantel}} = \frac{381 \text{ personas} \times 50 \text{ l/día/persona}}{86\,400}$$

$$Q_p = 0.22 \text{ l/s}$$

- Caudal máximo diario poblacional

$$Q_{\max} = Q_p \times K_1$$

$$Q_{\max} = 8.68 \text{ l/s} \times 1.3$$

$$Q_{\max} = 11.28 \text{ l/s}$$

- Caudal neto de abastecimiento

$$Q_T = Q_{\max} + Q_{\text{estudiantil}}$$

$$Q_T = 11.28 \text{ l/s} + 0.22 \text{ l/s}$$

$$Q_T = 11.50 \text{ l/s}$$

- Pérdidas físicas del agua

Las pérdidas físicas se dan en el proceso de tratamiento y mantenimiento de la planta de tratamiento de agua potable y en la distribución del agua potable a la población. Según la Resolución 2030 del 2009 aprobado por Colombia no debe superar el 25%. (Cruz, Rivera, & Castro, 2009).

$$Q_{\text{md}} = \frac{11.50 \text{ l/s}}{1 - 0.25}$$

$$Q_{\text{md}} = \frac{11.50 \text{ l/s}}{0.75}$$

$$Q_{\text{md}} = 15.33 \approx 16 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{md}} = 16 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times \frac{1000 \text{ m}^3}{11}$$

$$Q_{md} = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Pérdidas por conducción de agua que se generan desde toma de captación hasta la planta de tratamiento de agua potable en un 10%.

$$Q_{T'} = \frac{Q_{md}}{1 - 0.10}$$

$$Q_{T'} = \frac{16 \text{ l/s}}{0.90}$$

$$Q_{T'} = 17.778 \text{ l/s}$$

$$Q_{T'} \approx 18 \text{ l/s}$$

#### 4. Punto de captación del canal Norte

El canal Norte nace de una derivación del río Chira y cuenta con un desarenador por lo cual el número de sólidos es casi nulo. El tramo del recorrido del canal hasta la ubicación de la futura planta de tratamiento es de 24 + 393.11 km, como se puede observar en la Imagen N° 51.



Imagen N° 51 Punto de captación, canal norte

Fuente: Elaboración propia

El punto de captación será directo de tipo sumergido y protegido con una rejilla o malla metálica contra el paso de objetos flotantes que puedan dañar los equipos de tratamiento de agua, la limpieza será manual y sencilla.

## 5. Diseño del almacenamiento de sustancias químicas

a) Caudal de diseño de la planta:

$$Q_{md} = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{md} = 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{60\text{s}}{1 \text{ min}} \times \frac{60 \text{ min}}{1\text{h}} \times \frac{24\text{h}}{1 \text{ día}}$$

$$Q_{md} = 1382.4 \text{ m}^3/\text{día}$$

b) Dosis óptima de coagulación para turbiedades máximas (500 UNT):

$$DM = 140.16 \text{ mg/l}$$

c) Dosis óptima de coagulación para turbiedades mínimas (6.24 UNT):

$$Dm = 16.40 \text{ mg/l}$$

d) Dosis promedio de coagulante:

$$D = \frac{DM + Dm}{2}$$

$$D = \frac{140.16 + 16.40}{2} = 78.28 \text{ mg/l}$$

e) Periodo de almacenamiento:

Tiempo de almacenamiento min 15 días hasta un límite de 6 meses.

$$T = 90 \text{ días}$$

f) Peso específico del coagulante:

$$\delta = 964 \text{ kg/m}^3$$

g) Volumen del almacenamiento:

$$V = \frac{D \times Q_d \times T}{1000 \times \delta}$$

$$V = \frac{78.28 \text{ mg/l} \times 1382.4 \text{ m}^3/\text{dia} \times 90 \text{ dias}}{1000 \times 964 \text{ kg/m}^3}$$

$$V = 10.10 \text{ m}^3$$

## 6. Diseño de la unidad del desarenador

Se diseñará esta unidad con el fin de remover arenas y partículas mayores de diámetro 0.2 mm a 0.4 mm para evitar sobre cargas en los procesos posteriores del tratamiento.

Datos:

$$Q_{\text{diseño}} = 16 \text{ l/s}$$

$$T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\text{Viscosidad cinética del agua } (\nu) = 1.081 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$\text{Diámetro de la partícula } (d) = 0.2 \text{ mm a } 0.4 \text{ mm} = 0.02 \text{ cm a } 0.04 \text{ cm}$$

$$\text{Densidad específica de sólidos } (\rho_s) = 2.65 \text{ g/cm}^3$$

a) Cálculo de la velocidad del flujo en el tanque

$$V_H = a\sqrt{d} \left( \frac{\text{cm}}{\text{s}} \right)$$

La constante a esta en función del diámetro (d), ver en el Capítulo 2, teoría del desarenador, donde para partículas mayores de 0.2 mm se selecciona la constante a igual 44.

$$V_{H1} = 44 \sqrt{0.2}$$

$$V_{H1} = 19.68 \frac{cm}{s} \times \frac{1 m}{100 cm}$$

$$V_{H1} = 0.1968 m/s$$

Para partículas menores de 0.4 mm se selecciona la constante a igual 44.

$$V_{H2} = 44 \sqrt{0.4}$$

$$V_{H2} = 27.83 \frac{cm}{s} \times \frac{1 m}{100 cm}$$

$$V_{H2} = 0.2783 m/s$$

Se promedian las velocidades de flujo entre el rango de 0.2 mm a 0.4 mm.

$$V_H = \frac{V_{H1} + V_{H2}}{2}$$

$$V_H = \frac{0.1968 + 0.2783}{2}$$

$$V_H = 0.2376 \approx 0.30 m/s$$

b) Cálculo de la velocidad de caída de partículas

Para partículas mayores de 0.2 mm el cálculo de la velocidad de caída de las partículas se calcula en función del diámetro de la partícula  $d$  (mm). Se selecciona la velocidad ( $V_{H1}$ ) igual a 2.160 cm/s. Ver en el Capítulo 2 en el apartado del desarenador.

$$V_s = 2.160 \frac{cm}{s} \times \frac{1 m}{100 cm}$$

$$V_s = 0.0216 m/s$$

## c) Cálculo de la canaleta Parshall

$$Q_{\max} = 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{1000 \text{l}}{1 \text{ m}^3} = 16 \text{ l/s}$$

$$Q_{\min} = 0.008 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{1000 \text{l}}{1 \text{ m}^3} = 8 \text{ l/s}$$

Para atender los caudales mínimos y máximos se ingresarán a la Tabla N° 23 y se selecciona el rango donde se encuentran.

Tabla N° 23 Coeficientes K y N en función del caudal

Ancho Nominal	N	K	Capacidad (L/s)	
			Mín.	Máx.
3"	1,547	0,176	0,85	53,8
6"	1,580	0,381	1,52	110,4
9"	1,530	0,535	2,55	251,9
1'	1,522	0,690	3,11	455,6
1/2'	1,538	1,054	4,25	696,2
2'	1,550	1,426	11,89	936,7

Fuente: (Canal Parshall, s.f.)

Entonces  $K = 0.176$  y  $N=1.547$  se remplazan en la siguiente expresión para hallar la altura para los caudales mínimos ( $Q_{\min}$ ) y caudales máximos ( $Q_{\max}$ ).

$$Q = K \times H^N$$

- Para  $Q_{\max}$ :

$$H_{\max} = \sqrt[N]{\frac{Q_{\max}}{K}}$$

$$H_{\max} = \sqrt[1.547]{\frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.176}}$$

$$H_{\max} = 0.212 \text{ m}$$

- Para  $Q_{\min}$ :

$$H_{\min} = \sqrt[n]{\frac{Q_{\min}}{K}}$$

$$H_{\min} = \sqrt[1.547]{\frac{0.008 \text{ m}^3/\text{s}}{0.176}}$$

$$H_{\min} = 0.136 \text{ m}$$

d) Cálculo del rebajo Z a la entrada de la canaleta Parshall:

$$\frac{Q_{\min}}{Q_{\max}} = \frac{H_{\min} - Z}{H_{\max} - Z}$$

$$\frac{0.008 \text{ m}^3/\text{s}}{0.016 \text{ m}^3/\text{s}} = \frac{0.136 \text{ m} - Z}{0.212 \text{ m} - Z}$$

$$0.5 \times (0.212 - Z) = 0.136 - Z$$

$$Z = \frac{0.136 - 0.5 \times 0.212}{1 - 0.5}$$

$$Z = 0.06 \text{ m}$$

Las dimensiones de la sección de la canaleta Parshall tienen las mismas dimensiones de la unidad de mezcla, por ello se calcularán en ese apartado.

e) Cálculo del desarenador:

- Cálculo de la sección transversal ( $A_T$ ):

$$A_T = \frac{Q_{\max}}{V_H}$$

$$A_T = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.30 \text{ m}}$$

$$A_T = 0.053 \text{ m}^2$$

- Cálculo del ancho (B):

$$B = \frac{A_T}{H_{\text{máx}} - Z}$$

$$B = \frac{0.053 \text{ m}^2}{0.212 \text{ m} - 0.06 \text{ m}}$$

$$B = 0.349 \text{ m}$$

- Verificación:

Para un  $Q_{\text{mín}} = 0.008 \text{ m}^3/\text{s}$  y una  $H_{\text{mín}} = 0.136 \text{ m}$

$$H_{\text{mín}} - Z = 0.136 - 0.06 = 0.076 \text{ m}$$

$$A = 0.076 \times 0.349 = 0.027 \text{ m}^2$$

$$V_H = \frac{Q_{\text{mín}}}{A}$$

$$V_H = \frac{0.008 \text{ m}^3/\text{s}}{0.027 \text{ m}^2}$$

$$V_H = 0.296 \approx 0.30 \text{ m/s}$$

- Cálculo de la longitud del desarenador (L):

$$\frac{L}{H_{\text{máx}}} = \frac{V_H}{V_s}$$

$$L = H_{\text{máx}} \times \frac{V_H}{V_s}$$

$$L = 0.212 \times \frac{0.3 \text{ m/s}}{0.021 \text{ m/s}}$$

$$L = 3.18 \text{ m}$$

- Tasa de escurrimiento superficial resultante:

$$\frac{Q}{A_s} = \frac{0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{86\,400 \text{ s}}{1 \text{ día}}}{3.18 \text{ m} \times 0.349 \text{ m}}$$

$$\frac{Q}{A_s} = 1245.608 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$$

- Caudal del rebajo del desarenador:

Para tasa de  $30 \text{ l}/1\,000 \text{ m}^3$  y para el Caudal promedio ( $Q_{\text{promedio}}$ ), se tiene un volumen diario de arena en el desarenador.

$$Q_{\text{promedio}} = \frac{Q_{\text{máx}} + Q_{\text{mín}}}{2}$$

$$Q_{\text{promedio}} = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s} + 0.008 \text{ m}^3/\text{s}}{2}$$

$$Q_{\text{promedio}} = 0.012 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_{\text{arena}} = \frac{30 \text{ l}}{1000 \text{ m}^3/\text{s}} \times 0.012 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{86\,400 \text{ s}}{1 \text{ día}}$$

$$V_{\text{arena}} = 31.104 \text{ l} \quad (\text{Volumen de arena diario})$$

- Altura diaria acumulado en el desarenador

$$h = \frac{V_{\text{arena}}}{A_s}$$

$$h = \frac{31.104 \text{ l} \times \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ l}}}{3.18 \text{ m} \times 0.349 \text{ m}}$$

$$h = 0.028 \text{ m} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}$$

$$h = 2.8 \text{ cm}$$

Diariamente se acumula 2.8 cm de altura de arena, en dos días se tiene un rebajo de 5.6 cm y la altura de la zona de depósito de sedimentos es de 0.06 m o 6 cm por lo tanto el intervalo de limpieza se realizaría cada dos días.

### 7. Diseño de la unidad de rejás

Los tamaños de sólidos que se retendrán en la reja o rejilla son sólidos mayores a 15 mm. Las rejillas serán barras de fierro de espesor (e) igual 5 mm y el espaciamiento (a) entre cada barra será de 15 mm.

a) Eficiencia (E):

$$E = \frac{a}{a + e}$$

Reemplazamos los valores de a y e.

$$E = \frac{15 \text{ mm}}{15 \text{ mm} + 5 \text{ mm}}$$

$$E = 0.75$$

b) Área útil:

$$A_u = \frac{Q_{\text{máx}}}{v^*}$$

Nota:

\* La norma OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano (2006), recomienda que velocidad media de paso entre las barras de fiero entre 0.60 a 1 m/s, por lo cual se trabajará con el valor promedio.

$$v = \frac{0.60 \frac{\text{m}}{\text{s}} + 1.00 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{2}$$

$$v = 0.8 \text{ m/s}$$

$$A_u = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.8 \text{ m/s}}$$

$$A_u = 0.02 \text{ m}^2$$

c) Área de la sección del canal (S):

$$S = \frac{A_u}{E}$$

$$S = \frac{0.02 \text{ m}^2}{0.75}$$

$$S = 0.027 \text{ m}^2$$

d) Ancho del canal y de la reja (b):

$$b = \frac{S}{H_{\max} - Z}$$

$$b = \frac{0.027 \text{ m}^2}{0.212 - 0.06}$$

$$b = 0.178 \text{ m}$$

e) Verificación para caudales intermedios:

Se ha verificado que las velocidades de paso no se alteran para diferentes caudales, ver Tabla N° 24.

Tabla N° 24 Verificación de velocidades a caudales intermedios

Q (m <sup>3</sup> /s)	H m	(H-Z) m	S=b(H-Z) (m <sup>2</sup> )	Au = S x E (m <sup>2</sup> )	*V = Qmax/Au (m)	**Vo = Qmax/S (m)
0.016	0.212	0.152	0.027	0.020	0.788	0.591
0.014	0.194	0.134	0.024	0.018	0.782	0.587
0.012	0.176	0.116	0.021	0.015	0.777	0.583
0.010	0.156	0.096	0.017	0.013	0.779	0.584
0.008	0.136	0.076	0.014	0.010	0.788	0.591

Nota:

\* Velocidad de paso en la reja

\*\* Velocidad en el canal

Fuente: Elaboración propia

f) Pérdida de carga en la reja:

$$\Delta H = 1.43 \times \frac{v^2 - v_0^2}{2 \times g}$$

Datos:

$$v = 0.8 \text{ m/s}$$

$$v_0 = 0.6 \text{ m/s}$$

- Reja obstruida

$$\Delta H = 1.43 \times \frac{(0.8 \text{ m/s})^2 - (0.6 \text{ m/s})^2}{2 \times (9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$\Delta H = 0.02 \text{ m}$$

- Reja al 50% obstruida

$$\Delta H = 1.43 \times \frac{(2 \times 0.8 \text{ m/s})^2 - (0.6 \text{ m/s})^2}{2 \times (9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$\Delta H = 0.16 \text{ m}$$

## 8. Diseño de la unidad mezcla rápida

Para el diseño de la unidad de mezcla rápida se utilizará la misma canaleta Parshall que mide el caudal de llegada, debido a que el caudal de diseño es pequeño ( $0.016 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

Datos:

$$Q = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$$

a) Altura de agua en la sección de medición ( $H_o$ ):

Se ingresa a la Tabla N° 25 y se selecciona el ancho ( $w$ ) 3" o 0.075 m para la garganta Parshall ( $w$ ) y se toman los valores  $k$  y  $m$ , para determinar  $H_o$ .

Tabla N° 25 Valores de K y m

Ancho ( $w$ )		K	m
pg	metros		
3"	0.075	3.704	0.646
6"	0.150	1.842	0.636
9"	0.229	1.486	0.633
1'	0.305	1.276	0.657
1 1/2'	0.460	0.966	0.650
2'	0.610	0.795	0.645
3'	0.915	0.608	0.639
4'	1.220	0.505	0.634
5'	1.525	0.436	0.630
6'	1.830	0.389	0.627
8'	2.440	0.324	0.623

Fuente: CEPIS/OPS (2006)

Reemplazar los valores de  $K$  y  $m$  en la ecuación:

$$H_o = KQ^m$$

$$H_o = 3.704 \times (0.016 \text{ m}^3/\text{s})^{0.646}$$

$$H_o = 0.256 \text{ m}$$

## b) Dimensiones de la canaleta

En la Imagen N° 52 se observa las dimensiones del canal de Parshall para diseñar. Se selecciona las dimensiones según el ancho (3") en la Tabla N° 26.

