CONSULTORÍA PARA REALIZAR LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL ACUEDUCTO ADELANTE PALMAS EN LAS VEREDAS AGUA BUENA Y LA CHAPA PARA EL FORTALECIMIENTO DEL ACUEDUCTO DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO PALMAS DEL SOCORRO – SANTANDER

DISEÑO PTAP

LUIS ALEJANDRO NARANJO GONZALEZ
RL PRISMA TECHNIQUES SAS BIC
MP: 68202-131705
ESPECIALISTA EN SANEAMIENTO BASICO Y AMBENTAL

DIEGO ANDRRÉS CALDERÓN BAUTISTA
ING QUIMICO
MASTER EN TRATAMIENTO DE AGUA
MAGISTER EN CIENCIAS Y TECNOLOGIAS AMBIENTALES

INTERVENTOR

DICIEMBRE 2025

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 3

2. CAMARA DE APROXIMACIÓN Y VERTEDERO 4

2.1 VERTEDERO DE MEZCLA RÁPIDA 7

3. FLOCULADOR ALABAMA 11

4. SEDIMENTADOR DE ALTA TASA 16

5. BATERIA DE FILTROS DE TASA DECLINANTE Y LAVADO COMÚN 21

5.1 MODELAMIENTO HIDRAULICO DE LA BATERIA DE FILTROS DE TASA DECLINANTE Y LAVADO COMÚN 23

6. CÁMARA DE AGUA FILTRADA 27

7. DIMENSIONAMIENTO DE CAMARA DE CONTACTO DE CLORO. 28

8. DIMENSIONAMIENTO DE LECHOS DE SECADO 29

1. INTRODUCCIÓN

El acceso a agua potable de calidad es un derecho fundamental y una necesidad prioritaria para garantizar la salud, el desarrollo y la sostenibilidad de las comunidades, especialmente en contextos rurales donde el acceso al recurso hídrico puede ser limitado o de baja calidad. Las Plantas de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) permiten transformar el agua cruda, proveniente de fuentes superficiales o subterráneas, en agua segura para el consumo humano mediante procesos físicos, químicos y biológicos.

En zonas rurales, la implementación de una PTAP tiene como finalidad cubrir múltiples necesidades: reducir la incidencia de enfermedades de origen hídrico, mejorar la calidad de vida, favorecer el desarrollo social y económico local, y cumplir con la normatividad vigente en materia de salud pública y saneamiento. Estos sistemas también permiten la gestión racional del recurso hídrico mediante la implementación de tecnologías apropiadas, de fácil operación y mantenimiento, adaptadas a la escala y contexto del territorio.

El presente documento contiene el diseño hidráulico completo de una PTAP con capacidad de 1,5 L/s, adaptada a las condiciones de una comunidad rural del sector . El sistema incluye unidades de pretratamiento, tratamiento convencional, almacenamiento, desinfección, y áreas auxiliares, desarrolladas conforme a la normativa nacional (Resoluciones 0330 de 2017 y 799 de 2021) y lineamientos técnicos internacionales (AWWA, WHO).

2. CAMARA DE APROXIMACIÓN Y VERTEDERO

Tabla 1 Modelamiento hidráulico de la PTAP

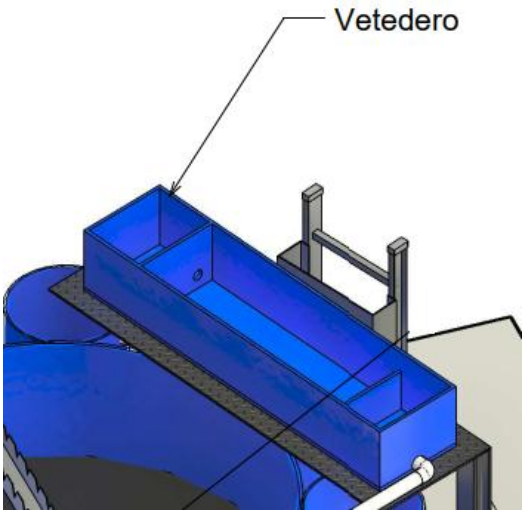
1) Datos de ingreso para Calculo			
Caudal diseño	Q	1.5	l/s
Caudal diseño	Q	0,0015	m3/s
Longitud	L	1.4	m
Diferencia Nv			m
Pendiente	S	0,005	m/m
2) Cálculo de Área			
$A\,(m2) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right)}{V\left(\frac{m}{s}\right)}$			
Q es el caudal en m3/s			
A es el área de la sección transversal al flujo en m2			
V es la velocidad del flujo en ms			
Velocidad	v	0,13	m/s
Área	A	0,01	m2
3) Cálculo del Tirante Hidráulico			
Sección más eficiente: A= 2y(y) (La base B es igual a dos veces la altura Y del agua			
$A\,(m2) = b * y$	$A\,(m2) = 2y^2$		$A\,(m2) = 2y * y$
Tirante Hidrau	y	0,1	m
Ancho canal	b	0,2	m
4) Cálculo dimensiones con la dimensión óptima ajustada			
Tirante Hidrau	y	0,1	m
Ancho canal	b	0,2	m
Área	A	0,035	m2
5) Perímetro mojado:			
$Pmj(m) = b + 2y$			
Perímetro mojado	0,51	Pmj	m
6)Altura total H óptima			
$BL\,(m) = \% * y$			
Borde Libre	BL	0,10	m