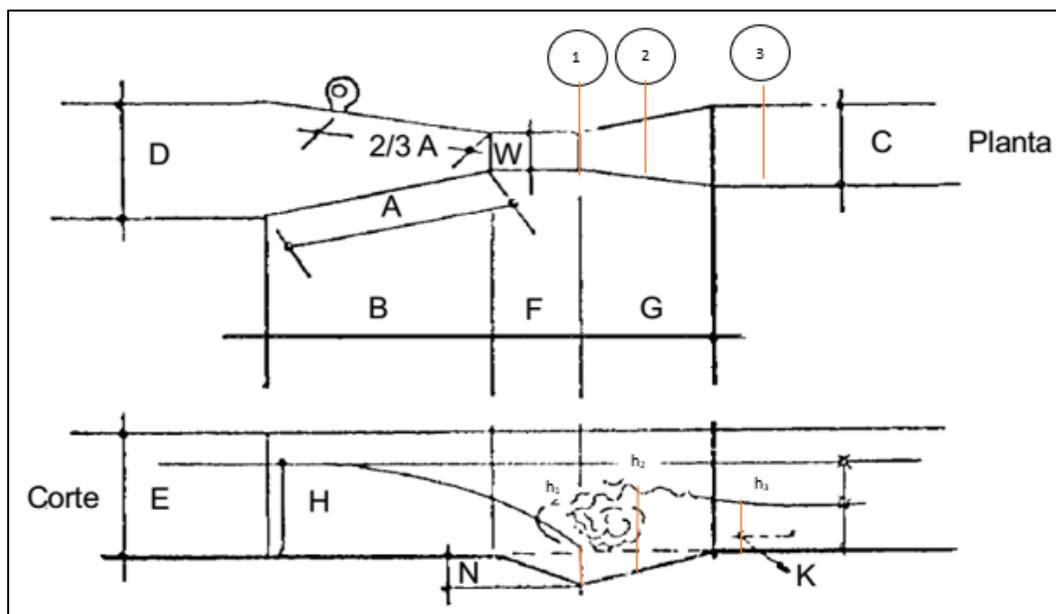


Imagen N° 52 Canaleta Parshall

Fuente: CEPIS/OPS (2006)

Tabla N° 26 Dimensiones estandarizadas de los medidores Parshall

Ancho (w)		A (cm)	B (cm)	C (cm)	D (cm)	E (cm)	F (cm)	G (cm)	K (cm)	N (cm)
pg	metros									
3"	0.075	46.6	45.7	17.8	25.9	45.7	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	0.150	61.0	61.0	39.4	40.3	61.0	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	0.229	88.0	86.4	38.0	57.5	76.3	30.5	45.7	7.6	11.4
1'	0.305	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
1 1/2'	0.460	144.9	142.0	76.2	102.6	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
2'	0.610	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
3'	0.915	167.7	164.5	122.0	157.2	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
4'	1.220	183.0	179.5	152.5	193.8	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
5'	1.525	198.3	194.1	183.0	230.3	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
6'	1.830	213.5	209.0	213.5	266.7	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9
8'	2.440	244.0	239.2	274.5	340.0	91.5	61.0	91.5	7.6	2.9

Fuente: CEPIS/OPS (2006)

Donde los valores de la dimensión en metros son:

A = 0.466 m, B = 0.457 m, C = 0.178 m, D = 0.259 m, E = 0.457 m, F = 0.152 m, G = 0.305 m, K = 0.025 m y N = 0.057 m.

c) Ancho de la sección de medición (D'):

$$D' = \frac{2}{3} \times (D - w) + w$$

$$D' = \frac{2}{3} \times (0.259 - 0.075) + 0.075$$

$$D' = 0.198 \text{ m}$$

d) Velocidad en la sección de medición (Vo):

$$V_o = \frac{Q}{H_o \times D'}$$

$$V_o = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.256 \text{ m} \times 0.198 \text{ m}}$$

$$V_o = 0.316 \text{ m}$$

e) Caudal específico en la garganta de la canaleta (q):

$$q = \frac{Q}{w}$$

$$q = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.075 \text{ m}}$$

$$q = 0.213 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

f) Carga hidráulica disponible:

$$E_o = \frac{V_o^2}{2g} + H_o + N$$

$$E_o = \frac{(0.316 \text{ m})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} + 0.256 \text{ m} + 0.057 \text{ m}$$

$$E_o = 0.318 \text{ m}$$

g) Angulo de inclinación ( $\emptyset$ ):

$$\emptyset = \arccos \left( \frac{q \times g}{\left(\frac{2}{3} \times g \times E_o\right)^{1.5}} \right)$$

$$\emptyset = \arccos \left( \frac{0.213 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \times 9.81 \text{ m/s}^2}{\left(\frac{2}{3} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times 0.318 \text{ m}\right)^{1.5}} \right)$$

$$\emptyset = 134.21^\circ$$

h) Velocidad antes del resalto ( $V_1$ ):

$$V_1 = 2 \times \left( \sqrt{2 \times g \times \frac{E_o}{3}} \right) \times \cos(180^\circ - \emptyset)$$

$$V_1 = 2 \times \left( \sqrt{2 \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times \frac{0.318 \text{ m}}{3}} \right) \times \cos(180^\circ - 134.21^\circ)$$

$$V_1 = 2.05 \text{ m/s}$$

i) Altura de agua antes del resalto ( $h_1$ ):

$$h_1 = \frac{q}{V_1}$$

$$h_1 = \frac{0.213 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}}{2.05 \text{ m/s}}$$

$$h_1 = 0.104 \text{ m}$$

j) Número de froude ( $F_1$ ):

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \times h_1}}$$

$$F_1 = \frac{2.05 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \times 0.104 \text{ m}}}$$

$$F_1 = 2.03$$

El valor de froude ( $F_1$ ) obtenido está dentro del rango de 2 – 3. (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

k) Altura del resalto ( $h_2$ ):

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \times \sqrt{(1 + 8 F_1^2) - 1}$$

$$h_2 = \frac{0.104 \text{ m}}{2} \times (\sqrt{(1 + 8 \times 2.03^2)} - 1)$$

$$h_2 = 0.251 \text{ m}$$

l) Velocidad en el resalto ( $V_2$ ):

$$V_2 = \frac{Q}{w \times h_2}$$

$$V_2 = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.075 \text{ m} \times 0.251 \text{ m}}$$

$$V_2 = 0.85 \text{ m/s}$$

m) Altura en la sección de salida de la canaleta ( $h_3$ ):

$$h_3 = h_2 - (N - K)$$

$$h_3 = 0.251 \text{ m} - (0.057 \text{ m} - 0.025 \text{ m})$$

$$h_3 = 0.219 \text{ m}$$

n) Velocidad en la sección de la salida ( $V_3$ ):

$$V_3 = \frac{Q}{C \times h_3}$$

$$V_3 = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.178 \text{ m} \times 0.219 \text{ m}}$$

$$V_3 = 0.41 \text{ m/s}$$

o) Pérdida de carga en el resalto ( $h_p$ ):

La pérdida de carga para la canaleta Parshall se calcula bajo las condiciones de flujo con descarga libre, mediante la siguiente fórmula:

$$h_p = H_o + K - h_3$$

Donde:

$H_o$  = altura de agua

$h_3$  = altura en la sección de salida de la canaleta

$$h_p = 0.256 \text{ m} + 0.025 \text{ m} - 0.219 \text{ m}$$

$$h_p = 0.062 \text{ m}$$

p) Tiempo de mezcla en el resalto ( $t$ ):

$$t = \frac{2 \times G}{V_2 + V_3}$$

$$t = \frac{2 \times 0.305 \text{ m}}{0.85 \text{ m/s} + 0.41 \text{ m/s}}$$

$$t = 0.484 \text{ s}$$

q) Gradiente de velocidad (G):

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu} \times \frac{h_p}{T}}$$

Donde:

$\gamma$  = peso específico en  $\text{kg/m}^3$ , depende de la temperatura

$\mu$  = coeficiente de viscosidad absoluta, depende de la temperatura

T = tiempos en s

$h_p$  = pérdida de carga en el resalto

La relación  $\sqrt{\gamma/\mu}$  se encuentra en la Tabla N° 27 y se escoge con referencia a la temperatura

T = 18 °C.

Tabla N° 27 Valores  $\sqrt{(\gamma/\mu)}$  en función de la Temperatura

T (°C)	$\sqrt{\gamma/\mu}$
0	2 336.94
4	2 501.56
10	2 736.53
15	2 920.01
18	3 024.10
20	3 114.64
25	3 266.96

Fuente: CEPIS/OPS (2006)

$$G = 3\,024.10 \times \sqrt{\frac{0.062\text{ m}}{0.484\text{ s}}}$$

$$G = 1082.35\text{ s}^{-1}$$

El gradiente de velocidad ( $G$ ) del flujo de agua durante su paso por el canal Parshall es de  $1082.35\text{ s}^{-1}$ , el cual se encuentra del rango de  $700$  a  $1300\text{ s}^{-1}$  y permite la adherencia del coagulante a la partícula coloidal para desestabilizarla. (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006)

Se puede observar en la Imagen N° 53 e Imagen N° 54 el diseño de la unidad de mezcla rápida.

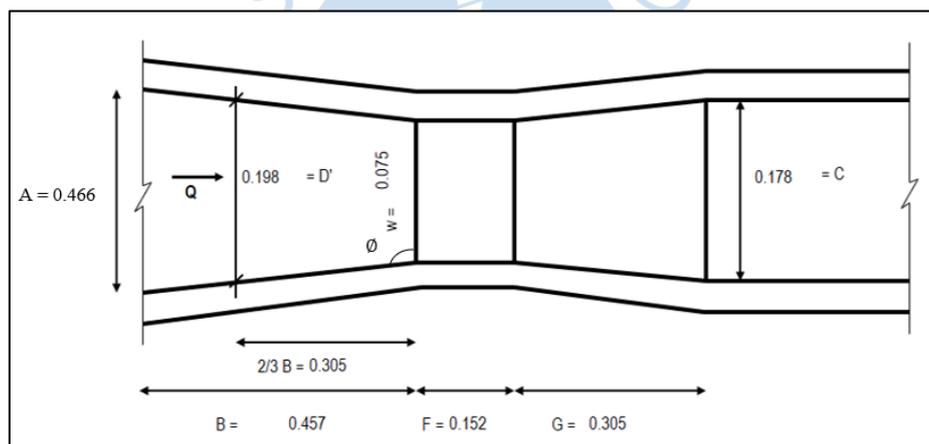


Imagen N° 53 Vista de planta de la unidad de mezcla rápida.

Fuente: Elaboración Propia

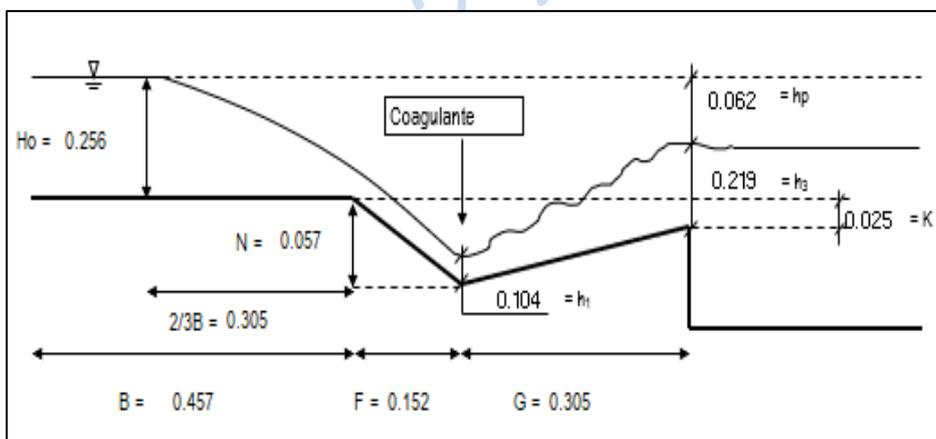


Imagen N° 54 Corte de la planta de unidad de mezcla rápida.

Fuente: Elaboración propia

## 9. Diseño de la unidad del floculador

Para el diseño de la unidad del floculador hidráulico en sentido horizontal se trabajará con tres tramos y se asumirá algunos datos para cada tramo.

Datos:

Temperatura del agua (T) = 18 °C

Ancho ( $B_{\text{canal}}$ ) = 4.50 m

Espesor de las pantallas de concreto ( $e'$ ) = 0.03 m

Profundidad del agua (h) = 1.10 m

Viscosidad dinámica ( $\mu$ ) =  $1.053 \times 10^{-3}$  N-s/m<sup>2</sup>

Coefficiente de Manning = 0.013 (-)

$\rho$  = 998.599 kg/m<sup>3</sup>

Q = 0.016 m<sup>3</sup>/s

$$\sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} = 3\,024.10$$

**9.1 Primer tramo del floculador.** Para el diseño del primer tramo del floculador hidráulico en sentido horizontal se asumirá la separación entre pantallas ( $e_1$ ) = 0.054 m.

Datos:

Tiempo ( $t_1$ ) = 7 min (tiempo de retención en el primer tramo)

a) Volumen (V):

$$V = t_1 \times Q$$

$$V = 7 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \times 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 6.72 \text{ m}^3$$

b) Velocidad ( $v_1$ ):

$$v_1 = \frac{Q}{A_{\text{transversal del canal}}}$$

$$A_{\text{transversal}} = e_1 \times h$$

$$v_1 = \frac{Q}{e_1 \times h}$$

$$v_1 = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.054 \text{ m} \times 1.10 \text{ m}}$$

$$v_1 = 0.269 \text{ m/s}$$

c) Longitud total recorrida por el agua (L):

$$L = v_1 \times t_1$$

$$L = 0.269 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 7 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$L = 112.98 \text{ m}$$

d) Profundidad total ( $H'$ ):

Se asumirá una altura de 0.20 m como borde libre.

$$H' = h + b_{\text{borde libre}}$$

$$H' = 1.10 \text{ m} + 0.20 \text{ m}$$

$$H' = 1.30 \text{ m}$$

e) Espacio libre entre tabiques y pared ( $E_1$ ):

$$E_1 = 1.5 \times e_1$$

$$E_1 = 1.5 \text{ m} \times 0.054$$

$$E_1 = 0.081 \text{ m}$$

f) Longitud efectiva del canal ( $B$ ) de la cámara de floculación:

$$B = B_{\text{canal}} - E_1$$

$$B = 4.50 \text{ m} - 0.081 \text{ m}$$

$$B = 4.419 \text{ m}$$

g) Número de canales ( $N_1$ ):

$$N_1 = \frac{\text{Longitud total recorrida por el agua}}{\text{Longitud efectiva del canal}}$$

$$N_1 = \frac{112.98 \text{ m}}{4.419 \text{ m}}$$

$$N_1 = 25.55 \approx 26 \text{ canales}$$

h) Longitud total interior de la cámara de floculación ( $L_1$ ):

$$L_1 = N_1 \times (e_1 + e')$$

$$L_1 = 26 \times (0.054 + 0.03)$$

$$L_1 = 2.184 \text{ m}$$

i) Pérdida de carga por fricción ( $h_{f1}$ ):

$$h_{f1} = \frac{(n \times v_1)^2 \times (B \times N_1)}{(Re)^{4/3}}$$

$$Re = \frac{A_{\text{transversal}}}{P_{\text{mojado}}}$$

$$h_{f1} = \frac{(0.013 \times 0.269)^2 \times (4.419 \times 26)}{\left(\frac{0.054 \times 1.10}{2 \times 1.10 + 0.054}\right)^{4/3}}$$

$$h_{f1} = 0.179 \text{ m}$$

j) Pérdida de carga por vueltas ( $h_1$ ):

$$h_1 = \frac{2 \times (N_1 - 1) \times v_1^2}{2 \times g}$$

$$h_1 = \frac{2 \times (26 - 1) \times 0.269^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_1 = 0.184 \text{ m}$$

k) Pérdida de carga total ( $H_1$ ):

$$H_1 = h_{f1} + h_1$$

$$H_1 = 0.179 + 0.184$$

$$H_1 = 0.363 \text{ m}$$

l) Gradiente de velocidad ( $G_1$ ):

$$G_1 = \sqrt{\frac{y}{\mu}} \times \sqrt{\frac{H_1}{t_1}}$$

$$G_1 = 3024.10 \times \sqrt{\frac{0.363 \text{ m}}{7 \text{ min} \times 60 \frac{\text{s}}{1 \text{ min}}}}$$

$$G_1 = 88.90 \text{ s}^{-1}$$

**9.2 Segundo tramo del floculador.** Para el diseño del segundo tramo del floculador hidráulico en sentido horizontal se asumirá la separación entre pantallas ( $e_2$ ) = 0.070 m

Datos:

Tiempo ( $t_2$ ) = 7 min (tiempo de retención en el segundo tramo)

a) Volumen:

$$V = t_2 \times Q$$

$$V = 7 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \times 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 6.72 \text{ m}^3$$

b) Velocidad ( $v_2$ ):

$$v_2 = \frac{Q}{A_{\text{transversal del canal}}}$$

$$A_{\text{transversal}} = e_2 \times h$$

$$v_2 = \frac{Q}{e_2 \times h}$$

$$v_2 = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.07 \text{ m} \times 1.10 \text{ m}}$$

$$v_2 = 0.208 \text{ m/s}$$

c) Longitud total recorrida por el agua (L) en el segundo tramo:

$$L = v_2 \times t_2$$

$$L = 0.208 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 7 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$L = 87.36 \text{ m}$$

d) Profundidad total (H'):

En borde de libre se asumirá una altura de 0.20 m.

$$H' = h + b_{\text{borde libre}}$$

$$H' = 1.10 \text{ m} + 0.20 \text{ m}$$

$$H' = 1.30 \text{ m}$$

e) Espacio libre entre tabiques (E<sub>2</sub>):

$$E_2 = 1.5 \times e_2$$

$$E_2 = 1.5 \text{ m} \times 0.070$$

$$E_2 = 0.105 \text{ m}$$

f) Longitud efectiva del canal (B) de la cámara de floculación:

$$B = B_{\text{canal}} - E_2$$

$$B = 4.50 \text{ m} - 0.105 \text{ m}$$

$$B = 4.395 \text{ m}$$

g) Número de canales ( $N_2$ ):

$$N_2 = \frac{\text{Longitud total recorrida por el agua}}{\text{Longitud efectiva del canal}}$$

$$N_2 = \frac{87.87 \text{ m}}{4.395 \text{ m}}$$

$$N_2 = 19.88 \approx 20 \text{ canales}$$

h) Longitud total interior de la cámara de floculación ( $L_2$ ):

$$L_2 = N_2 \times (e_2 + e')$$

$$L_2 = 20 \times (0.070 + 0.03)$$

$$L_2 = 2 \text{ m}$$

i) Pérdida de carga por fricción ( $h_{f2}$ ):

$$h_{f2} = \frac{(n \times v_2)^2 \times (B \times N_2)}{(Re)^{4/3}}$$

$$Re = \frac{A_{\text{transversal}}}{P_{\text{mojado}}}$$

$$h_{f2} = \frac{(0.013 \times 0.208)^2 \times (4.395 \times 20)}{\left(\frac{1.10 \times 0.070}{2 \times 1.10 + 0.070}\right)^{4/3}}$$

$$h_{f2} = 0.059 \text{ m}$$

j) Pérdida de carga por vueltas ( $h_2$ ):

$$h_2 = \frac{2(N_2 - 1) \times v_2^2}{2 \times g}$$

$$h_2 = \frac{2 \times (20 - 1) \times 0.208^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_2 = 0.084 \text{ m}$$

k) Pérdida de carga total ( $H_2$ ):

$$H_2 = h_{f2} + h_2$$

$$H_2 = 0.059 + 0.084$$

$$H_2 = 0.143 \text{ m}$$

l) Gradiente de velocidad ( $G_2$ ):

$$G_2 = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \times \sqrt{\frac{H_2}{t_2}}$$

$$G_2 = 3024.10 \times \sqrt{\frac{0.143 \text{ m}}{7 \text{ min} \times 60 \frac{\text{s}}{\text{min}}}}$$

$$G_2 = 55.80 \text{ s}^{-1}$$

**9.3 Tercer tramo del floculador.** Para el diseño del tercer tramo del floculador hidráulico en sentido horizontal se asumirá la separación entre pantallas ( $e_3$ ) = 0.126 m.