7) Cálculo del radio hidráulico (R), (Rh			
Manning	n	0,013	
Caudal	Q	0,0015	m3/s
Pendiente	s	0,00500	m/m
Velocidad	v	0,05000	m/s
Radio h	R	0,00088	m
$(R) = \left(\frac{n * V}{\sqrt{S}}\right)^{\frac{3}{2}}$			
Concreto		0,015	
Plástico		0,01	
Latón		0,013	
Comprobación del Radio Hidráulico:			
$(R) = \frac{Am\ (m2)}{Pm(m)}$			
Área mojada	Am	0,030	m2
Perímetro mojado	Pmj	0,509897949	m
Radio hidráulico	R	0,059	m
7. Número de Reynolds en canales			
$(Re) = \frac{V\left(\frac{m}{s}\right) * Dh(m)}{\pi\left(\frac{m2}{s}\right)}$			
velocidad f	V	0,05000	m/s
Radio hidráulico	Rh	0,001	m
Diámetro hidráulico 1	Dh	0,0018	m
Diámetro hidráulico 2	Dh	0,1177	
Viscosidad cinemática	μ	0,000001050	m2/s
ρ	ρ	1	
Reynolds (Rh1)	Re	83.9	
Nota: Re se aconseja en Flujo laminar Re < 1000, varíe velocidades de flujo, pendientes y para asegurar un Re < 1000			

El canal rectangular de recepción aquietamiento y empalme a vertedero es de tipo rectangular, sin contracciones para evitar fluctuaciones bruscas de la película de agua (tirante hidráulico). Tendrá una altura mojada mínima de 0.03 m^2, la cual incrementará por la posterior presencia de la lámina del resalto hidráulico.

Tendrá un ancho de 0.3 metros (libres), igual que el del sistema de mezcla rápida, la pendiente utilizada para su cálculo es de 0.005 m/m implicando como resultado un número de Reynolds de 83.9 encontrándose por debajo de 1000, el cual es un indicador del funcionamiento ideal de la unidad a régimen laminar. La longitud puede ser varia le sin afectar el rendimiento del sistema de 0 a 2 metros, para el caso puntual de la planta de agua potable se adoptó un canal de entrada de 0.3 m para empalmar y admitir las distancias del resalto hidráulico garantizando la laminaridad y uniformidad del flujo. Éste ira sucedido por el vertedero rectangular de pared delgada escogido como alternativa para la generación del resalto hidráulico. La unidad no requiere parámetros normativos.

Figura 1 Pantallazo isométrico del canal de entrada



Fuente: Grupo consultor

2.1 VERTEDERO DE MEZCLA RÁPIDA

Después de la cámara de aquietamiento, el agua entra a un canal rectangular y se produce una elevación del nivel de agua ante la proximidad de un vertedero rectangular que actuará como un mezclador rápido, a la vez que servirá como medidor del flujo (MINISTERIO DE VIVIENDA CIUDAD Y TERRITORIO, 2017). La cota de funcionamiento a caudal de diseño es 1522.3 msnm previa al vertedero y será de 1522.25 msnm posterior a la ocurrencia de la coagulación en mezcla rápida. La línea de pérdidas en esta unidad es irrelevante debido al cambio significativo de la cota de flujo.

Tabla 2 Modelamiento del vertedero de mezcla rápida

Datos de ingreso		
QD Caudal de diseño	0,0015	m3/s
G (gravedad)	9,81	m/s2
Viscosidad dinámica (μ)	0,001139	kg/m*s
densidad del agua (ρ)	9798	N/m^3
Ancho de canal (B)	0,30	m
Alto de canal (P)	0,30	m
h (carga del vertedero	0,02	m
Borde libre	0,2	
Longitud de aquietamiento minima	0,4	m
CALCULOS		
$q\left(\frac{m^2}{s}\right) = \frac{Q\left(\frac{m^3}{s}\right)}{B\ (m)}$		
Caudal unitario (q)	0,005	m2/s
$hc = \left(\frac{q\left(\frac{m^2}{s}\right)^2}{g\left(\frac{m}{s^2}\right)}\right)^{\frac{1}{3}}$		
Profundidad critica hc	0,01	m

Verificación de medición de caudal			
$$\frac{P}{hc} \geq 3$$			
P/hc	21.96	m	**CUMPLE**
Profundidad conjugada			
$$h_1 = \frac{\sqrt{2} * hc}{1.06 + \sqrt{\frac{P}{hc} + 1.5}}$$			
h1	0,003	m	
VELOCIDAD EN LA SECCION 1			
$$V_1 = \frac{q\left(\frac{m^2}{s}\right)}{h_1\,(m)}$$			
V1	1,53	m	
Numero de froude			
$$F = \frac{V_1\left(\frac{m}{s}\right)}{\sqrt{g\left(\frac{m}{s^2}\right) * h1\,(m)}}$$			
Froude (F)	8.5		**CUMPLE**
Profundidad conjugada 2			
$$h_2 = \frac{h_1(m)}{2} * \left(\sqrt{1 + 8 * F^2} - 1\right)$$			
h2	0,04	m	
Velocidad en la sección 2			
$$V_2 = \frac{q\left(\frac{m^2}{s}\right)}{h_2\,(m)}$$			
v2	0,127	m/s	
Perdida de Energía en el resalto			

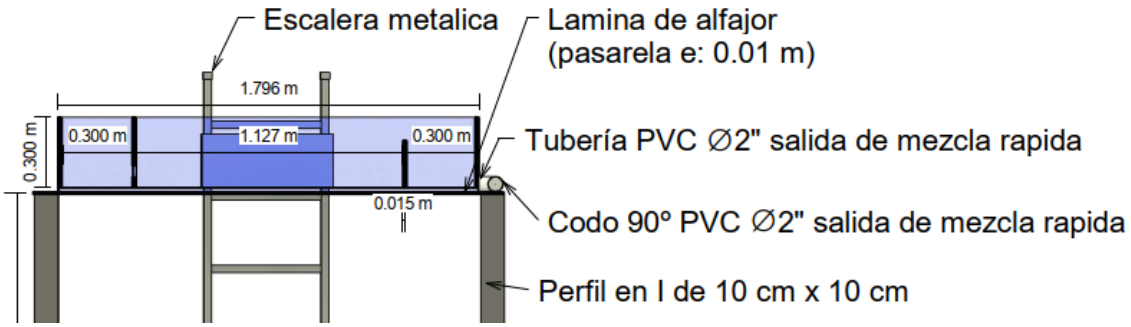
$$h = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4 * h_2 * h_1}$$			
h	0,09	m	
Longitud del resalto			
$$Lj = 6(h2 - h1)$$			
Lj	0,22	m	
Velocidad media			
$$Vm = \frac{(v2 + v1)}{2}$$			
vm	0,83	m/s	
Distancia del vertedero			
$$Lm = 4.3 * P^{0.1} * hc^{0,9}$$			
lm	0,08	m	
Tiempo de la mezcla rápida			
$$Tmz = \frac{Lj}{Vm}$$			
Tmz	0,27	s	
Gradiente de velocidad			
$$G = \sqrt{\frac{\rho * h}{\mu * Tmz}}$$			
G	1734.6	s^-1	**CUMPLE**
Altura de la amina de agua			
$$H = \left(\frac{Q\ \left(\frac{m^3}{s}\right)}{1.84 * B\ (m)} \right)^{\frac{2}{3}}$$			
H	0,02	m	

Fuente:

El vertedero rectangular de pared delgada está conformado por una estructura en concreto que empalma con la cámara de recibo y aquietamiento mediante una frontera invisible. Tiene 0.30 m * 0.30 metros de ancho libre y una altura de 0.3 m incluyendo su borde libre. Cuenta además con una placa de aluminio grado

alimenticio o acero grado alimenticio de **0.2 cm** de espesor y **0.3 m** de altura que estará situada en Angulo perpendicular al sentido del flujo a fin de ejercer como resistencia, durante elevado que genera es de **2 cm** para el caudal de diseño. Su resalto tendrá una longitud de alcance de **0.08 m** y una longitud de recuperación de carga de **0.22 m** Su tiempo de mezcla es de **0.27 segundos**, dentro del rango recomendado que es menor 1 s. Su gradiente de velocidad es de **1734.6 s-1**, el cual se encuentra dentro del rango recomendado para este tipo de operaciones el cual es de 1000 a 2000 s-1. La velocidad media de flujo será de 0.83 m/s y se contará con una rejilla superior que permitirá circular sobre esta unidad para realizar calibraciones de medición de flujo y corroboración visual de operación. Posterior a la mezcla rápida y coagulación se genera la repartición de flujo a través de las dos aberturas de ingreso a las secciones de floculación. Los detalles hidráulicos podrán observarse con más detalle en el plano anexo a este documento.

Figura 2 Pantallazo perfil hidráulico de las unidades canal de ingreso y vertedero de mezcla rápida.



Fuente: Grupo consultor.

3. FLOCULADOR ALABAMA

A continuación, se presenta la modelación hidráulica del floculador hidráulico tipo alabama el cual comprende un conjunto de cámaras y accesorios que cumplen la función conforme a los requerimientos de gradiente, tiempo de retención y velocidad de las resoluciones 0330/17 y 799 de 2021

Tabla 3 Modelación hidráulica floculador Alabama

Datos de diseño			
Qf	Caudal del floculador		
Qp	Caudal de la planta	1.5	L/s
Qp	Caudal de la planta	0,0025	m3/s
Nf	Numero de floculadores	1	unidad

$$Q_f = \frac{Q_p}{N_f}$$

Qf	**0,0025**	**m3/s**
Seleccionar el # de cámaras de cada floculador.		
El titulo C del RAS 2000 en el numeral C.5.5.1.2 floculador Alabama nos exige diseñar mínimo 8 cámaras en cada floculador.		
Numero de cámaras		8

Seleccionar el tiempo de retención hidráulica del floculador y de cada cámara
El numeral C.5.5.1.1 Floculadores de flujo horizontal y flujo vertical del RAS-2000 estipula que el tiempo de retención hidráulico debe determinarse a través de pruebas de laboratorio y este debe oscilar entre 20 y 40 minutos. Con lo dicho anteriormente se concluye que el tiempo de retención en cada cámara será de

$$TRHc = \frac{TRH}{Nc}$$

TRHc	Tiempo de retención hidráulico en cada cámara.		
Nc	Numero de cámaras.		
THR	40	min	
	$V\ (m^3) = TRH\ (s) * Q\ \left(\frac{m^3}{s}\right)$		
Q	0,0015	m3/s	
VFLC	3,6	m3	0,45

Para determinar las dimensiones del Floculador se especifica que tendrá una geometría CIRCULAR, y que deberá tener en su totalidad un volumen útil de 0.45 m3 de de cada flculador. Deberá determinarse su altura y su dímetro efectivo

Se obtiene las dimensiones de cada lado de las cámaras:			
R	radio	**0,3**	m
h	Altura	**1,60**	m
BL	Borde libre	0,4	m
Volumen meta	Vm	0,45	m3
Hv	Altura de tolva	0,4	m
HT	Altura total del elemento	2,7	
Hf	Pérdidas estimadas	0,3	

A continuación, se procede a determinar el diámetro de los codos, con base en el caudal y el rango de velocidad admitido.

Según el RAS 2000 la velocidad admitida debe estar entre 0,2 y 6 m/s. Con el objetivo de encontrar el diámetro óptimo para los codos.