Datos:

Tiempo ( $t_3$ ) = 6 min (tiempo de retención en el tercer tramo)

a) Volumen:

$$V = t_3 \times Q$$

$$V = 6 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \times 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

$$V = 5.76 \text{ m}^3$$

b) Velocidad ( $v_3$ ):

$$v_3 = \frac{Q}{A_{\text{transversal del canal}}}$$

$$A_{\text{transversal}} = e_3 \times h$$

$$v_3 = \frac{Q}{e_3 \times h}$$

$$v_3 = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{0.126 \text{ m} \times 1.10 \text{ m}}$$

$$v_3 = 0.115 \text{ m/s}$$

c) Longitud total recorrida por el agua (L):

$$L = v_3 \times t_3$$

$$L = 0.115 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 6 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$L = 41.40 \text{ m}$$

d) Profundidad total ( $H'$ ):

Se asumirá una altura de 0.20 m como borde libre.

$$H' = h + b_{\text{borde libre}}$$

$$H' = 1.10 \text{ m} + 0.20 \text{ m}$$

$$H' = 1.30 \text{ m}$$

e) Espacio libre entre tabiques ( $E_3$ ):

$$E_3 = 1.5 \times e_3$$

$$E_2 = 1.5 \text{ m} \times 0.126$$

$$E_2 = 0.189 \text{ m}$$

f) Longitud efectiva del canal ( $B$ ) de la cámara de floculación:

$$B = B_{\text{canal}} - E_2$$

$$B = 4.50 \text{ m} - 0.189 \text{ m}$$

$$B = 4.311 \text{ m}$$

g) Número de canales ( $N_3$ ):

$$N_3 = \frac{\text{Longitud total recorrida por el agua}}{\text{Longitud efectiva del canal}}$$

$$N_3 = \frac{41.40 \text{ m}}{4.311 \text{ m}}$$

$$N_3 = 9.603 \approx 10 \text{ canales}$$

h) Longitud total interior de la cámara de floculación ( $L_3$ ):

$$L_3 = N_3 \times (e_3 + e')$$

$$L_3 = 10 \times (0.126 + 0.03)$$

$$L_3 = 1.56 \text{ m}$$

i) Pérdida de carga por fricción ( $h_{f3}$ ):

$$h_{f3} = \frac{(n \times v_3)^2 \times (B \times N_3)}{(Re)^{4/3}}$$

$$Re = \frac{A_{\text{transversal}}}{P_{\text{mojado}}}$$

$$h_{f3} = \frac{(0.013 \times 0.115)^2 \times (4.311 \times 10)}{\left(\frac{1.10 \times 0.126}{2 \times 1.10 + 0.126}\right)^{4/3}}$$

$$h_{f3} = 4.14 \times 10^{-3} \text{ m}$$

j) Pérdida de carga por vueltas ( $h_3$ ):

$$h_3 = \frac{2 \times (N_3 - 1) \times v^2}{2 \times g}$$

$$h_3 = \frac{2 \times (10 - 1) \times 0.115^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_3 = 0.012 \text{ m}$$

k) Pérdida de carga total ( $H_3$ ):

$$H_3 = h_{f3} + h_3$$

$$H_3 = 4.14 \times 10^{-3} \text{ m} + 0.012 \text{ m}$$

$$H_3 = 0.016 \text{ m}$$

l) Gradiente de velocidad (G):

$$G_3 = \sqrt{\frac{y}{\mu}} \times \sqrt{\frac{H_3}{t_3}}$$

$$G_3 = 3024.10 \times \sqrt{\frac{0.016 \text{ m}}{6 \text{ min} \times 60 \frac{\text{s}}{1 \text{ min}}}}$$

$$G_3 = 20.16 \text{ s}^{-1}$$

Se puede observar la vista de planta y de corte del floculador horizontal:

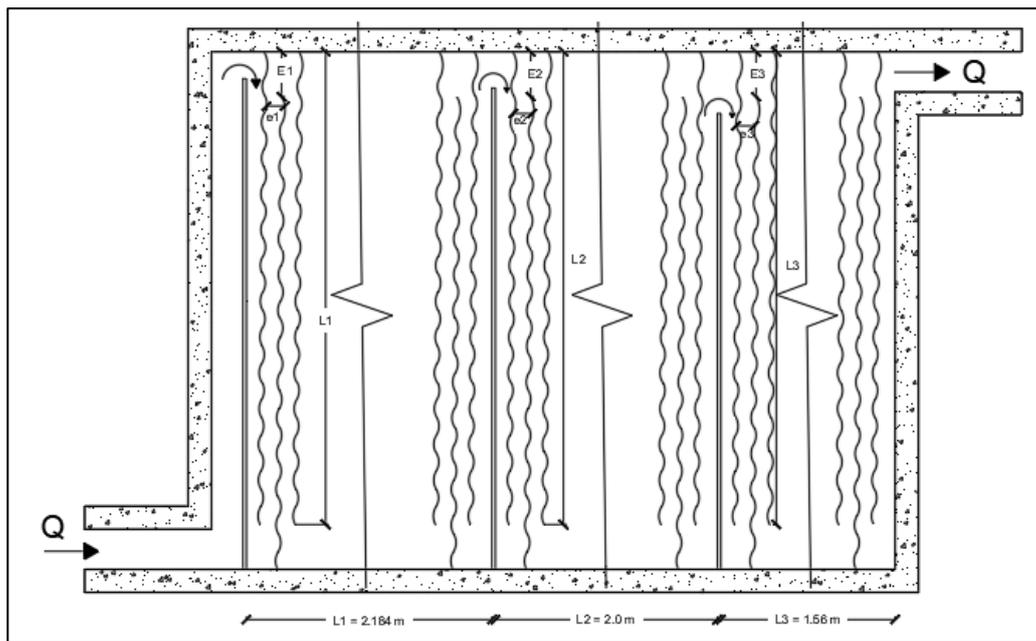


Imagen N° 55 Vista de planta del floculador hidráulico

Fuente: Elaboración Propia

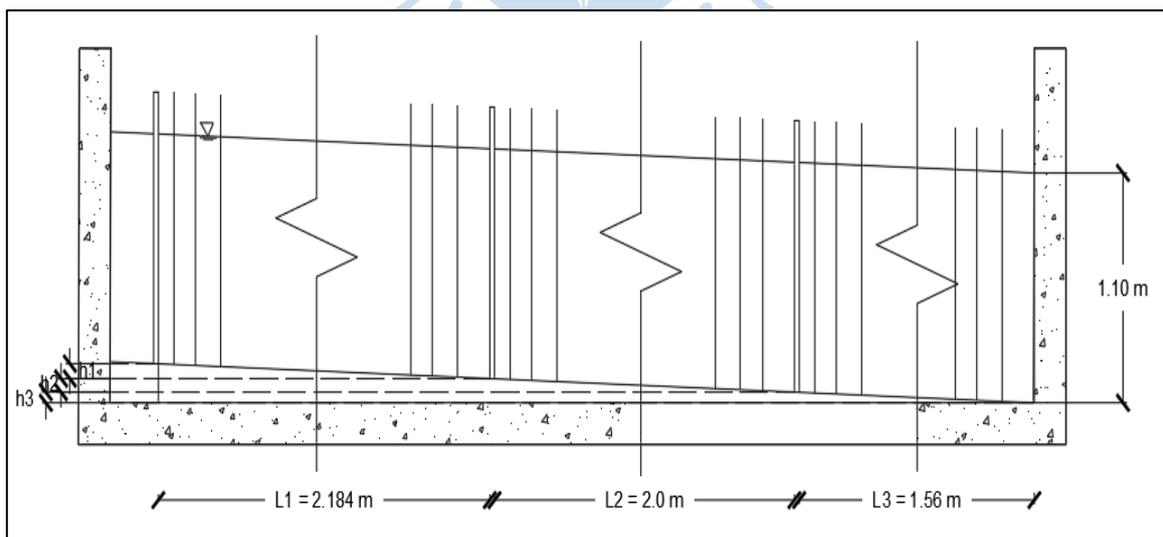


Imagen N° 56 Vista de perfil del floculador hidráulico

Fuente: Elaboración propia

## 10. Diseño de la unidad decantación horizontal

Para el diseño de la unidad del decantador convencional la norma OS. 020 Planta de tratamiento de agua para consumo humano recomienda un rango de tasa o carga superficial ( $V_s$ ) entre 15 y 60  $m^3/(m^2 \cdot d)$ , pero depende del tipo de instalación que se empleará en el proyecto y del número de beneficiarios. Además de utilizar dos unidades como mínimo para que cuando una de ellas entre a limpieza continúe trabajando la otra unidad sin dejar de operar la planta de tratamiento de agua potable.

El número de beneficiarios es de aproximadamente de 5000 habitantes por lo que el autor Azevedo Netto (1972) recomienda para instalaciones pequeñas cargas superficiales entre 20 y 30  $m^3/(m^2 \cdot d)$ , se escogió una carga superficial de 20  $m^3/(m^2 \cdot d)$  (Arboleda, 2000,a).

### 10.1 Diseño de la zona de sedimentación

a) Velocidad de sedimentación de las partículas ( $V_{sc}$ ):

$$V_{sc} = 20 \frac{m^3}{m^2 \times d} \times \frac{1 d}{86400s}$$

$$V_{sc} = 2.31 \times 10^{-4} \frac{m}{s}$$

$$V_{sc} = 2.31 \times 10^{-4} \frac{m}{s} \times \frac{100 cm}{1 m}$$

$$V_{sc} = 0.0231 \approx 0.023 \text{ cm/s}$$

b) Tasa de decantación (q):

$$q = \frac{V_{sc}}{1.3}$$

$$q = \frac{20 \frac{m^3}{m^2 \times d}}{1.3}$$

$$q = 15.385 \frac{m^3}{m^2 \times d}$$

c) Área superficial del decantador ( $A_s$ ):

$$A_s = \frac{Q}{q}$$

$$A_s = \frac{0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{86\,400 \text{ s}}{1 \text{ d}}}{15.385 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \times \text{d}}}$$

$$A_s = 89.854 \text{ m}^2$$

El número de unidades de decantación es 2, por lo cual el área superficial obtenido se dividirá entre 2, para poder hallar las dimensiones de cada unidad.

$$A_{s \text{ unitario}} = \frac{A_s}{2}$$

$$A_{s \text{ unitario}} = \frac{89.854 \text{ m}^2}{2}$$

$$A_{s \text{ unitario}} = 44.927 \text{ m}^2$$

d) Tiempo de retención (t):

El tiempo de retención es de 2 h, teniendo en consideración la OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano (2006).

$$t = 2 \text{ h}$$

e) Altura útil de la unidad (H):

$$H = \frac{Q \times t}{A_s}$$

$$H = \frac{\left(0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / 2\right) \times 2 \text{ h} \times \frac{3\,600 \text{ s}}{1 \text{ h}}}{44.927 \text{ m}^2}$$

$$H = 1.282 \text{ m}$$

f) Relación longitud (L) - ancho (B):

Para la relación largo – ancho la norma recomienda valores entre 2 a 1 y 5 a 1, en nuestro caso se escogió una relación de 3 a 1.

$$\frac{L}{B} = \frac{3}{1}$$

$$L = 3B$$

$$A_s = L \times B$$

$$A_s = (3B) \times B$$

$$B = \sqrt{\frac{A_{s \text{ unitario}}}{3}}$$

$$B = \sqrt{\frac{44.927 \text{m}^2}{3}}$$

$$B = 3.87 \text{ m}$$

$$L = 4 \times 3.87 \text{ m}$$

$$L = 15.48 \text{ m}$$

g) Velocidad horizontal o media de flujo en cada unidad de decantación ( $V_H$ ):

$$V_H = \frac{Q}{A_v}$$

$$A_v = H \times B$$

$$V_H = \frac{Q}{H \times B}$$

$$V_H = \frac{\frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{2}}{1.282 \text{ m} \times 3.87 \text{ m}}$$

$$V_H = 1.612 \times 10^{-3} \text{ m} \times \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}}$$

$$V_H = 0.161 \text{ cm/s}$$

## 10.2 Cálculo de la zona de lodos

- a) Pendiente de la tolva de recolección de lodos

Para el diseño de la zona de almacenamiento de lodos se trabajará con una pendiente longitudinal (S) de 3%.

- b) Altura máxima de la tolva (h):

$$h = S \times L$$

$$h = 3\% \times 15.48 \text{ m}$$

$$h = 0.464 \text{ m}$$

- c) Capacidad de almacenamiento de lodos ( $V_L$ ):

$$V_L = \frac{L \times B \times h}{3}$$

$$V_L = \frac{15.48 \text{ m} \times 3.87 \text{ m} \times 0.464 \text{ m}}{3}$$

$$V_L = 9.266 \text{ m}^3$$

El volumen de lodos ( $V_L$ ) obtenido es de una unidad de decantación, para el volumen de almacenamiento total sería  $9.266 \text{ m}^3 \times 2 = 18.532 \text{ m}^3$ .

### 10.3 Cálculo del vertedero de recolección

a) Caudal que ingresa a cada unidad de decantador

$$Q = 0.008 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Tasa de recolección (q):

$$q = 2.16 \text{ l/s/m}$$

El sistema de recolección de agua sedimentada está dentro de un rango 1.3 l/s/m a 3 l/s/m (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006).

c) Longitud del vertedero requerido:

$$L = \frac{Q/2}{q}$$

$$L = \frac{(16 \text{ l/s})/2}{2.10}$$

$$L = 3.80 \text{ m}$$

### 10.4 Cálculo de la pantalla difusora

a) Gradiente de velocidad en los orificios

El gradiente de velocidad al salir de la unidad del floculador debe mantenerse en la unidad del decantador para evitar la ruptura del floc, disminuir su caída y su eficiencia.

La forma de los orificios será circular.

$$G = \sqrt{\frac{f}{v} \times \frac{v^3}{R}}$$

$f$  = coeficiente de Darcy-Weisbach que puede variar entre 0.02 y 0.04, se asume el promedio del rango y se obtiene 0.03

$\nu$  = viscosidad cinemática (0.0105 cm<sup>2</sup>/s).

$v$  = velocidad del flujo en los orificios (7.63 cm/s).

$R$  = radio medio hidráulico (Área/Perímetro mojado), para secciones circulares el  $R$  es igual  $D/4$ . (Ver Tabla N° 28)

Tabla N° 28 Datos de la pantalla difusora

<b>Diámetro (cm)</b>	12.5
<b>Velocidad (cm/s)</b>	7.63
<b>Gradiente (s<sup>-1</sup>)</b>	G

Fuente: Elaboración propia

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

$$R = \frac{12.5}{4}$$

$$R = 3.125 \text{ cm}$$

$$G = \sqrt{\frac{0.03}{0.0105 \frac{\text{cm}}{\text{s}}} \times \frac{7.63^3 \text{ cm/s}}{3.125 \text{ cm}}}$$

$$G = 20.15 \text{ s}^{-1}$$

b) Flujo que pasa por el orificio ( $Q_{\text{orificio}}$ ):

$$Q_{\text{orificio}} = v \times A_{\text{orificio}}$$

$$Q_{\text{orificio}} = 0.0763 \text{ m} \times \left[ \frac{\pi \times (0.125 \text{ m})^2}{4} \right]$$

$$Q_{\text{orificio}} = 9.363 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

c) Número de orificios (n):

$$n = \frac{Q}{Q_{\text{orificio}}}$$

$$n = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{9.363 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$n = 17.08 \approx 18 \text{ orificios}$$

Para cada unidad le corresponde 9 orificios

d) Distribución de los orificios en la pantalla difusora de las dos unidades.

Para la limpieza manual de la remoción de lodos, la Norma OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano recomienda que los orificios de la pantalla difusora deben ubicarse entre 1/4 o 1/5 de la altura sobre el fondo (H) y los orificios mas altos deben quedar a 1/5 o 1/6 de la altura de la unidad (H).

Se calcula la altura útil (H') para la distribución de los orificios:

$$H' = H - \frac{1}{4} \times H - \frac{1}{5} \times H$$

$$H' = 1.282 \text{ m} - \frac{1}{4} \times 1.282 \text{ m} - \frac{1}{5} \times 1.282 \text{ m}$$

$$H' = 0.705 \text{ m}$$

Se puede observar las Imagen N° 57 e Imagen N° 58 vistas de planta y corte longitudinal del diseño de la unidad de decantación horizontal.

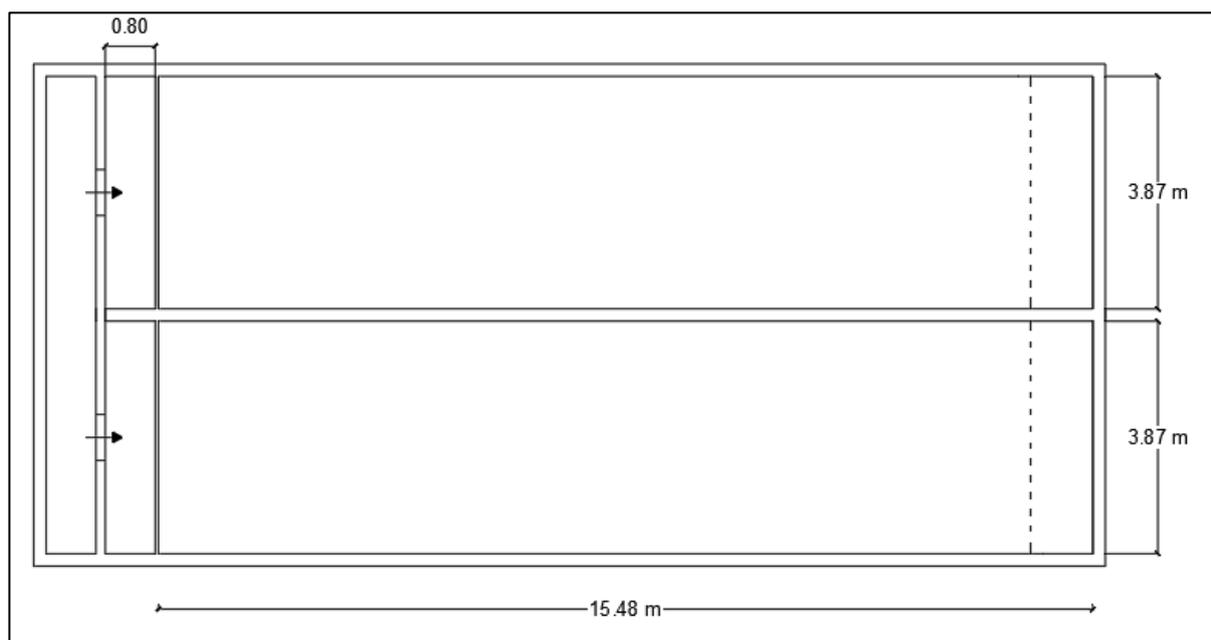


Imagen N° 57 Vista de planta del decantador convencional con flujo horizontal.

Fuente: Elaboración propia.

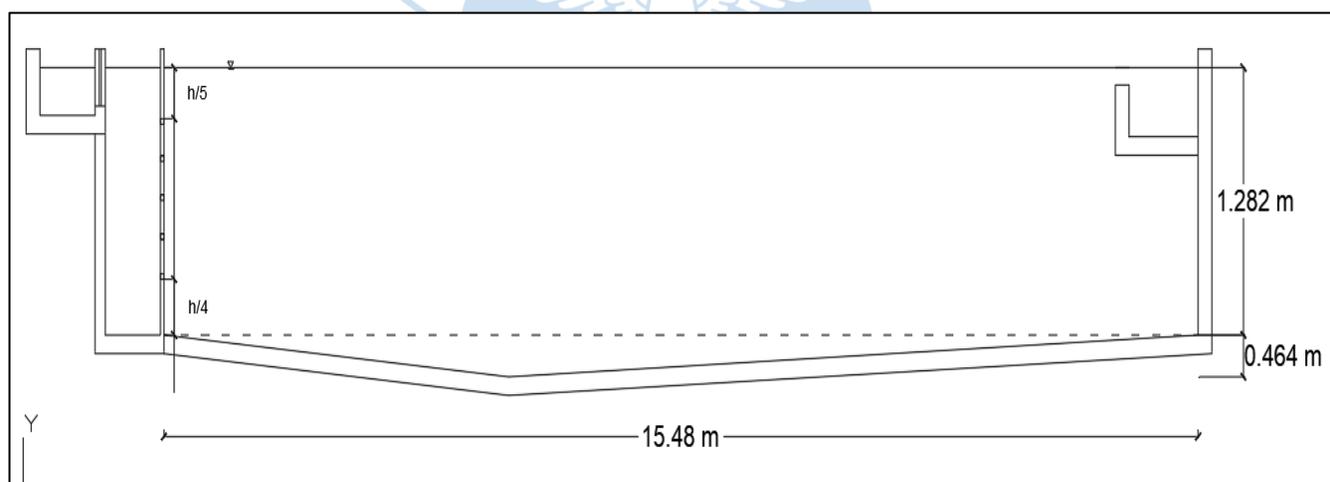


Imagen N° 58 Corte longitudinal de decantador convencional con flujo horizontal.

Fuente: Elaboración propia.

## 11. Diseño de la unidad de filtros

Para la elaboración del proyecto se trabajará con la unidad de filtro rápido por gravedad. La unidad está constituida por un lecho filtrante de arena sílice y una capa de drenaje de grava con granulometría creciente hacia abajo para distribuir uniformemente el agua de lavado y prevenir que la arena pase a través del sistema de drenaje durante el proceso de filtración.

El diseño del filtro es un filtro rápido de arena convencional con tasa constante, el flujo en sentido descendente y el lavado de los filtros será en sentido contrario al flujo de operación.

Datos:

Las características del agua a una  $T = 20^\circ \text{C}$  son:

Peso específico del agua ( $\rho_a$ ):  $1000 \text{ kg/m}^3$

Viscosidad cinemática  $\nu = 1.17 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$

a) Caudal de diseño del filtro ( $Q_d$ ):

$$Q_d = 0.016 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Tasa de filtración ( $q$ ):

El rango de tasa de filtración para filtros rápidos se encuentra en un rango de un mínimo de  $75 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$  y un máximo de  $200 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ , pero lo normal de tasa de filtración es trabajar en un rango de  $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$  a  $150 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ . (OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano, 2006).

En el diseño del filtro rápido se optó por trabajar con una tasa de filtración de  $120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$ .

$$q = 120 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{d}$$

$$q = 120 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}}$$

$$q = 1.39 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

c) Área de filtración necesaria (AT):

$$AT = \frac{Q_d}{q}$$

$$AT = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{120 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times \frac{1 \text{ d}}{86400 \text{ s}}}$$

$$AT = 11.52 \text{ m}^2$$

$$AT \approx 12 \text{ m}^2$$

d) Número de filtros (N):

$$N = 0.044\sqrt{Q_d}$$

Donde:

$Q_d$  = caudal de diseño en  $\text{m}^3/\text{día}$

N = número de filtros (-)

$$N = 0.044 \sqrt{0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times \frac{86\,400 \text{ s}}{1 \text{ d}}}$$

$$N = 1.636 \approx 2$$

El número de filtros obtenido es 2, por lo tanto, el área total de filtración será dividido entre el número de filtros, obteniendo un área de cada filtro ( $A_F$ ) de aproximadamente de  $6 \text{ m}^2$ .

e) Largo de cada filtro (L):

La sección del filtro será cuadrada.

$$L = \sqrt{A_F}$$

$$L = \sqrt{6 \text{ m}^2}$$

$$L = 2.449 \text{ m} \approx 2.45 \text{ m}$$

f) Ancho de cada filtro (B):

$$B = L$$

$$B = 2.45 \text{ m}$$

g) Espesor de la arena ( $L_{\text{arena}}$ ):

Las características del lecho filtrante se observan en la Tabla N° 29.

Tabla N° 29 Características del lecho filtrante de arena sílice

Características del lecho filtrante	
Arena sílice	Grano duro
Tamaño Efectivo (TE)	0.8 mm
Coefficiente de Uniformidad (CU)	1.5
Forma del grano	Redondeado
Porosidad inicial ( $\epsilon_i$ )	45%
Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	2650
Tamaño de partículas en mm	0.95

Fuente: Elaboración propia

El espesor de arena para filtros rápidos se encuentra en un rango de 0.6 a 0.75 m. (Arboleda, Teoría y práctica de la purificación del agua. Tomo II, 2000,b). Por lo cual se seleccionará 0.70 m.

$$L_{\text{arena}} = 0.70$$

h) Espesor de la grava ( $L_{\text{grava}}$ ):

Las características del lecho de grava de soporte están en función al tipo de drenaje, el cual se ha seleccionado viguetas prefabricadas y se puede observar la granulometría de la grava de soporte en la Tabla N° 30. La porosidad inicial de la grava es ( $\epsilon_g$ ) 0.40.

Tabla N° 30 Capas del lecho filtrante

Sub camas	Espesor (cm)	Tamaño
5 (superficie)	10	1/16" (1.7 mm) - 1.8" (3.2 mm)
4	10	1/8" (3.2 mm) - 1/4" (6.4 mm)
3	7.5	1/4" (6.4 mm) - 1/2" (12.7 mm)
2	7.5	1/2" (12.7 mm) - 1" (25.4 mm)
1 (fondo)	10	1" (25.4 mm) - 2" (50 mm)
<b>Total</b>	<b>45</b>	

Fuente: OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano (2006)

Espesor de la grava para filtros rápidos se encuentra en un rango de 0.30 a 0.45 m. (Arboleda, 2000,b). Se ha seleccionado 0.45 m.

$$L_{\text{grava}} = 0.45 \text{ m}$$

i) Altura del drenaje ( $H_{\text{drenaje}}$ ):

El tipo de drenaje es de viguetas prefabricadas como ya se mencionó en el apartado anterior, estas viguetas prefabricadas presentan una altura determinada de 25.5 cm y se ubican a 40 o 50 cm del falso fondo como se puede observar en la Imagen N° 59. El ancho de las viguetas prefabricadas es de 0.15 m para plantas pequeñas y el espaciamiento entre los orificios es entre 0.10 y 0.15 m. (Capítulo 5 Baterías de filtros de tasa declinante y lavado mutuo).

$$H_{\text{drenaje}} = 0.255 \text{ m}$$

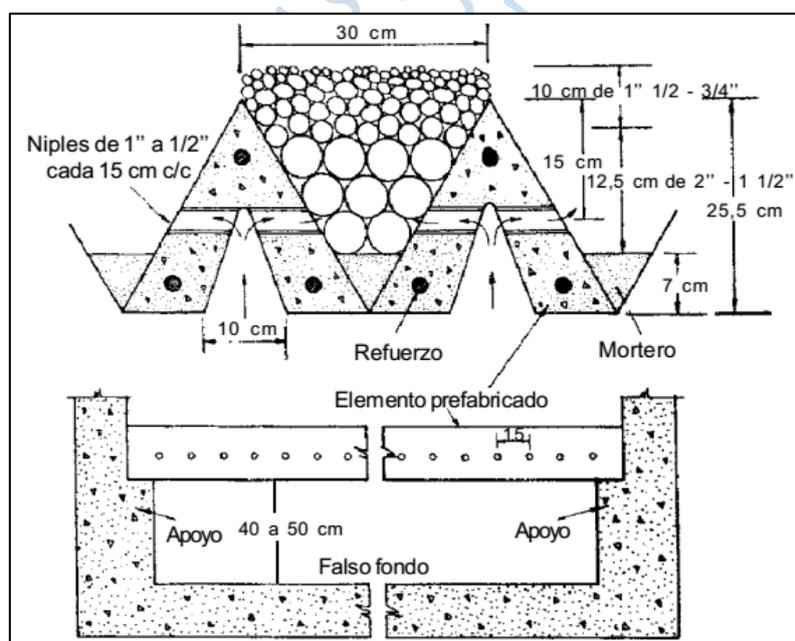


Imagen N° 59 Drenaje de viguetas prefabricadas de concreto

Fuente: Arboleda (2000,b)

j) Altura de falso fondo (HFF):

El falso fondo es como un canal debajo de las viguetas prefabricadas, que permiten recolectar el agua filtrada y transportarla a la siguiente unidad de tratamiento, tiene una altura de 0.45 m.

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

k) Velocidad de arrastre ( $V_t$ ) en m/min:

Según el autor Kawamura (1982), la velocidad de arrastre del medio filtrante y se expresa mediante la ecuación 3.5.

$$V_t = 10 \times D_{60} \quad (3.5)$$

Donde:

$$D_{60} = TE \times CU$$

$$V_t = 10 \times TE \times CU$$

$$V_t = 10 \times 0.80 \times 1.5$$

$$V_t = 12 \text{ m/min}$$

1) Velocidad de fluidificación de la arena ( $V_b$ ) en m/min:

Según Kawamura (1982) la limpieza de un medio granular durante el lavado, es el resultado del esfuerzo cortante producido por el agua de lavado y la abrasión o frote resultante del contacto entre las partículas del lecho fluidizado. Además, que la abrasión o frote máximo ocurre cuando la velocidad de lavado es igual al 10% de la velocidad de arrastre y se expresa en la siguiente ecuación 3.6.

$$V_b = 0.1 \times V_t \quad (3.6)$$

Donde:

$V_t$  = velocidad de arrastre en m/min

$$V_b = 0.1 \times 12 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

$$V_b = 1.2 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

La velocidad de lavado ( $V_b$ ) será 1.2 m/min, que permitirá la expansión del lecho filtrante.

m) Porosidad expandida de la arena ( $\epsilon_p$ ):

$$*\varepsilon_p = \left(\frac{V_b}{V_t}\right)^{0.22}$$

\*Nota:  
(Fair & Geyer, 1954)

$$\varepsilon_p = \left(\frac{1.2 \text{ m/min}}{12 \text{ m/min}}\right)^{0.22}$$

$$\varepsilon_p = 0.602$$

$$\varepsilon_p = 60.2 \%$$

n) Expansión del lecho filtrante (E):

$$E = \frac{\varepsilon_p - \varepsilon_i}{1 - \varepsilon_p} \times 100$$

$$E = \frac{0.602 - 0.45}{1 - 0.602} \times 100$$

$$E = 38.19 \%$$

o) Altura del lecho expandido (LE):

$$LE = \left(\frac{E}{100} + 1\right) \times L_{\text{arena}}$$

$$LE = \left(\frac{38.19}{100} + 1\right) \times 0.70$$

$$LE = 0.967 \text{ m}$$

p) Caudal de lavado (QL):

$$*QL = AF \times V_b$$

\*Nota:

El caudal de lavado se debe expresar en  $\text{m}^3/\text{min}$ .

$$QL = 6 \text{ m}^2 \times 1.2 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

$$QL = 7.2 \text{ m}^3/\text{min}$$

q) Ancho de la canaleta de recolección de agua de lavado (w):

Se observa en la Imagen N° 60 la sección de la canaleta de recolección de agua de lavado donde el w es el ancho, el cual será de 0.30 m.

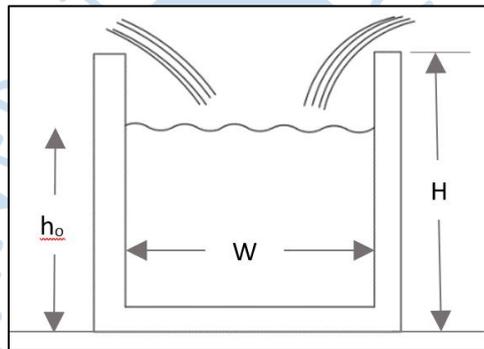


Imagen N° 60 Sección de la canaleta de recolección de agua de lavado

Fuente: Arboleda (2000,b)

Las dimensiones de la canaleta de recolección de agua de lavado se hallan mediante la siguiente ecuación 3.7 propuesta por Camp (Arboleda, 2000,b).

$$QL = 82.5 \times w \times h_o \quad (3.7)$$

Donde:

QL = caudal de lavado en  $\text{m}^3/\text{min}$

w = ancho de la canaleta en m

$h_o$  = máximo nivel de agua en la canaleta en m

r) Altura útil de la canaleta ( $h_o$ ):

Para calcular la altura útil de la canaleta  $h_o$  se despeja de la ecuación 3.7 la variable  $h_o$  obteniendo una nueva ecuación.

$$h_o = \left( \frac{QL}{82.50 \times w} \right)^{2/3}$$

$$h_o = \left( \frac{7.2 \frac{\text{m}^3}{\text{min}}}{82.50 \times 0.30} \right)^{2/3}$$

$$h_o = 0.439 \text{ m}$$

s) Espesor de la losa de fondo de la canaleta ( $e$ ):

Se asume un valor de espesor de losa de 0.05 m.

$$e = 0.05 \text{ m}$$

t) Altura total de la canaleta ( $He$ ):

$$*He = 1.3 \times h_o + e$$

\*Nota:

Esta ecuación se ha obtenido de Arboleda Valencia, 2000.

Ahora reemplazando los valores obtenidos de  $h_o$  y  $e$  de los apartados anteriores, se obtiene la altura total de la canaleta  $He$ .

$$He = 1.3 \times 0.439 + 0.05$$

$$He = 0.621 \text{ m}$$

u) Nivel del borde de la canaleta de recolección de lavado (NCL):

$$*NCL = HFF + H_{\text{drenaje}} + He + LE + L_{\text{grava}}$$

\*Nota:

Esta ecuación se ha obtenido de CEPIS/OPS, 2006.

$$NCL = 0.45 \text{ m} + 0.255 \text{ m} + 0.621 + 0.967 + 0.45$$

$$NCL = 2.293 \text{ m}$$

v) Pérdida de carga en la arena durante el lavado ( $h_{L1}$ ):

$$*h_{L1} = L \times (1 - \epsilon_i) \times \frac{(\rho_a - \rho_s)}{\rho_s}$$

\*Nota:

Esta ecuación se ha obtenido de Arboleda Valencia, 2000.

$$h_{L1} = 0.70 \text{ m} \times (1 - 0.45) \times \frac{(2650 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} - 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3})}{1000}$$

$$h_{L1} = 0.635 \text{ m}$$

w) Cálculo de la expansión de la grava  $C_e = 0.70$

La expansión de la grava se observa en la Tabla N° 31.