Se van a encontrar un número de (#cámaras/2) de diferentes codos por que la velocidad se va a ir aumentando paulatinamente

Caudal (m3/s)	Velocidad (m/s)	Área(m2)	Dcodo (pulgada)

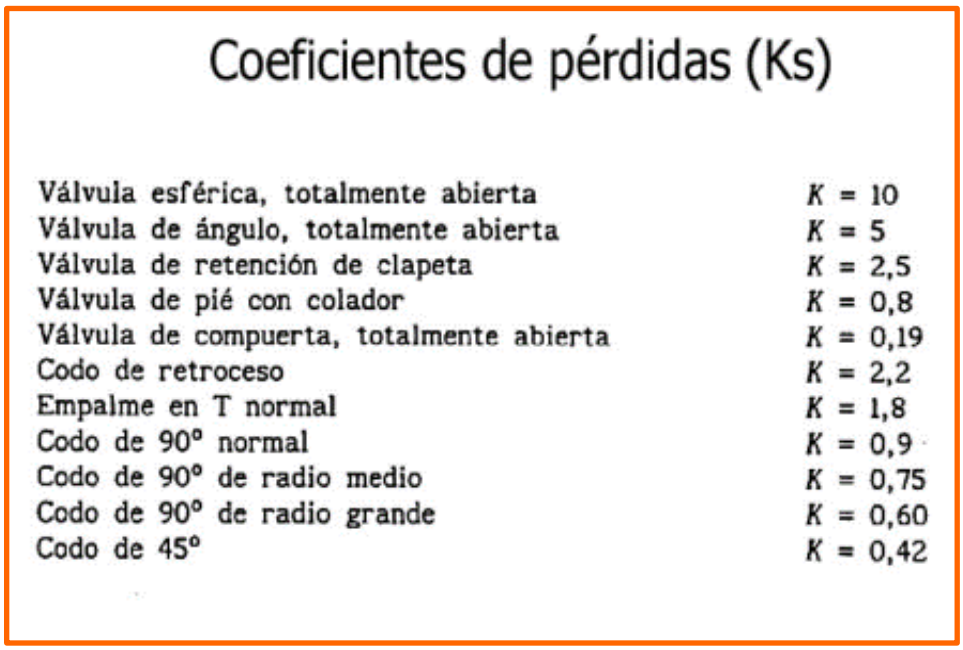
0,0015	1,32	0,001140094	1,5
0,0015	0,74	0,002026835	2,0
0,0015	0,33	0,004560378	3,0
0,0015	0,19	0,008107339	4,0

Es importante recalcar que si bien en el primer codo se supera la velocidad recomendada (02 a 0,6 m/s) se aclara que la primera cámara la velocidad debe ser alta para aumentar la cadencia y por ende el gradiente medio del sistema, como apenas inicia el recorrido hidráulico podrá estabilizar a las velocidades recomendadas en las cámaras siguientes

Una vez escogidos los diámetros de los accesorios hidráulicos que generarán se procede a calcular las diferentes perdidas de carga que se presentan por la utilización de los codos de 90°. Empleando la siguiente expresión

$$h_1 = \left(\frac{Q_f}{Cd * A_{codo}}\right)^2 * \frac{1}{2g}$$

Cd	**Coeficiente de perdidas**	0,7	
h1	**Perdidas de energía en la entrada del codo**		
Qf	**Caudal del floculador**	0,0015	m3/s
Acodo	**Área de codo**	0,156	m2
g	**Gravedad**	9,81	1
Perdidas de energía en la entrada de codos		**h1**	



h1	Caudal(m3/s)	velocidad (m/s)	Área (m2)
0,180	0,002	1,32	0,001140094
0,057	0,002	0,74	0,002026835
0,011	0,002	0,33	0,004560378
0,004	0,002	0,19	0,008107339

hf (m)	**velocidad (m/s)**
0,18	1,32
0,06	0,74
0,01	0,33
0,00	0,19
Total 0,25	m

G	**Gradiente de Velocidad**		

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * h_f}{\mu * TRHc}}$$

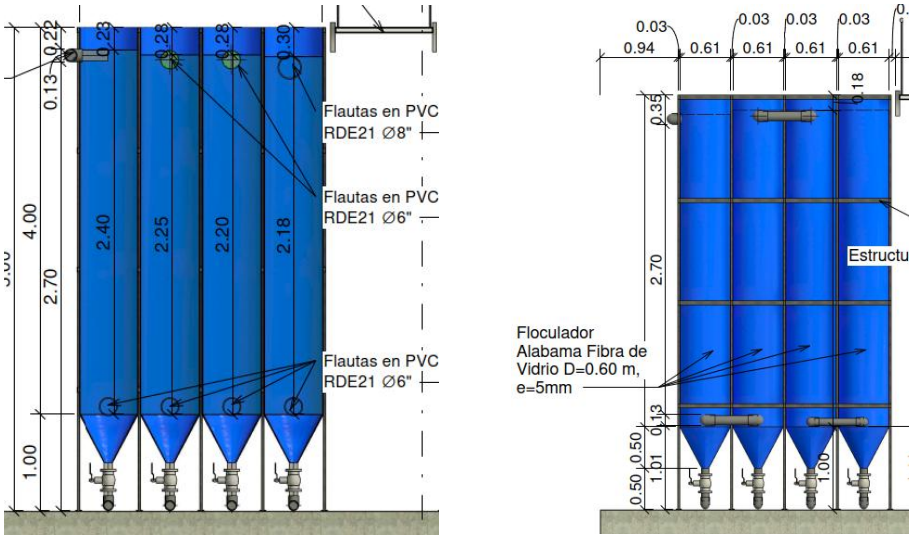
y	**Peso especifico**	9785	kg/m3

hf	**Perdidas de energía totales**	0,03672	m
u	**Viscosidad absoluta**	0,000955	m2/s
TRHc	**Tiempo de retención en cada cámara**	300	s

velocidad (m/s)	G (S-1)/ CODO	# cámaras / sección
1,23	82,19535093	1
0,55	36,53126708	1
0,31	20,54883773	1
0,14	9,13281677	1

De acuerdo con la recomendación del documento titulado “DISEÑO DE PLANTAS DE TECNOLOGÍA APROPIADA”, y con el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico vigente, se recomienda que un floculador hidráulico tipo alabama tenga un gradiente entre 80 y 10 S^-1, por tanto, el modelo cumple las competencias necesarias para efectuar una aglomeración en tratamiento de agua. La tolva de recolección tiene 0.5 m de alto a 45° de inclinación respecto la horizontal. en el fondo contará con un accesorio tipo sifón para efectuar su lavado semestral.