Tabla N° 31 Cálculo de la expansión de la grava

dmín (mm)	dmáx (mm)	dprom di (cm)	Espesor (mm)	% Espesor (Xi)	Xi / di (cm <sup>-1</sup> )	Xi / di <sup>2</sup> (cm <sup>-2</sup> )
25.4	50.0	3.56	100.0	0.222	0.0624	0.0175
12.7	25.4	1.80	75.0	0.167	0.0926	0.0514
6.4	12.7	0.90	75.0	0.167	0.1852	0.2058
3.2	6.4	0.45	100.0	0.222	0.4938	1.0974
1.7	3.2	0.23	100.0	0.222	0.9662	4.2008
<b>TOTAL</b>			<b>450</b>	<b>1.0</b>	<b>1.8002</b>	<b>5.5729</b>

Fuente: Elaboración propia

x) Pérdida de carga en la capa soporte durante el lavado ( $h_{L2}$ ):

$$*h_{L2} = \left\{ 150 \times \frac{v}{g} \times L_{\text{grava}} \times \frac{(1 - \epsilon_g)^2}{\epsilon_g^3} \times \frac{V_b}{C_e^2} \times \left[ \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i^2} \right] + 1.75 \times \frac{(1 - \epsilon_g)}{\epsilon_g^3} \times \frac{1}{C_e} \times \left[ \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \right] \times \frac{V_b^2}{g} \times L_{\text{grava}} \right\}$$

\*Nota:

$h_{L2}$  = pérdida de carga en la capa soporte durante el lavado en m

$V_b$  = velocidad de lavado es 1.2 m/min y al convertirlo en cm/s es igual a  $0.02 \times 100$  cm/s

$$h_{L2} = \left\{ 150 \times \frac{0.01}{9.81 \times 100} \times 0.45 \times 100 \times \frac{(1-0.50)^2}{0.50^3} \times \frac{0.02 \times 100}{0.70^2} \times (5.573) + 1.75 \times \frac{(1-0.50)}{0.50^3} \times \frac{1}{0.70} \times (1.80) \times \frac{(0.02 \times 100)^2}{9.81 \times 100} \times 0.45 \times 100 \right\} / 100$$

$$h_{L2} = 0.064 \text{ m}$$

y) Ancho de vigueta prefabricada (b)

El ancho de la vigueta es 0.15 m para plantas de tratamiento de agua potable pequeñas.

(Capítulo 5 Baterías de filtros de tasa declinante y lavado mutuo).

$$b = 0.15 \text{ m}$$

z) Número de viguetas prefabricadas para el drenaje ( $N_1$ )

$$N_1 = \frac{1}{b}$$

$$N_1 = \frac{2.45 \text{ m}}{0.15 \text{ m}}$$

$$N_1 = 16.33 \approx 16$$

a.1) Espaciamiento entre orificios (x):

$$x = 0.15 \text{ m}$$

b.1) Longitud de cada vigueta (c):

La longitud de cada vigueta será la misma que el ancho de cada filtro.

$$c = 2.45 \text{ m}$$

c.1) Número de orificios por difusor ( $N_2$ ):

$$N_2 = \frac{2c}{x}$$

$$N_2 = \frac{2 \times 2.45}{0.15}$$

$$N_2 = 32.67 \approx 33$$

d.1) Caudal de paso en cada orificio del difusor ( $q_o$ ):

$$q_o = \frac{QL}{N_1 \times N_2}$$

$$q_o = \frac{0.12 \text{ m}^3/\text{s}}{16 \times 33}$$

$$q_o = 2.273 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s}$$

e.1) Diámetro de los orificios de los difusores ( $d_o$ ):

El diámetro de los orificios será de niple de PVC de 1/2".

$$d_o = (1/2)" \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1"}$$

$$d_o = 0.0127 \approx 0.013 \text{ m}$$

f.1) Área de cada orificio del difusor ( $A_o$ )

$$A_o = \frac{\pi \times d_o^2}{4}$$

$$A_o = \frac{\pi \times 0.013^2}{4}$$

$$A_o = 1.267 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

g.1) Pérdida de carga en el difusor durante el lavado ( $h_{L3}$ ):

$$h_{L3} = \frac{q_o^2}{2} \times \frac{1}{g} \times \frac{1}{C_d^2} \times \frac{1}{A_o^2}$$

Donde:

$C_d$  = coeficiente de descarga 0.65

$$h_{L3} = \frac{(2.273 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s})^2}{2} \times \frac{1}{9.81 \text{ m/s}} \times \frac{1}{0.65^2} \times \frac{1}{(1.267 \times 10^{-4} \text{ m}^2)^2}$$

$$h_{L3} = 0.388 \text{ m}$$

h.1) Longitud del vertedero de recolección de agua de lavado ( $L_V$ ):

La longitud del vertedero de recolección de agua será igual misma que el ancho de cada filtro.

$$L_V = 2.45 \text{ m}$$

i.1) Altura de agua sobre el vertedero de salida de agua de lavado ( $h_{L4}$ ):

$$h_{L4} = QL^{2/3} \times \frac{1}{1.84} \times \frac{1}{L_V}$$

$$h_{L4} = (0.12 \text{ m}^3/\text{s})^{2/3} \times \frac{1}{1.84} \times \frac{1}{2.45 \text{ m}}$$

$$h_{L4} = 0.054 \text{ m}$$

j.1) Velocidad en la tubería ( $V_{T2}$ ):

La velocidad de lavado a través de la tubería se encuentra entre 1.5 a 3.6 m/s. (Arboleda, 2000,b).

$$V_{T2} = 3.60 \text{ m/s}$$

k.1) Diámetro de la tubería de agua de lavado (D):

$$D = \sqrt{\frac{QL \times 4}{V_{T2} \times \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{0.12 \text{ m}^3/\text{s} \times 4}{3.60 \text{ m/s} \times \pi}}$$

$$D = 0.206 \text{ m}$$

$$D = 0.206 \text{ m} \times \frac{1''}{0.0254 \text{ m}}$$

$$D = 8.11''$$

l.1) Diámetro comercial de la tubería de agua de lavado (D'):

Se selecciona un diámetro comercial de 10''.

$$D' = 10''$$

Se calcula la velocidad de la tubería con el nuevo diámetro para verificar si está dentro del rango.

$$V_{T2} = \frac{QL}{\frac{\pi \times D'^2}{4}}$$

$$V_{T2} = \frac{0.12 \text{ m}^3/\text{s}}{\frac{\pi \times (10 \times 0.0254)^2}{4}}$$

$$V_{T2} = 2.36 \text{ m/s}$$

m.1) Longitud total de tubería y accesorios del sistema de retrolavado que operan con todo el caudal de lavado ( $L_T$ ):

La longitud de la tubería más los accesorios es de 15 m.

$$L_T = 15 \text{ m}$$

n.1) Pérdida de carga durante el lavado en los accesorios y tuberías que operan con todo el caudal de lavado:

$$h_{L5} = \frac{[0.00107 \times (QL)^{1.85} \times L_T]}{\left(D' \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1''}\right)^{4.87}}$$

$$h_{L5} = \frac{[0.00107 \times (0.12 \text{ m}^3/\text{s})^{1.85} \times 15 \text{ m}]}{\left(10'' \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1''}\right)^{4.87}}$$

$$h_{L5} = 0.251 \text{ m}$$

o.1) Longitud total de accesorios que operan con  $\frac{1}{4}$  del caudal de lavado

Se asume una longitud de 1 m.

$$L_{T'} = 1 \text{ m}$$

p.1) Pérdida de carga durante el lavado en los accesorios que operan con  $\frac{1}{4}$  del caudal de lavado ( $h_{L6}$ ):

$$h_{L6} = \frac{\left[0.00107 \times \left(\frac{QL}{4}\right)^{1.85} \times L_{T'}\right]}{\left(D' \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1''}\right)^{4.87}}$$

$$h_{L6} = \frac{\left[0.00107 \times \left(\frac{0.12 \text{ m}^3/\text{s}}{4}\right)^{1.85} \times 1 \text{ m}\right]}{\left(6'' \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1''}\right)^{4.87}}$$

$$h_{L6} = 0.016 \text{ m}$$

q.1) Pérdida de carga total durante el retrolavado ( $h_L$ ):

$$h_L = h_{L1} + h_{L2} + h_{L3} + h_{L4} + h_{L5} + h_{L6}$$

$$h_L = 0.635 + 0.064 + 0.388 + 0.054 + 0.251 + 0.016$$

$$h_L = 1.409 \text{ m}$$

r.1) Pérdida de carga en la capa soporte de grava limpia al inicio de la carrera de filtración ( $h_{F1}$ ):

$$h_{F1} = \left\{ 150 \times \frac{v}{g} \times L_{\text{grava}} \times \frac{(1 - \varepsilon_g)^2}{\varepsilon_g^3} \times \frac{q}{\psi^2} \times \left[ \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i^2} \right] + 1.75 \times \frac{(1 - \varepsilon_g)}{\varepsilon_g^3} \times \frac{1}{\psi} \times \left[ \sum_{i=1}^i \frac{X_i}{d_i} \right] \times \frac{q^2}{g} \times L_{\text{grava}} \right\}$$

$$h_{F1} = \left\{ 150 \times \frac{0.01}{9.81 \times 100} \times 0.45 \times 100 \times \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} \times \frac{1.39 \times 10^{-3} \times 100}{0.70^2} \times (5.573) + 1.75 \times \frac{(1 - 0.50)}{0.50^3} \times \frac{1}{0.70} \times (1.80) \times \frac{(1.39 \times 10^{-3} \times 100)^2}{9.81 \times 100} \times 0.45 \times 100 \right\} / 100$$

$$h_{F1} = 0.006 \text{ m}$$

s.1) Pérdida de carga en la arena limpia al inicio de la carrera de filtración ( $h_{F2}$ ):

$$h_{F2} = \left\{ 150 \times \frac{v}{g} \times L_{\text{arena}} \times \frac{(1 - \varepsilon_i)^2}{\varepsilon_i^3} \times q \times \left( \frac{1}{D} \right)^2 \right\}$$

$$h_{F2} = \left\{ 150 \times \frac{0.01}{9.81 \times 100} \times 0.70 \times 100 \times \frac{(1 - 0.45)^2}{0.45^3} \times (1.39 \times 10^{-3} \times 100) \times \left( \frac{1}{0.95 \times 10^{-1}} \right)^2 \right\} / 100$$

$$h_{F2} = 0.055 \text{ m}$$

t.1) Caudal por orificio de drenaje durante la carrera de filtración ( $q_{\text{orificio}}$ ):

$$q_{\text{orificio}} = \frac{Q_d}{N \times N_1 \times N_2}$$

$$q_{\text{orificio}} = \frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{2 \times 16 \times 33}$$

$$q_{\text{orificio}} = 1.51 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s}$$

u.1) Pérdida de carga en el drenaje durante la carrera de filtración ( $h_{F3}$ ):

$$h_{F3} = \frac{q_{\text{orificio}}^2}{2} \times \frac{1}{g} \times \frac{1}{C_d^2} \times \frac{1}{A_o^2}$$

$$h_{F3} = \frac{(1.51 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s})^2}{2} \times \frac{1}{9.81 \text{ m/s}^2} \times \frac{1}{0.65^2} \times \frac{1}{(1.267 \times 10^{-4} \text{ m}^2)^2}$$

$$h_{F3} = 0.0017 \text{ m}$$

v.1) Pérdida de carga en accesorios y tuberías durante el proceso de filtración ( $h_{F4}$ ):

$$h_{F4} = \left[ \frac{0.00107 \times \left(\frac{Q_d}{N}\right)^{1.85} \times L_T}{\left(D' \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1''}\right)^{4.87}} \right] + \left(\frac{Q_d}{N}\right)^{1.85} \times L_T,$$

$$h_{F4} = \left[ \frac{0.00107 \times \left(\frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{2}\right)^{1.85} \times 15}{\left(10 \times \frac{0.0254 \text{ m}}{1''}\right)^{4.87}} \right] + \left(\frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{2}\right)^{1.85} \times 1 \text{ m}$$

$$h_{F4} = 0.0085 \text{ m}$$

w.1) Pérdida de carga en el vertedero de recolección ( $h_{F5}$ ):

$$h_{F5} = \left(\frac{Q_d}{N}\right)^{2/3} \times \frac{1}{1.84} \times \frac{1}{w}$$

$$h_{F5} = \left(\frac{0.016 \text{ m}^3/\text{s}}{2}\right)^{2/3} \times \frac{1}{1.84} \times \frac{1}{0.30 \text{ m}}$$

$$h_{F5} = 0.072 \text{ m}$$

x.1) Pérdida de carga inicial durante la filtración ( $h_F$ ):

$$h_F = h_{F1} + h_{F2} + h_{F3} + h_{F4} + h_{F5}$$

$$h_F = 0.006 \text{ m} + 0.055 \text{ m} + 1.7 \times 10^{-3} \text{ m} + 8.5 \times 10^{-3} \text{ m} + 0.072 \text{ m}$$

$$h_F = 0.143 \text{ m}$$

y.1) Nivel máximo del reservorio de agua de lavado (NMR):

$$\text{NMR} = \text{NCL} + h_L$$

$$\text{NMR} = 2.293 \text{ m} + 1.409 \text{ m}$$

$$\text{NMR} = 3.702 \text{ m}$$

z.1) Tiempo máximo de lavado de un filtro ( $T_L$ ):

El tiempo de lavado es de 15 min.

$$T_L = 15 \text{ min}$$

a.2) Volumen máximo de agua para lavado de un filtro o volumen útil mínimo del reservorio ( $V_L$ ):

$$V_L = Q_L \times T_L$$

$$V_L = 0.12 \text{ m}^3/\text{s} \times 15 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$V_L = 108 \text{ m}^3$$

b.2) Potencia del equipo de bombeo (P):

$$P = \frac{\gamma_{\text{agua}} \times Q_L \times H}{75 \times E}$$

Donde:

$Q_L$  = es el caudal de lavado

H = pérdidas (NMR+h<sub>L</sub>)

E = eficiencia (0.70)

$$P = \frac{1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \times 0.12 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times (3.702 + 1.409) \text{ m}}{75 \times 0.70}$$

$$P = 11.682 \text{ hp}$$

Se aprecia en las Imagen N°61 e Imagen N°62, la vista de planta y un corte longitudinal del diseño de la unidad de filtro rápido.

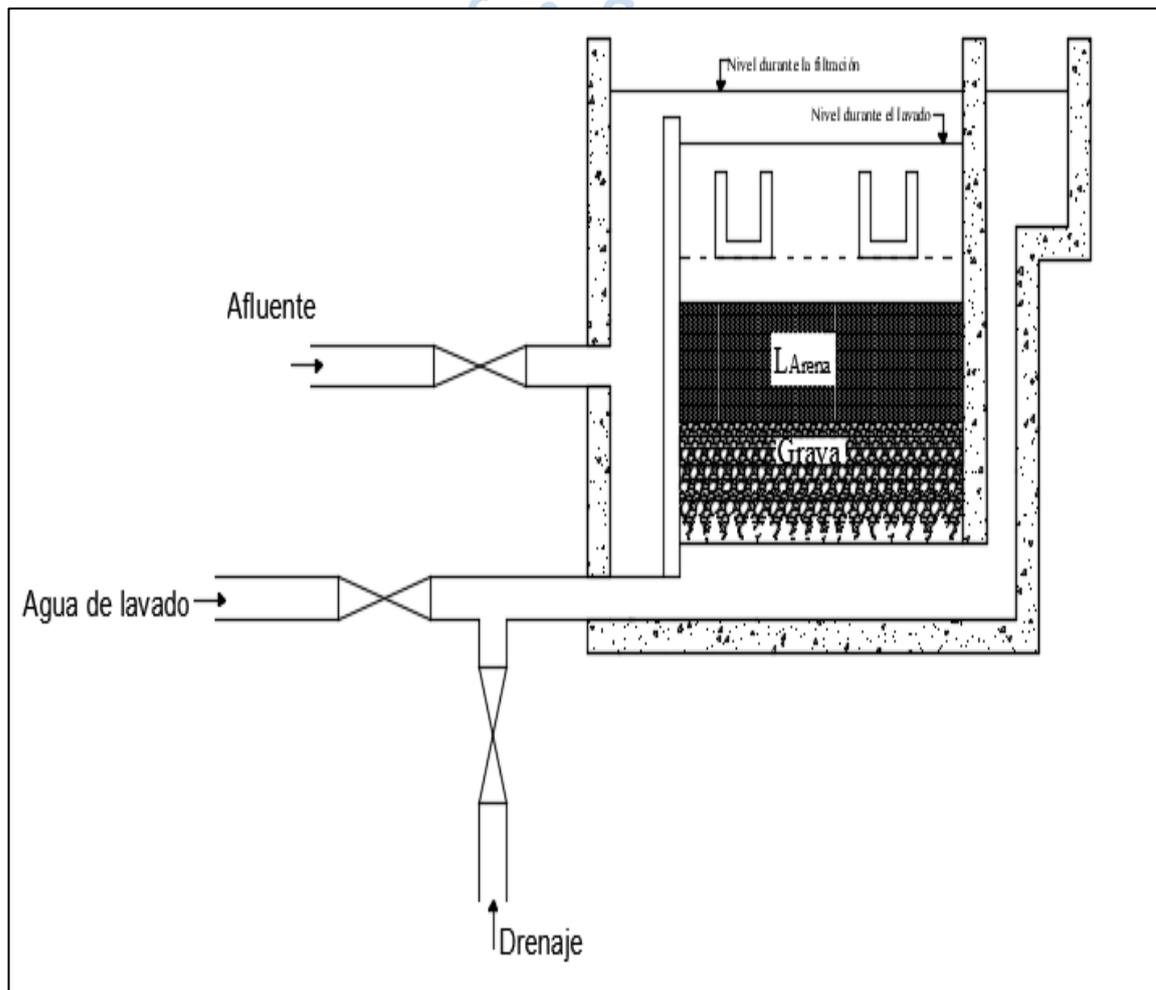


Imagen N° 61 Corte longitudinal de la unidad de filtración  
Fuente: Elaboración propia

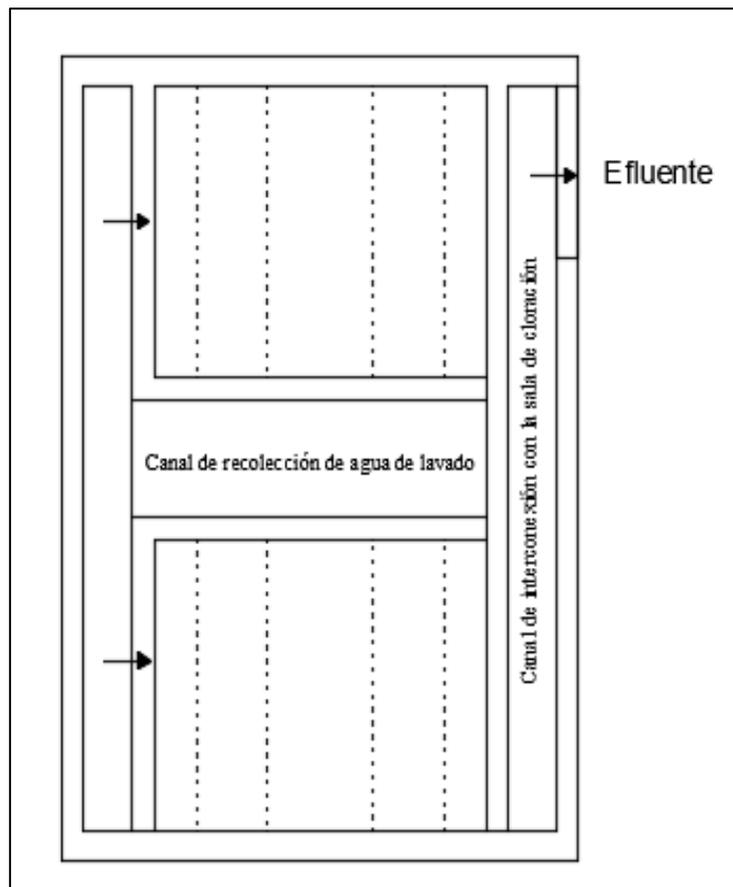


Imagen N° 62 Vista de planta de la unidad de filtración

Fuente: Elaboración propia

## 12. Diseño de la unidad de cloración

Última unidad de tratamiento de agua potable y la más importante, debido a que en el agua hay carga microbiana que no ha podido ser retenida en los procesos anteriores y necesitan ser destruidos, mediante el uso de un desinfectante y que tenga un efecto de cloro residual que permita que el agua sea inocua desde que sale del tratamiento hasta el momento que se le utilice o consuma.