Figura 3 Perfil hidráulico del floculador propuesto para la PTAP.



El floculador consta de 8 cámaras con comunicación en codo, emulando un floculador hidráulico tipo alabama, las cuales se comunican por la parte inferior con tubería y codos de diámetros de 1, 2, 3 y de 4 pulgadas. Variando su columna de 2.40 m hasta 2.18 m, controlando su velocidad. Su tiempo de retención es de 40 minutos. Su gradiente va desde los 78.5 s^-1 hasta los 11 s^-1. Cada cámara cuenta con una tolva de lodos de medio metro de alto con su válvula de purga independiente.

4. SEDIMENTADOR DE ALTA TASA

A que presenta el diseño del se alimentador de alta tasa propuesto para la planta de tratamiento de agua potable en el sector AGUA BUENA-LA CHAPA, MUNICIPIO DE PALMAS DEL SOCORRO, como factor de claridad se indica que a la velocidad de sedimentación crítica del agua propia del embalse (sistema léntico) es de 17 m/d.

Datos de ingreso			
Caudal		11.5	l/s
Caudal		0,0025	m3/s
# sedimentadores		1	UND
Temperatura		22	ªC
densidad		997	kg/m3
viscosidad cinemática		9,57E-07	m2/s
Zona de sedimentación			
Velocidad de sed	Vsd	17,0	m/día
Sc según el tipo de modulo	Sc	1,3	
Ángulo	α	60	°
Corrección por contracción	L	20,8	

$$Sc = \frac{Vsc}{Vo} * (Sen\ \alpha + L * Cos\ \alpha$$

Vsc	Velocidad de sedimentación critica en(m/s)
Vo	Velocidad de flujo en (m/s)
α	Angulo de inclinación de los módulos (°)

$$L = \frac{l}{e}$$

l	longitud sedimentable vertical del módulo en (m)
e	espaciamiento entre las placas
	0,05 m

$$Vo = \frac{Vsc}{Sc} * (Sen\ \alpha + L * Cos\ \alpha)$$

Vsc	Velocidad de sedimentación critica en (m/s)
Vo	Velocidad de flujo en (m/s)
α	Angulo de inclinación de los módulos (°)

Velocidad del flujo	***Vo***	147	m/d
Velocidad del flujo	***Vo***	0,171	cm/s

Cálculo del número de Reynolds

$$Re = \frac{Vo * e}{\vartheta}$$

Re	87.4	
Vo	Velocidad de flujo en (m/s)	
e	espaciamiento entre las placas	
Cálculo de área de sedimentación		

$$A = \frac{Q}{Vo * Sen(\alpha)}$$

A	1.0	AREA DE SEDIMENTACIÓN (m2)
Q	m3/S	CAUDAL DE SEDIMENTACION
α	°	Angulo de inclinación de los módulos (°)
Dimensiones de sedimentador		
Radio		0,9 m
Área		1,02 m
Tiempo de sedimentación		

$$TRH\ sd = \frac{l}{Vo} \qquad TRH\ sd = \frac{Q\ \left(\frac{m3}{s}\right)}{Vsd\ (m3)}$$

TRHsd	598.2	tiempo	segundos
Vo	0,00171	Velocidad de flujo en (m/s)	
L	longitud sedimentable del modulo en (m)		
TRHsd	10,2	tiempo	**minutos**
Vsd	1,04	volumen de sed	m3
Carga superficial			

$$CS = \frac{Q\ \left(\frac{m3}{dia}\right)}{Asd\ (m2)}$$

cs	120,1	carga súper	m/d
Q	129.6000	caudal en m3/día	
Asd	1,02	área de sedimentación efectiva	(m2)

Cálculo de canaleta de Zona de salida

$$QQTR = \frac{Q_{totalvertido}}{lvert} \qquad QTR = \frac{Q_{canaleta\ vertido}}{lvert}$$

Caudal vertido Q	1,50	L/s
Longitud vertimiento	1,8	m
# canaletas	1,0	UND
QQTR	0,8	**CUMPLE**

$$Qcanaleta = \frac{Q\left(\frac{m3}{s}\right)}{\#canaletas}$$

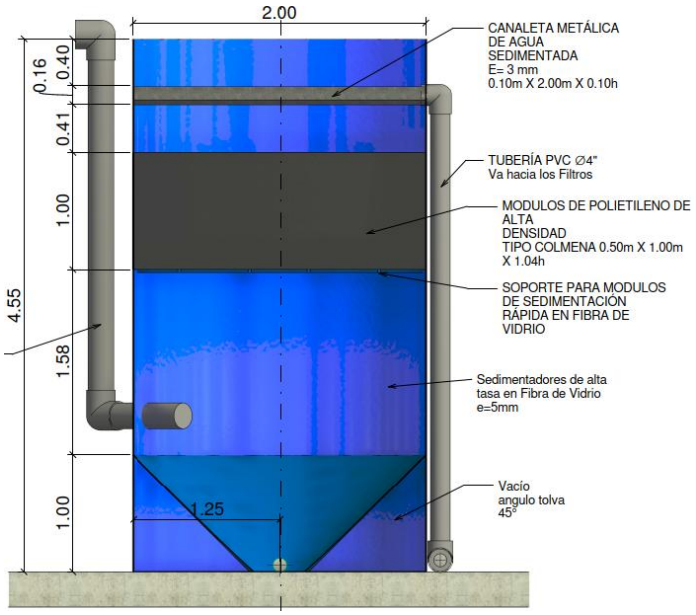
Q canaleta	1.5	l/s

$$Qcanaleta = 1.375 * b * hb^{\frac{3}{2}} \qquad \left(\frac{Qcanaleta}{b * 1.375}\right)^{2/3} = hb$$