El desinfectante que se ha seleccionado es el hipoclorito de calcio, que contiene entre 60 a 75% concentración de cloro y viene en tambores plásticos de 40 o 35 kg, debido a que es fácil de emplearse sobre todo ser manipulado por personal poco calificado.

Para obtener el cloro residual que necesita el agua a la hora de salida de la planta de tratamiento de agua, se trabajará con el número de coliformes totales obtenidos en las muestras de cada mes durante un año realizada por la planta de tratamiento de agua del arenal y se

selecciona un rango observado de enero hasta marzo del año 2016 como se aprecia en la Tabla N° 32.

Para que el agua sea inocua para su ingesta el número de carga bacteriana final puede ser 0/100 ml y en los peores casos puede ser de 1.8/100 ml a la salida de la planta de tratamiento de agua, además de estar en contacto con el desinfectante durante un rango de tiempo entre 15 a 30 min mediante una cámara de contacto (MINSA, 2011).

En nuestro caso se trabajará con una carga bacteriana final de 1.8/100 ml para identificar la dosis necesaria para el mes diciembre del año 2016.

Tabla N° 32 Promedios mensuales de Coliformes totales durante el año 2016

<b>Año 2016</b>	<b>UFC/100 ml Coliformes Totales</b>
Enero	5 820
Febrero	5 820
Marzo	4 000
Abril	4 220
Mayo	5 020
Junio	6 260
Julio	7 225
Agosto	5 020
Setiembre	4 675
Octubre	5 575
Noviembre	6 575
Diciembre	11 138

Fuente: Elaboración propia

a) Cálculo de cloro residual necesario para cumplir con el requisito a la salida del efluente.

$$\frac{N_t}{N_o} = \frac{1}{(1 + 0.23 C_t \times t)^3}$$

Donde:

$N_t$  = número de coliformes totales que salen del efluente de la cámara de contacto en un determinado tiempo (UFC/100 ml).

$N_0$  = número de coliformes totales que entran al afluente de la cámara de contacto (UFC/100 ml).

$C_t$  = concentración de cloro residual en mg/l.

$t$  = tiempo de contacto del agua con la dosificación de hipoclorito de calcio entre 15 a 30 min.

$$\frac{\frac{1.8}{100} \text{ ml}}{\frac{11\ 138}{100} \text{ ml}} = \frac{1}{(1 + 0.23 \times C_t \times 30)^3}$$

$$(1 + 0.23 \times C_t \times t)^{-3} = 11\ 138/1.8$$

$$C_t \times t = \frac{(11\ 138/1.8)^{1/3} - 1}{0.23}$$

$$C_t \times t = 75.473 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \text{min}$$

El  $C_t \times t$  es la concentración requerida para producir un cloro residual.

b) Para un  $t = 15$  min, obtendremos un residual de cloro de:

$$C_t \times t = 75.473$$

$$C_t = \frac{75.473 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times \text{min}}{15 \text{ min}}$$

$$C_t = 5.032 \text{ mg/l}$$

c) Tiempo de contacto o retención hidráulico (TRH) del primer tramo:

El tiempo de retención se ve afectado por los cortos circuitos por lo tanto es afectado por un factor (f) de 0.5. (Comision Nacional del Agua, 2007)

$$TRH_1 = f \times t$$

$$TRH_1 = 0.5 \times 15 \text{ min}$$

$$TRH_1 = 7.5 \text{ min}$$

d) Volumen del primer tramo de la cámara de contacto

$$V = Q \times TRH$$

$$V = 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 7.5 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$V = 7.2 \text{ m}^3$$

e) Dimensiones de la cámara de contacto de la primera etapa:

La altura de cámara de contacto está en un rango de 1 a 4 metros, la longitud debe guardar una relación 1.5 con el ancho y debe ser el mismo ancho para todo el diseño de la cámara de contacto (Comision Nacional del Agua, 2007).

La altura (h) se asume 1 m y la longitud (L) es igual a 1.5 ancho (A).

$$V_1 = L_1 \times A \times h$$

$$7.2 \text{ m}^3 = 1.5 A \times A \times 1 \text{ m}$$

$$A = 2.19 \text{ m}$$

$$A \approx 2.200 \text{ m}$$

Entonces reemplazando el valor del ancho para hallar la longitud.

$$L_1 = 1.5 \times 2.20$$

$$L_1 = 3.30 \text{ m}$$

f) Cálculo de la segunda etapa de la cámara de contacto:

En el apartado b se obtuvo un cloro residual de 5.032 mg/l mayor al establecido por el hipoclorito de calcio por lo tanto se construirá la segunda etapa de la cámara de contacto que permita disminuir el cloro residual a 2.54 mg/l. Además de tener en cuenta una prueba de

tratabilidad que representa la tasa de consumo de agua a tratar y resulta ser  $k' = 0.06$ . Mediante la siguiente ecuación se halla el tiempo que debe permanecer el agua clorada. (Comision Nacional del Agua, 2007).

$$*t = -\frac{1}{k} \times \ln\left(\frac{C}{C_0}\right) \quad (3.8)$$

Donde:

$k$  = constante de la prueba de tratabilidad (-)

$C$  = cloro residual menor al obtenido

$C_0$  = cloro residual obtenido

Ahora reemplazando los valores de  $k = 0.06$ ,  $C = 2.54$  mg/l y  $C_0 = 5.032$  mg/l en la ecuación 3.8.

$$t = -\frac{1}{0.06} \times \ln\left(\frac{2.54}{5.032}\right)$$

$$t = 11.394 \text{ min}$$

El volumen de la segunda etapa es:

$$V_2 = Q \times t$$

$$V_2 = 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 11.394 \text{ min} \times \frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}$$

$$V_2 = 10.938 \text{ m}^3$$

Las dimensiones del segundo tramo:

$$V_2 = L_2 \times A \times h$$

$$10.938 \text{ m}^3 = L_2 \times 2.20 \text{ m} \times 1 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.234$$

$$L_2 \approx 2.25 \text{ m}$$

g) Tiempo de contacto o retención hidráulico total de la cámara de contacto:

$$t_{\text{total}} = \text{TRH}_1 + t$$

$$t_{\text{total}} = 7.5 \text{ min} + 11.394 \text{ min}$$

$$t_{\text{total}} = 18.894 \text{ min}$$

Se puede observar en la Imagen N° 63 el diseño de la cámara de contacto de dos tramos.

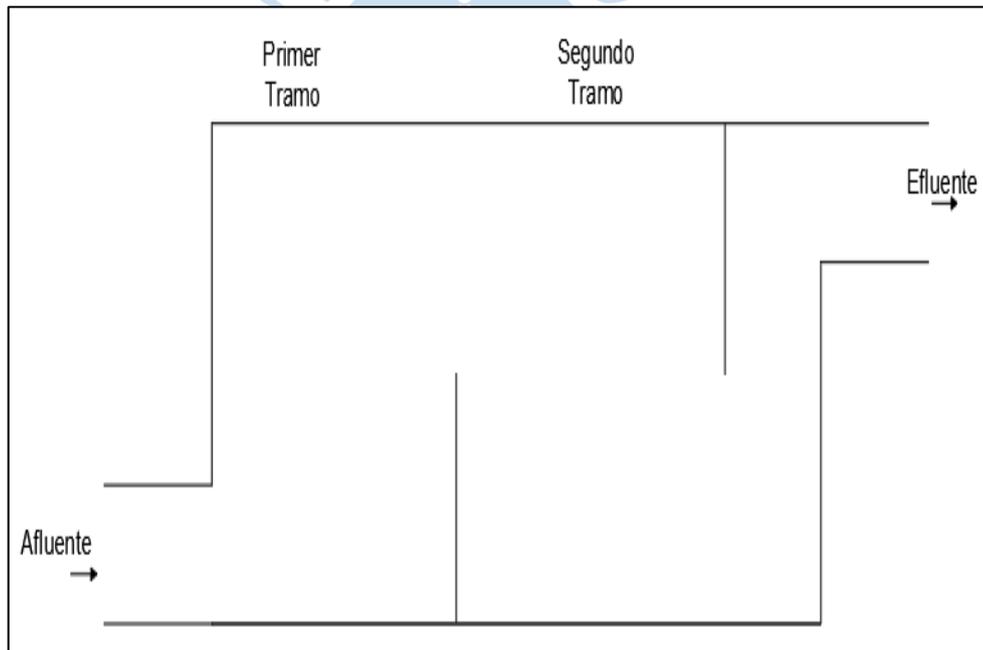


Imagen N° 63 Cámara de contacto de dos tramos

Fuente: Elaboración propia

h) Volumen de reservorio de agua potable ( $V_{\text{reservorio}}$ ):

El volumen de agua será almacenado en un reservorio apoyado, el cual contará con un 15% del volumen diario. (CEPIS/OPS, 2004,a).

$$V_{\text{reservorio}} = 0.15 \times Q_{\text{md}}$$

$$V_{\text{reservorio}} = 0.15 \times 0.016 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 24 \text{ h} \times \frac{3600 \text{ s}}{1 \text{ h}}$$

$$V_{\text{reservorio}} = 207.36 \text{ m}^3$$

i) Las dimensiones del reservorio:

El reservorio puede ser de sección circular cuyas dimensiones deben guardar una relación del diámetro con la altura del agua (d/h), que varía entre 0.5 y 3. (CEPIS/OPS, 2004,a)

Se asume una altura de agua de 3.5 m y se calcula el diámetro del reservorio circular.

$$V_{\text{reservorio}} = \text{Área} \times h$$

$$207.36 \text{ m}^3 = \text{Área} \times 3.5 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 59.25 \text{ m}^2$$

$$\frac{\pi \times d^2}{4} = 59.25$$

$$d = 8.69 \approx 8.70 \text{ m}$$

- Comprobar que la relación d/h este dentro del rango de 0.5 y 3:

$$\frac{d}{h} = 8.70/3.5$$

$$\frac{d}{h} = 2.49$$

Se puede observar en la Imagen N° 64 el diseño del reservorio de agua potable.

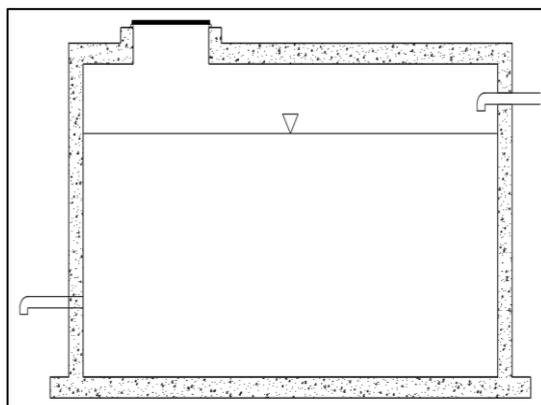


Imagen N° 64 Reservorio de agua tratada

Fuente: Elaboración Propia

j) Área del reservorio para el lavado del filtro:

Se asume una altura (h) de 3 m.

$$V_{\text{lavado}} = 108 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{lavado}} = A \times h$$

$$A = \frac{108 \text{ m}^3}{3 \text{ m}}$$

$$A = 36 \text{ m}^2$$

k) Dimensiones del reservorio para el lavado del filtro:

$$A = \frac{\pi \times d^2}{4}$$

$$d = \sqrt{\frac{A \times 4}{\pi}}$$

$$d = \sqrt{\frac{36 \times 4}{\pi}}$$

$$d = 6.77 \approx 6.80$$

- Comprobar la relación d/h este dentro del rango de 0.5 y 3:

$$\frac{d}{h} = \frac{6.80}{3}$$

$$\frac{d}{h} = 2.27$$

A continuación, se puede apreciar en la Imagen N° 65 el proceso de tratamiento de agua potable para los anexos de San José, San Miguel y centros poblados del distrito de Ignacio Escudero y en Anexo A el diseño de la planta de tratamiento de agua.

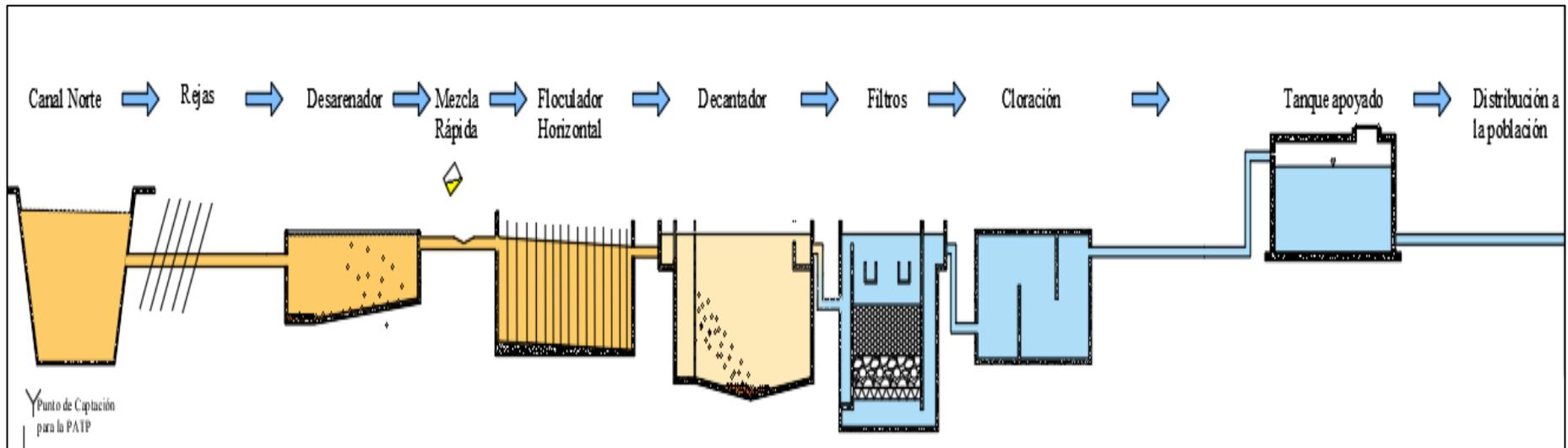
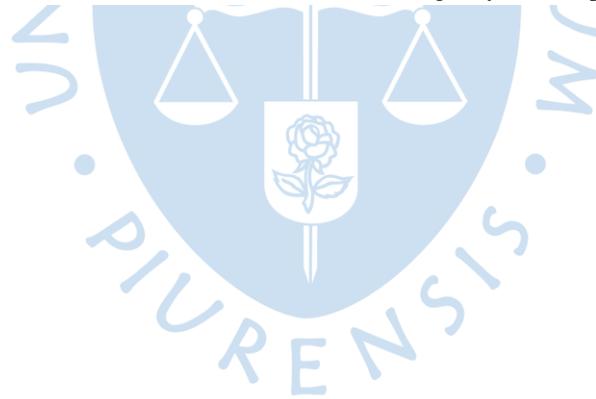


Imagen N° 65 Esquema de las operaciones unitarios para la PTAP de los anexos San José, san Miguel y centros poblados del distrito de Ignacio Escudero

Fuente: Elaboración propia



## Capítulo 4

### Presupuesto referencial

Los costos que deben considerarse en la producción de agua potable, se clasifican en: costos de inversión que permiten la construcción de la planta de tratamiento y costos de operación y mantenimiento para el buen funcionamiento de la planta.

Este apartado se ha realizado tomando como referencia a Aristizabal A. & Galvis C., s.f.

#### 1. Costos de inversión

Los costos de inversión se dividen en:

**1.1 Costos de inversión inicial y futuro.** Son costos que están directamente asociados con la construcción física de los sistemas de tratamiento de agua, que permiten cubrir con demanda de agua en el período de diseño.

Los costos de inversión inicial y de inversión futura, se producen por las circunstancias o demandas que ocasionan las obras de ingeniería y son:

- Estudios preliminares: que consisten en estudios que brindan información necesaria para ejecutar el diseño o conllevan a identificar si son factibles o no. Los estudios que se deben realizar son el levantamiento topográfico, estudio geológico, selección de alternativas de tratamiento, diseños hidráulicos y sanitario, diseño arquitectónico, estructural y eléctrico, especificaciones técnicas de construcción, presupuesto de obra y asesorías.
- Desarrollo de la inversión: costos administrativos relacionados con trámites de préstamos, licitaciones, contratos y adquisiciones, costos por demoras generada en trámites engorrosos de las diligencias administrativas y costos de servidumbres y regalías.
- Construcción: costos de las actividades para ejecutar la construcción del proyecto como: costos de materiales, equipo de construcción, mano de obra y supervisión.
- Administración, imprevistos y utilidad: pagos realizados por actividades necesarias en la construcción y que no fueron previstas en los diseños o en la planeación.

**1.2 Costos de reposición.** Son los costos de reposición de los equipos que cumplen su vida útil ya sea por sucesos eventuales (accidentes) y desgaste físico u obsolescencia técnica.

**1.3 Costos de financiamiento.** El financiamiento de la inversión puede ser adoptado como uno de los métodos para proveer fondos para la construcción del proyecto.

Una vez seleccionada la tecnología y conociendo su costo, fácilmente se puede obtener el valor de los intereses.

## **2. Costos de funcionamiento**

Costos que aseguran el buen funcionamiento de las instalaciones en el tiempo y es una de las causas del fracaso de las intervenciones en el sector del agua potable. Por ello, es necesario considerar e involucrar en la evaluación económica las tecnologías de tratamiento, los costos de funcionamiento, los cuales son ocasionados por la administración, operación y mantenimiento del sistema de potabilización.

**2.1 Costos de operación y mantenimiento.** Costos necesarios para operar y conservar adecuadamente la totalidad de las instalaciones y equipos para la producción de agua potable. Cada sistema de tratamiento en función de los procesos involucrados requiere de un conjunto de acciones específicas de operación y mantenimiento para hacerlas más eficientes y efectivas.

Los costos de operación y mantenimiento están en función de:

- Mano de obra: personal de planta que realice las labores de operación y mantenimiento, el cual demanda costos por conceptos de sueldos o jornales de dichos trabajadores. El costo del personal para operación y mantenimiento está asociada básicamente a la cantidad de personas requeridas y su nivel de especialización.
- Productos químicos: insumos empleados en el tratamiento del agua, dependen del nivel tecnológico de las plantas de tratamiento y de las características del agua cruda a tratar. Los insumos empleados son el coagulante (sulfato de aluminio) y como desinfectante el hipoclorito de calcio.
- Energía eléctrica: la demanda de la energía eléctrica está en función del tipo de tecnología y del tamaño de las instalaciones.
- Actividades de control de la calidad del agua y del proceso: gastos incurridos en el laboratorio para el control de parámetros físicos – químicos y bacteriológicos para garantizar la calidad del agua.
- Mantenimiento de equipo mínimo

**2.2 Costos de administración.** Son labores administrativas de apoyo para brindar un buen servicio al cliente como:

- Conservación adecuada de las instalaciones.
- Prestación de un servicio satisfactorio a los consumidores.
- Organización de servicios eficaces de mantenimiento.
- Aplicación de tarifas equitativas.
- Estudio de planes técnicos y financieros para ampliaciones y mejoras.
- Supervisión de personal.
- Inspección de suministros y equipos.

Los costos que se deben involucrar en este aspecto son:

- Personal administrativo: está relacionado al tamaño de la población a servir y la complejidad del sistema (tipo de tecnología). Las labores que debe realizar con el control de personal para la operación, mantenimiento y pedidos de insumos químicos.
- Gastos generales: gastos relacionados a la papelería, servicios públicos y dotación de elementos de trabajo al personal operativo.

### 3. Modelos de costos de presupuesto

El costo real de construcción, operación y mantenimiento de una planta de tratamiento de agua potable es específico de cada lugar o ciudad, del diseño propuesto y la evaluación concreta de costos para cada componente del proyecto. Por ello es útil tener criterios de estimación de costos que permitan hacer comparaciones rápidas entre alternativas de tratamiento y seleccionar la más óptima.

Los costos de construcción, operación y mantenimiento se estiman mediante las ecuaciones propuestas por los siguientes autores:

- Deb y Richards

Deb & Richards, proponen mediante ecuaciones estimaciones de costo de construcción (CC), operación y mantenimiento (O&M) según el proceso a emplear para el tratamiento de

agua y una población menor de 10 000 habitantes, que se encuentran en la Tabla N° 33. (como se cita en Romero Rojas, 2006).

Tabla N° 33 Costos de construcción y operación en US\$

Procesos de ciclo completo	CC (Consto de construcción, US\$)	Costo de O&M (US\$)
Planta de Ciclo completo		
Mezcla rápida y floculación	$1\ 553 \times Q_{\max}^{0.45}$	$600 + 36 \times Q^{0.59}$
Sedimentación	$8\ 600 + 2\ 694 \times Q_{\max}^{0.51}$	$539 \times Q^{0.20}$
Filtración por gravedad	$4\ 052 \times Q_{\max}^{0.62}$	$2\ 500 + 117 \times Q^{0.70}$
Cloración	$12\ 500 + 116 \times Q_{\max}^{0.74}$	$4\ 150 + 33 \times Q^{0.70}$

Nota:

$Q_m$  = caudal máximo diario en m<sup>3</sup>/día.

$Q$  = caudal promedio diario en m<sup>3</sup>/día.

Fuente: Romero (2006)

- El caudal máximo diario 11.28 l/s, es el obtenido en el Capítulo 3 en el apartado análisis de demanda, el cual se debe convertir de l/s a m<sup>3</sup>/día.

$$Q_{\max} = 11.28 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{l}} \times \frac{86\ 400\ \text{s}}{1\ \text{d}}$$

$$Q_{\max} = 974.592\ \text{m}^3/\text{día}$$

- El caudal promedio es 11.50 l/s (caudal de la población más el caudal de consumo público), el cual es obtenido en el Capítulo 3 en el apartado análisis de demanda y debe convertirse de l/s a m<sup>3</sup>/día.

$$Q = 11.50 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times \frac{1\text{m}^3}{1000\text{l}} \times \frac{86\ 400\ \text{s}}{1\ \text{d}}$$

$$Q = 993.60\ \text{m}^3/\text{día}$$

Ahora reemplazamos el valor de  $Q_{\max}$  en las ecuaciones de costo de construcción de procesos y  $Q$  en las ecuaciones de operación y mantenimiento para saber cuánto es el monto por proceso y monto total del tratamiento como se puede observar en la Tabla N° 34.

Tabla N° 34 Costos del diseño de la planta de tratamiento.

Procesos	CC (Consto de construcción, US\$)	Costo de O&M (US\$)
Planta de ciclo completo		
Mezcla rápida y floculación	34,367.01	2,711.82
Sedimentación	98,694.28	2,143.04
Filtración por gravedad	288,894.72	17,163.38
Cloración	31,388.04	8,285.82
<b>Total</b>	<b>453,344.05</b>	<b>30,304.06</b>

Fuente: Romero (2006). Elaboración propia

- Wolf

Modelo de estimación de costos de construcción en plantas de tratamiento de agua con el proceso de coagulación química realizada en los Estados Unidos (dólares de 1980). (Ver la Imagen N° 66).

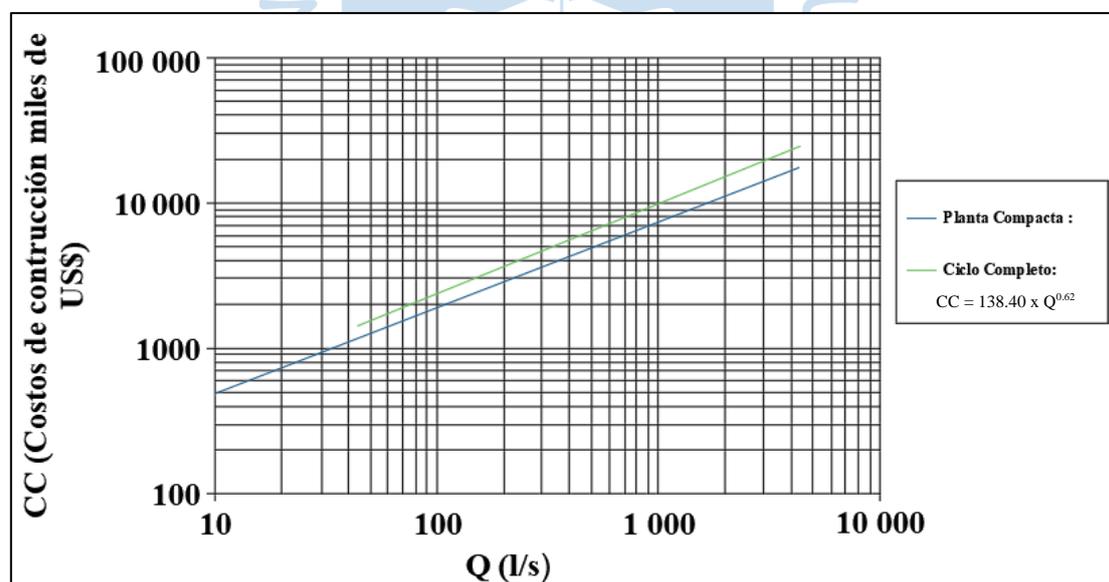


Imagen N° 66 Costos de construcción de una planta de tratamiento en Estados Unidos

Fuente: Aristizabal & Galvis (2000)

Reemplazamos el valor del caudal de diseño en la ecuación para obtener el costo de construcción.

$$CC = 138.40 \times Q^{0.62}$$

$$CC = 138.40 \times (16 \text{ l/s})^{0.62}$$

$$CC = 772,130.09 \text{ US\$}$$

Modelo de estimación de costo de operación y mantenimiento (O&M) para plantas de tratamiento de agua con el proceso de coagulación química realizada en los Estados Unidos en dólares. (Ver Imagen N° 67).

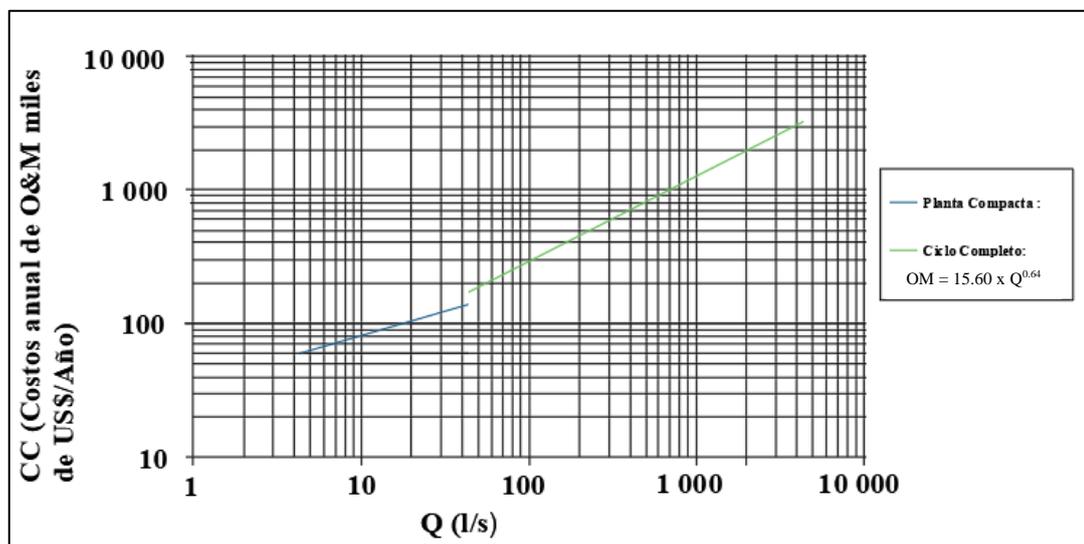


Imagen N° 67 Costos de operación y mantenimiento en Estados Unidos  
Fuente: Aristizabal & Galvis (2000)

Reemplazando el valor del caudal en la ecuación del costo de operación y mantenimiento (O&M).

$$OM = 15.60 \times Q^{0.64}$$

Datos:

OM = costos de operación y mantenimiento (dólares de 1982).

Q = caudal de tratamiento (l/s)

$$OM = 15.60 \times Q^{0.64}$$

$$OM = 15.60 \times (16 \text{ l/s})^{0.64}$$

$$OM = 91,994.40 \text{ US\$}$$

- Sundareshan and Paramasivan

Modelo de estimación de costo de construcción en plantas con coagulación química en ciclo completo (coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección) en el país de la India (dólares 1981).

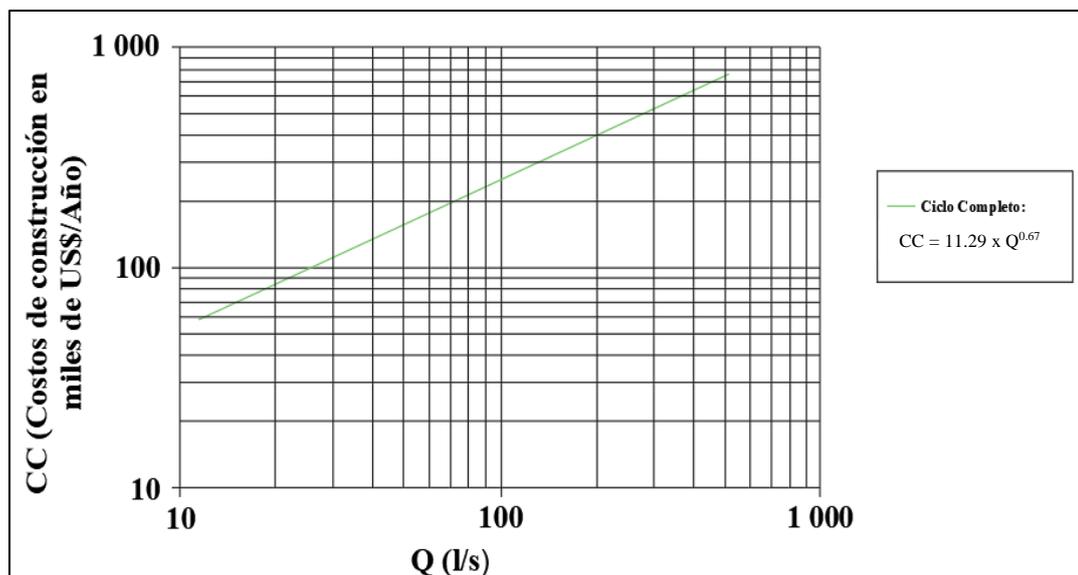


Imagen N° 68 Costos de construcción en la India

Fuente: Aristizabal & Galvis (2000)

Reemplazando el valor del caudal en la ecuación de costos de construcción.

$$CC = 11.29 \times Q^{0.67}$$

$$CC = 11.29 \times (16 \text{ l/s})^{0.67}$$

$$CC = 72,352.63 \text{ US\$}$$

Modelo de estimación de costos de operación y mantenimiento en plantas de tratamiento de agua potable (O&M) con los procesos de coagulación química, floculación, sedimentación y filtración (dólares de 1981). (Ver Imagen N° 69).

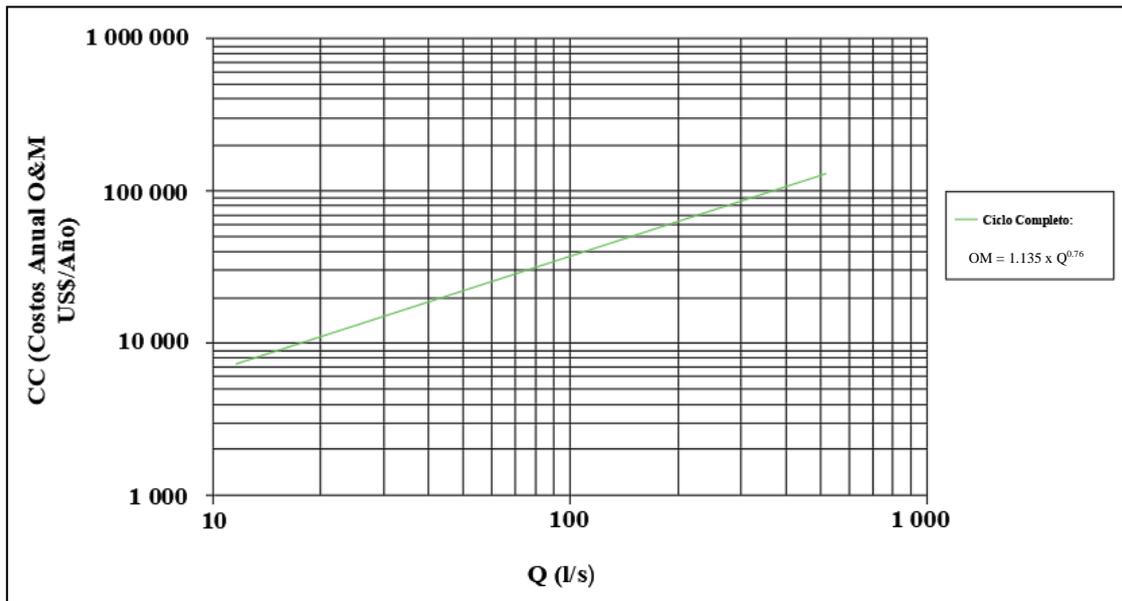


Imagen N° 69 Costos de operación y mantenimiento en la India

Fuente: Aristizabal & Galvis (2000)

Reemplazando el valor del caudal en la ecuación de costo de operación y mantenimiento.

$$OM = 1.135 \times Q^{0.76}$$

$$OM = 1.135 \times (16 \text{ l/s})^{0.76}$$

$$OM = 9,335.27 \text{ US\$}$$

A continuación, se realiza una comparación de costos de estimación de los tres modelos de costos de construcción realizados para tres países para un caudal de 16 l/s, donde se obtiene un rango de costo mínimo de 72,352.63 US\$ y costo máximo 772,130.09 US\$ para un tratamiento de agua donde se realiza los procesos de coagulación, floculación, sedimentación, filtración y la desinfección del agua (Ver Tabla N° 35).