Ancho de canaleta	b	0,10	m
alto de lámina en canaleta	hb	0,05	m
Borde libre	BL	0,04	m
Alto de canaleta	htb	0,09	m

Figura 4 Perfil hidráulico sedimentador de alta tasa propuestos.

$$HP = \frac{CO}{Sen(\varphi)}$$



De acuerdo con la modelación presentada el sedimentador tendrá un área de **1.02 m2**, estará dotado además de paneles de sedimentación acelerada de polietileno **inclinado 60º** respecto a la horizontal con una extensión total de **1.0 m**. Se alimenta desde la última cámara del floculador comuna tubería externa de **8 pulgadas** Adicionalmente se cuenta con un fondo de disposición de lodos con una inclinación **de 45º** que permite la expulsión de los lodos acumulados. La carga superficial hidráulica será de **127 m3/ m2*d,** conforme al rango recomendado por la norma 0330/2017. Las canaletas de recolección dimensión de **0.10 m * 0.10 m** y la cual transporta con suficiencia un promedio de **1.5 l/s**, con un tirante no superior a **los 6 cm**. existirá un espejo **de 0.40 m** de longitud para que el agua circule durante el ingreso al cimentador y un borde libre **de 0.30 m** entre la terminación del volumen de sedimentación y la canaleta de recolección de agua sedimentada, permitiendo cumplir la recomendación del documento titulado “diseño de plantas de tecnología apropiada”, el cual indica que este espacio debe ser de mínimo **0.25 m**. El tiempo de retención hidráulico del sedimentador será de **10.2 minutos** cumpliendo la recomendación de la norma situándose entre los **10 y los 20 minutos**. El régimen

de flujo para el sedimentador es de tipo laminar lo que facilitará la remoción de las impurezas coaguladas en la etapa anterior garantizando una efectividad de la unidad.

5. BATERIA DE FILTROS DE TASA DECLINANTE Y LAVADO COMÚN

Para la realización del diseño hidráulico de los filtros rápidos de tasa declinante y lavado común se tendrán en cuenta las siguientes premisas:

1. La rata de filtración de acuerdo con la resolución 799/2021 será de 250 m3/m2*d
2. La velocidad de ascenso del agua de retrolavado debe ser inferior a 0.8 y mayor a 0.6 m/min para evitar la expulsión del material filtrante en las primeras etapas del arranque, por tanto, se definirá en 0.70.
3. Se considera un numero de filtro N+1, es decir una unidad adicional respecto a los mínimos teóricos, el cual fungirá como supernumerario para mantenimientos o daños de las otras unidades.

La diferencia entre la salida del sedimentador y la salida del filtro hacia la cámara que agua filtrada deberá tener una cabeza cercana a los de 2.0 metros, conforme al titulo B del manual de buenas prácticas de ingeniería para evitar reboses y permitir una carrera larga de filtración de entre 24 y 72 horas.

A continuación se presenta la modelación hidráulica del sistema de filtración, y se aclara que para mayor detalle se debe observar el Anexo 2 del presente documento, titulado “Filtro ptap ”, dado que la extensión de la programación y la interacción de

sus resultados puede resultar poco legible y de difícil revisión sobre el presente documento de Word.

5.1 MODELAMIENTO HIDRAULICO DE LA BATERIA DE FILTROS DE TASA DECLINANTE Y LAVADO COMÚN

Tabla 4 Modelo hidráulico filtro de tasa declinante y lavado común

Paso	Datos	Cantidad		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
0	Caudal de Diseño	Q	1,5	l/s		3,456	**Número de filtros**	
1	Caudal de Diseño	Q	0,0015	m^3/s	AF = Q*,03*86,4 / VA	0,22	**Radio constructivo del cilindro**	m
						0,15	**Area calculada**	m^2
	Velocidad Ascencional de Lavado	VA	0,600	m/min	b = AF/B	0,15	Area requerida de cada Filtro	m
2	Velocidad de Filtración Promedio	VF	250,0	$m^3/m^2/d$	AT = Q x 86400 / VF	0,518	Area Total de Filtros	m^2
3	Tamaño Efectivo de la Arena	D10	0,500	mm	$D'_{90} = 3 \times D_{10}$	1,50	Tamaño Efectivo de la Antracita (90% pasa)	mm
		D90	0,97	mm	$D'_{10} = D'_{90} / 2$	0,75	Tamaño Efectivo de la Antracita	mm
4	Coeficiente de Uniformidad de la Arena y Antracita (Cu < 1.5)	Cu	1,46		$D_{60} = Cu \times D_{10}$	0,730	Tamaño Correspondiente al 60% de la Arena	mm
		Cu'	1,50		$D'_{60} = Cu \times D'_{10}$	1,125	Tamaño Correspondiente al 60% de la Antracita	mm
5	Diametro más Fino de la Capa de	d1	0,42	mm	De=(d1*d2))^½	0,458	Diametro Equivalente de la Capa más Fina	mm
	Diametro más Grueso de la Capa de	d2	0,50	mm				
6	Peso Específico del Agua	ρa	1000	Kg/m^3	$Ga = \frac{D_s^3 \times \rho_s(\rho_s - \rho_a) \times g}{\mu^2}$	1285	Numero de Galileo para la Capa más Fina de la Arena	
	Peso Específico de la Arena	ρs	2650	Kg/m^3				
	Viscosidad para 20°C	μ	1,10E-03	Kg/m.s				
	Acelacion de la Gravedad	g	9,810	m/s^2				
7		$\nu =$	1,00E-06	m^2/s	$Re = \frac{V_A \times D_e}{\nu}$ e/v	4,56	Numero de Reynol Modificado	
8	Coeficiente de Esfericidad	Ce	0,800		Porosidad Expandida	0,680	Del Ábaco se obtiene εi	
9	Fraccion del Lecho Filtrante que ocupa la Capa N°1 ó capa mas fina	Xi	0,0266		X_i /(1-ε_i)	0,083	Este mismo procedimiento se realizará para cada una de las capas de Arena y Antracita. Ver Cuadro N°1, Cuadro N°2 y Curva Granulométrica	
10	Del Cuadro N°1 se obtiene: Σ Xi / (1- εi)	2,355			$\varepsilon_e = 1 - \frac{1}{\sum \frac{X_i}{1-\varepsilon_i}}$	0,575	Porosidad expandida promedio de la capa de Arena	
11	Del Cuadro N°2 se obtiene: Σ Xi / (1- ε'i)	3,033			$\varepsilon_e' = 1 - \frac{1}{\sum \frac{X'_i}{1-\varepsilon'_i}}$	0,670	Porosidad expandida promedio de la capa de Antracita	
12	Porosidad de la Arena Limpia	εo	0,460		$E = ((\varepsilon_e - \varepsilon_o)/(1-\varepsilon_e))$	27,06%	Porcentaje de expansión promedio de la Arena	
13	Porocidad de la Antracita Limpia	ε'o	0,580		$E = ((\varepsilon_e - \varepsilon_o)/(1-\varepsilon_e))$	27,27%	Porcentaje de expansión promedio de la Antracita	
14	Altura de arena en Filtro	L	0,30	m	Le = L(1 + ε) + L'(1 + ε')	0,89	Altura de lecho expandido	m
	Altura de antracita en Filtro	L'	0,40	m				
15	Numero de Canaleta de Recoleccion de agua de Lavado	NC	1,00	Unidad	Qc = 1.3 Q / N_C	0,117	Caudal que recolecta cada canaleta	m^3/min
16	Altura util de las Canaletas de lavado	ho	0,10	m	$W = \frac{Q_c}{82.5 \times h_o^{3/2}}$	0,1	Ancho de las canaletas de lavado	m
17	Altura del lecho filtrante estatico	LT	0,70	m	Hex = Le - LT	0,190	Altura expandida	m
	Altura del lecho expandido	Le	0,89	m				
	Distancia del lecho expandido a la parte inferior de la canaleta de lavado (Asumido)	h1'	0,20	m	$H_4' = H + Hex + h_1'$	0,39	Distancia del borde de la canaleta de lavado a la superficie del medio filtrante estatico	m
18	Altura del Falso fondo	H1	0,25	m	$Hc' = H_1 + H_2 + H_3 + H_4'$	1,64	Altura del borde de la salida o recolección del filtro al fondo del filtro (real)	m
	Atura Drenaje mas la grava	H2	0,30	m				
	Altura del Lecho Filtrante	H3	0,70	m				