Tabla N° 35 Comparación de costos de construcción

País	Costo de construcción (US\$)
	Ciclo completo (CC)
India	72,352.63
Colombia	453,344.05
Estados Unidos	772,130.09

Fuente: Elaboración propia

La diferencia entre estos montos se debe al desarrollo que presenta cada país como la tecnología que puede emplear para transformar al agua cruda en agua potable, la calidad del agua a tratar y el personal necesario para llevar a cabo la ejecución del proyecto.

El presupuesto obtenido nos da una referencia del rango del costo de construcción de la alternativa de diseño de la planta de tratamiento de agua potable, el monto más cercano que podría evaluarse es el de Colombia debido que presenta algo de similitud en la economía y cultura de la población. Además de presentar mayor implementación en el diseño de plantas de tratamiento sobre todo en zonas rurales.

Por otro lado, el costo de operación y mantenimiento aseguran el funcionamiento de las instalaciones en el tiempo, pero a la vez es una de las causas del fracaso de las inversiones debido a la ubicación del proyecto, como localidades de bajo recursos económicos. Por ello se debe involucrar la evaluación económica de las tecnologías de tratamiento en los costos de funcionamiento como se puede observar en la Tabla N° 36 un estimado de un monto de 9,335.27 US\$ a 91,994.40 US\$ según los países de India y Estados Unidos.

Tabla N° 36 Comparación de costos de operación (O&M)

País	Costo de O&M (US\$)
	Ciclo completo (CC)
India	9,335.27
Colombia	30,304.06
Estados Unidos	91,994.40

Fuente: Elaboración propia

Una de las diferencias de costos de operación y mantenimiento de los países de India y Estados Unidos se debe a los costos de materiales o insumos como coagulantes, desinfectantes, mano de obra para que la planta pueda seguir operando y cumpliendo la calidad de agua necesaria para el consumo humano.

La operación y el mantenimiento futuro de la planta de tratamiento que se ha diseñado, estará a cargo de la JASS del anexo San Miguel que trabajará junto con la municipalidad de Ignacio Escudero, los cuales se encargarán de establecer una tarifa que permita sustentar los pagos

realizados tanto del personal calificado como no calificado, la compra de insumos, el mantenimiento del equipo que se use para tratar el agua cruda y el pago del servicio eléctrico.

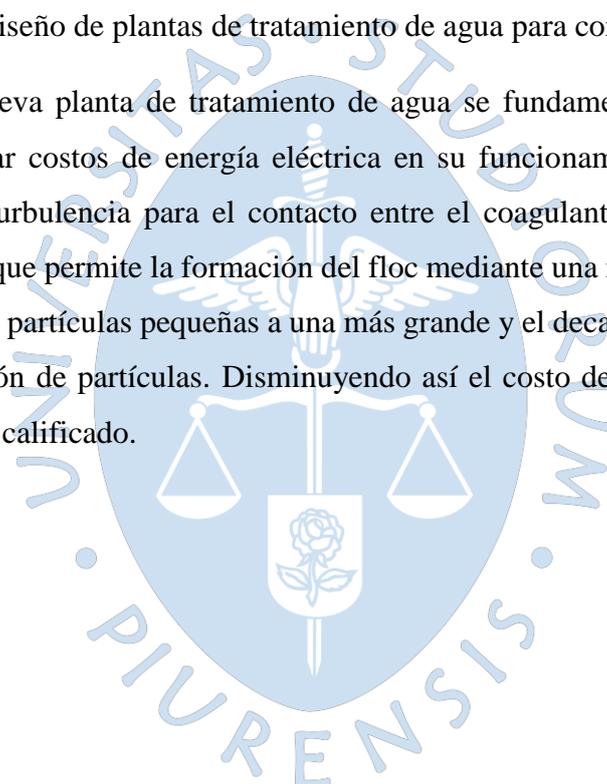


## Conclusiones

Con la implementación del presente proyecto se dará solución a la población beneficiada a un horizonte de hasta 20 años, contribuyendo a mejorar la salud de las personas que actualmente se encuentran expuestas a enfermedades de origen hídrico y mejorar su calidad de vida.

El presente proyecto propone como una alternativa de solución a las deficiencias actuales del servicio de agua potable el diseño de una nueva planta de tratamiento que permita transformar el agua cruda en agua inocua para su ingesta. Además, el diseño de la nueva planta de tratamiento debe estar basada en las normas de calidad de agua que permitan su consumo y la norma peruana de diseño de plantas de tratamiento de agua para consumo humano.

El diseño de la nueva planta de tratamiento de agua se fundamenta en utilizar unidades hidráulicas, para evitar costos de energía eléctrica en su funcionamiento, como la canaleta Parshall que genera turbulencia para el contacto entre el coagulante y la masa de agua, el floculador horizontal que permite la formación del floc mediante una mezcla lenta que permite la aglomeración de las partículas pequeñas a una más grande y el decantador convencional que permiten la decantación de partículas. Disminuyendo así el costo de operación y una menor necesidad de personal calificado.





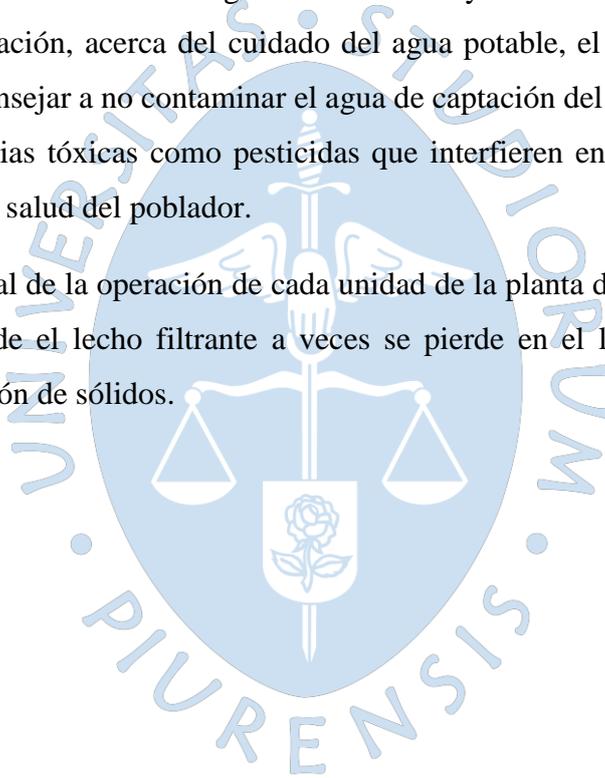
## Recomendaciones

Capacitar al personal encargado de la planta de tratamiento en el uso óptimo de sustancias químicas, como el coagulante de aluminio y el hipoclorito de calcio en el tratamiento del agua.

Proponer una tarifa referencial de pago que permita mantener con el servicio de agua potable como la compra de insumos, el pago del personal encargado, la operación y mantenimiento de las unidades, tanto la municipalidad del distrito de Ignacio escudero como la JASS del anexo de San Miguel.

La municipalidad del distrito de Ignacio Escudero y la JASS deben dar charlas de capacitación a la población, acerca del cuidado del agua potable, el costo de administrar un buen servicio y de aconsejar a no contaminar el agua de captación del canal norte con residuos sólidos ni con sustancias tóxicas como pesticidas que interfieren en el tratamiento del agua causando el daño en la salud del poblador.

Capacitar al personal de la operación de cada unidad de la planta de tratamiento sobre todo de los filtros, en donde el lecho filtrante a veces se pierde en el lavado disminuyendo su eficiencia en la retención de sólidos.





## Referencias Bibliográficas

- ANA. (2007). Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (Edición 2007 ed.). Coyoacán, México D.F.
- ANA. (2010). Manual: Criterios de diseños de obras hidráulicas para la formulación de proyectos hidráulicos multisectoriales y de afianzamiento hídrico. Recuperado el 7 de Agosto de 2018, de <http://www.ana.gob.pe/media/389716/manual-dise%C3%B1os-1.pdf>
- Arboleda, J. (2000,a). Teoría y práctica de la purificación del agua. Tomo I (Tercera ed., Vol. Tomo I). (R. Pertuz Molina, Ed.) Santa Fe de Bogotá, D.C., Colombia: NOMOS S.A.
- Arboleda, J. (2000,b). Teoría y práctica de la purificación del agua. Tomo II (Tercera ed., Vol. Tomo II). (R. Pertuz Molina, Ed.) Santa Fé de Bogotá D.C., Colombia: NOMOS S.A.
- Aristizabal, H., & Galvis, A. (2000). Recuperado el 23 de Octubre de 2018, de <http://www.bvsde.paho.org/bvsacd/congreso/analco.pdf>
- Ayala. (2007). El Distrito de Ignacio Escudero (Piura). Obtenido de Es mi Perú: <http://esmiperu.blogspot.com/2007/08/el-distrito-de-ignacio-escudero-piura.html>
- Barrenechea, A. (2004). Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS/OPS). Obtenido de <http://www.ingenieroambiental.com/4014/cuatro.pdf>
- Cárdenas, Y. (2000). SEDAPAL. Recuperado el 8 de Agosto de 2018, de [http://www.sedapal.com.pe/c/document\\_library/get\\_file?uuid=2792d3e3-59b7-4b9e-ae55-56209841d9b8&groupId=10154](http://www.sedapal.com.pe/c/document_library/get_file?uuid=2792d3e3-59b7-4b9e-ae55-56209841d9b8&groupId=10154)
- CEPIS/OMS. (1988). Sistema de Abastecimiento de Agua para Pequeñas Comunidades. Documento Técnico 18, La Haya.
- CEPIS/OPS. (2004,a). Guía para el diseño y construcción de reservorios apoyados. Lima: CEPIS/OPS.
- CEPIS/OPS. (2004,b). Tratamiento de agua para consumo humano Plantas de Filtración rápida. Manual I: Teoría (Vol. Tomo I). (CEPIS/OPS, Ed.) Lima.

- CEPIS/OPS. (2006). Tratamiento de agua para consumo humano. Plantas de filtración rápida. Manual II: Diseño de plantas de tecnología apropiada. Lima: CEPIS/OPS.
- Comision Nacional del Agua. (2007). Manual de Agua potable, Alcantarillado y Saneamiento. (S. d. Naturales, Ed.) Coyoacán, Mexico D.F., Mexico. Recuperado el 28 de Agosto de 2018, de [www.cna.gob.mx](http://www.cna.gob.mx)
- Cruz, M. E., Rivera, M., & Castro, M. A. (27 de Noviembre de 2009). Resolución 2320. 2. Bogotá D.C., Colombia: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Cutivalú. (17 de octubre de 2016). Recuperado el 01 de junio de 2018, de <https://www.radiocutivalu.org/impulsaran-construccion-de-planta-de-tratamiento-para-descontaminar-rio-chira/>
- Deb, A., & Richards, W. (1982). Economic Evaluation of Alternative Technology for Small Water System Management, paper N° 51-6, Proceedings AWWA Seminar on Small Water System Solutions. AWWA.
- DIGESA. (2011). Reglamento de la Calidad de Agua para Consumo Humano (Primera ed.). (D. G. Salud, Ed.) Lima, Perú: J.B. GRAFIC E.I.R.L.
- Fair, G., & Geyer, J. (1954). Water Supply and Waste Disposal. Wiley.
- Google maps. (2018). Google maps. Obtenido de <https://www.google.com/maps/@-4.8522969,-80.9021014,3113m/data=!3m1!1e3>
- iagua. (s.f.). Recuperado el 06 de Septiembre de 2018, de <https://www.iagua.es/blogs/jordi-oliveras/canal-parshall-aforador-casi-siglo-historia>
- INEI. (s.f.,a). Instituto Nacional de Estadística e Informática. Recuperado el 05 de Septiembre de 2018, de <http://proyectos.inei.gob.pe/web/poblacion/>
- INEI. (s.f.,b). Sistema de Información Geográfica. Recuperado el 6 de Agosto de 2018, de <http://sige.inei.gob.pe/test/atlas/>
- Kawamura, S. (1975). Design and Operation of High - Rate Filters, Part 2 (Vol. 67). AWWA.
- Merkel, A. (s.f.). Recuperado el 02 de Junio de 2018, de <https://es.climate-data.org/america-del-sur/peru/piura/sullana-3758/>

- MINSA. (2011). En Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano (1 era ed., pág. 44). Lima: Ministerio de Salud.
- Maldonado, V. (2016). Tratamiento de agua potable: Procesos unitarios y tipos de planta. Apuntes del curso Impacto, Gestión y Ambiental, Universidad de Piura, Piura, Piura.
- OMS, O. M. (2006). Organización Mundial de la Salud, Vol. 1. Recuperado el 5 de Agosto de 2018, de [https://www.who.int/water\\_sanitation\\_health/dwq/gdwq3\\_es\\_full\\_lowres.pdf](https://www.who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_full_lowres.pdf)
- OPS/CEPIS. (2005). Recuperado el 28 de Agosto de 2018, de <http://www.bvsde.paho.org/tecapro/documentos/agua/174esp-diseno-FiME.pdf>
- OS.020 Plantas de tratamiento de agua para consumo humano. (2006). Lima.
- Perez, J. A. (s.f.). Universidad Nacional - facultad de minas. Recuperado el 02 de Septiembre de 2018, de [http://www.bdigital.unal.edu.co/70/5/45\\_-\\_4\\_Capi\\_3.pdf](http://www.bdigital.unal.edu.co/70/5/45_-_4_Capi_3.pdf)
- Pulgar-Vidal, M. (2015). Decreto Supremo N° 015-2015-MINAN. Modifican los estándares nacionales de calidad ambiental para agua y establecen disposiciones complementarias para su aplicación, 569076 - 569082. (M. P. Vidal, Ed.) Lima, Perú: El Peruano.
- Romero, J. (2006). Purificación del Agua (Segunda ed.). Bogotá, Colombia: Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Vilchez. (2014). Aspecto Físico y Social de Sullana. Obtenido de Leslie Anyelina Vilchez Cornejo: <http://leslieanyelinavilchezcornejo.blogspot.com/2014/10/aspecto-fisico-y-social-de-sullana.html>



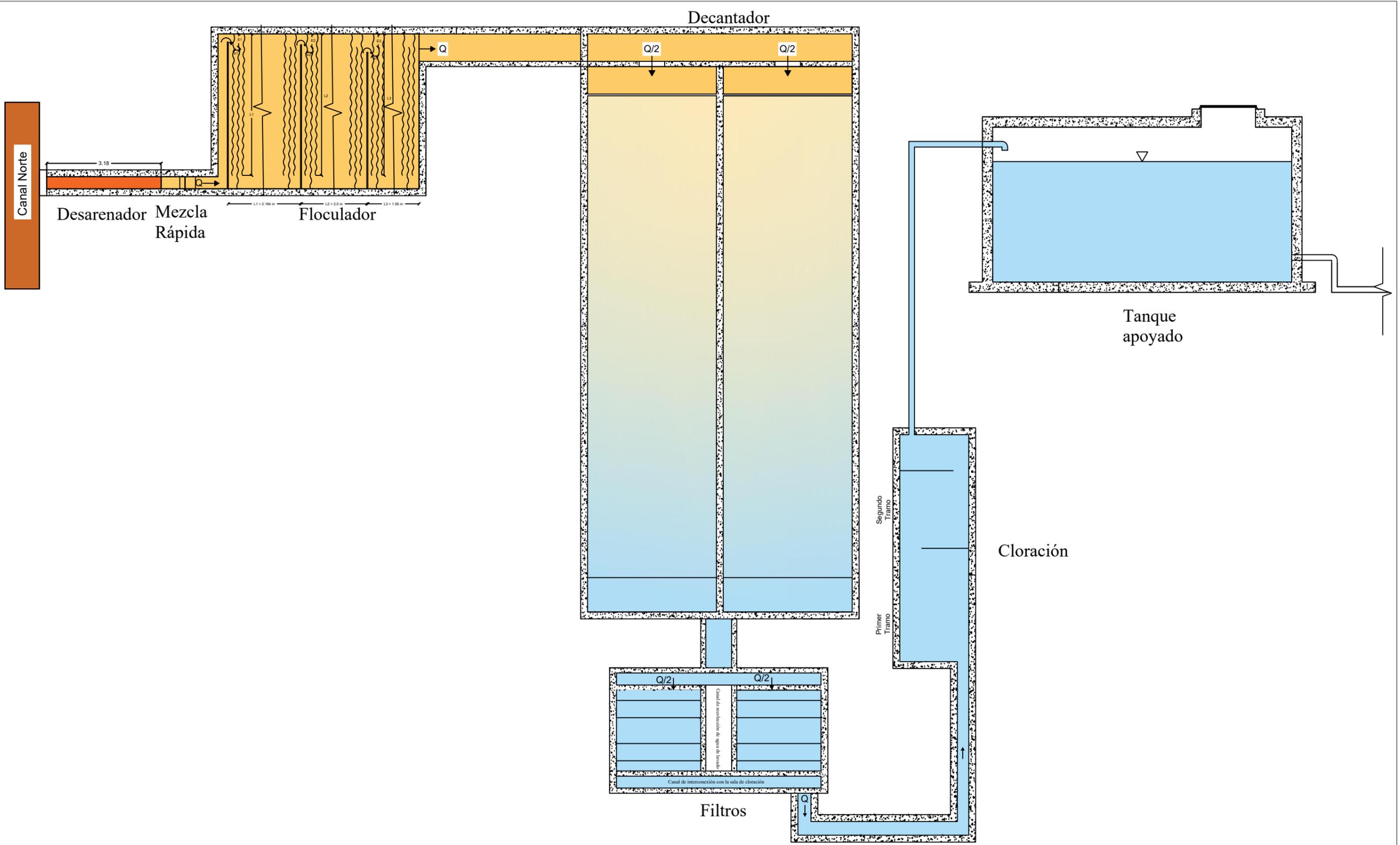
**Anexo**



## Anexo A

### Plano General





	FECHA	NOMBRE	<b>UNIVERSIDAD DE PIURA</b> FACULTAD DE INGENIERÍA			
DIBUJADO						
REVISADO						
Diseño de una planta de tratamiento de agua potable para tres centros poblados del distrito de Ignacio Escudero			Plano de planta	ESCALA 1/100		
Evelyn Ordinola Saavedra				PLANO N° 01		