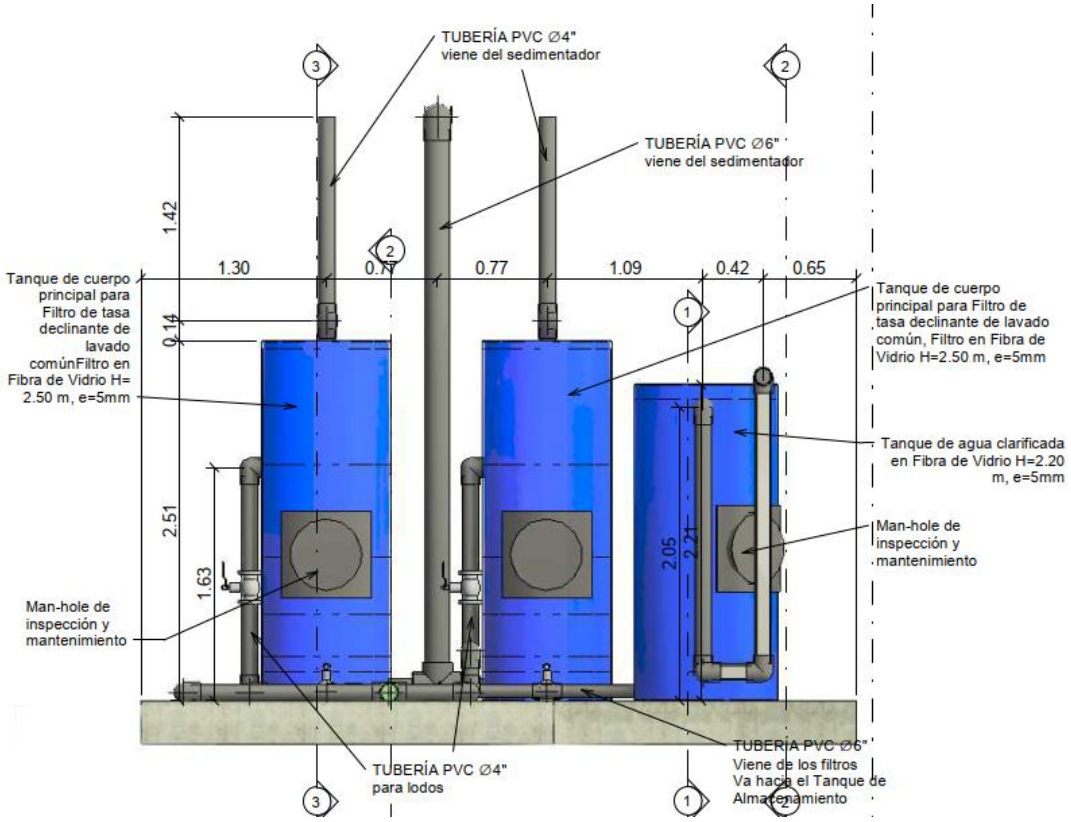
Tabla 5 Perdida de carga en el recorrido de agua de lavado

Paso	Datos	Cantidad		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
19	Densida de la arena	ρs	2,65	gr/cm^3	$hf = \frac{(1-\varepsilon_o)(\rho_s-\rho_a)L}{\rho a}$	0,267	Pérdida de carga en la arena durante el proceso de lavado	m
	Densida del agua	ρa	1,00	gr/cm^3				
	Espesor de la capa de arena	L	0,30	m				
	Porosidad de la arena	εo	0,46					
20	Densidad de la antracita	ρant	1,70	gr/cm^3	$hf = \frac{(1-\varepsilon'_o)(\rho_{ant}-\rho_a)L'}{\rho a}$	0,118	Pérdida de carga en antracita durante el lavado	m
	Porosidad de la antracita	ε'o	0,58					
21	Espesor de la capa de antracita	L'	0,40	m	hf1=hf+h'f	0,39	Pérdida de carga total en el lecho filtrante durante el lavado	m
22	radio del filtro	R	0,2	m	A discresión del manofacturador	8,0	Número de radios de desague	Unidad
23	Espaciamiento entre orificios	x	0,03	m	NO = 2*c/x	6	Número de boquillas en cada radio	Unidad
24	Número deradios por desague	Rd	8,0	unid.	Nt = N1*N2	48	Número total de boquillas	Unidad
	Número de Orificios en c/vigueta	NO	6,0	unid.				
25	Caudal de diseño	Q	0,0015	m^3/s	qo = Q/Nt	3,13E-05	Caudal de lavado por orificio	m^3/s
	Total de boquillas	Nt	48	orif.				
26	Diametro de los orificios del drenaje	do	1/2	pulg.	Ao = p*do^2/4	1,27E-04	Area de los orificios del drenaje	m^2
		do	0,0127	m				
27	Coeficiente de descarga de los orificios	Cd	0,65		$hf_2 = \frac{q_o^2}{2g(Cd \times A_o)^2}$	0,007	Perdida de carga en los orificios de las boquillas prefabricadas	m
	Aceleracion de la gravedad	g	9,81	m/s^2				
28	Altura del falso fondo	H1	0,25	m	Aff = H1*(b-0.2)	0,01	Seccion transversal del falso fondo	m^2
		Radio	0,22					
29	Caudal de diseño	Q	0,0015	m^3/s	Vff = Q/Aff	0,300	Velocidad en el falso fondo durante el retrolavado	m/s
	Area del falso fondo	Aff	0,005	m2				
30	Coeficiente de perdida de carga en el falso fondo	K	1,00		$hf_3 = \frac{K \times V_{FF}^2}{2g}$	4,587E-03	Perdida de carga en el falso fondo (Canal)	m
31	Velocidad en compuerta de entrada	Vc2	1,00	m/s	$hf_4 = \frac{K \times V_c^2}{2g}$	5,097E-02	Perdida de carga en la compuerta de salida (Orificios)	m
32					$hF_{Lavado} = hf_1 + hf_2 + hf_3 + hf_4 + hf_5$	0,45	PERDIDA DE CARGA TOTAL DURANTE EL RETROLAVADO	m
33					$HV = Hc + hF_{Lavado}$	2,09	Altura del vertedero que controla la hidraulica del lavado	m

Tabla 6 Perdida de carga en el proceso de filtración

Paso	Datos	Cantidad		Unidad	Criterios	Cálculos	Resultados	Unidad
34	Coeficiente de esfericidad Del cuadro 1 (arena)	Ce	0,80		$hf_2 = \frac{180\nu}{g} \times \frac{(1-\varepsilon_o')^2}{\varepsilon_o^3} \times \frac{1}{C_e^2} \sum \frac{X_i'}{d_i^2} L \times V_f$	6,49E-04	Perdida de carga inicial en la capa de arena en funcion de la velocidad de filtracion	m
	Viscocidad	V	1,004E-02	cm^2/s		6,49E,04 * VF		
35	Coeficiente de esfericidad del cuadro 2 (antracita)	Ce	0,70		$hf_1 = \frac{180\nu}{g} \times \frac{(1-\varepsilon_o)^2}{\varepsilon_o^3} \times \frac{1}{C_e^2} \sum \frac{X_i}{d_i^2} L \times V_f$	1,41E-04	Perdida de carga inicial en la capa de antracita en funcion de la velocidad de filtracion	m
	Viscocidad	V	1,004E-02	cm^2/s		1,41E-04 * VF		
36	**Hf medio filtrante**				Hf = E = Hf1+Hf2	7,90E-04	Perdida de carga en el medio filtrante en funcion de la velocidad de filtracion	m
						7,60E-04 *VF		
37	Area de cada filtro	AF	0,150	m^2	qo = VF*AF / (86400*Nt)	3,62E-08	Caudal por orificio del drenaje en el proceso de filtracion en funcion de la velocidad de filtracion	m^3/s
	Número total de orificios	Nt	48	unidad		8,27E-08* VF		
38	**Hf en el Drenaje**	Cd	0,65		$hf_3 = A_1 = q_o^2 / (2Cd^2 A_o^2 g) V_f$	9,83E-09	Perdida de carga inicial en drenaje durante el proceso en funcion de la velocidad de filtracion	m
		Ao	1,27E-04	m^2		5,14E-08 *VF		
39	Velocidad en el orificio de entrada	Vc1	1,1	m/s	Ac1 = 1.3 x Q / (Vc_1)	0,00182	Seccion de la compuerta de entrada	m^2
					Di = (Ac1 x 4 / π)^0.5 / 0.0254	1,90	Diametro de la compuerta de entrada	Pulg.
					D_i	2,00	Diametro Comercial	Pulg.
						0,0020	Area Circular	m^2
40	**Hf orificio de entrada**	K	1		$hf_4 = A_2 = \left(KVc\frac{2}{2}\right)/2g$	3,74E-08	Perdida de carga en la compuerta de entrada en funcion de la velocidad de filtracion	m
					Vc = AF x VF / (86400*Ac_2)	3,74E-08 *VFF2		
	Hf. Drenaje y Comp. Ent.				**HF** = A = Hf_3 + Hf_4	4,72E-08	Perdida de carga en la compuerta de entrada mas drenaje en funcion de la velocidad de filtracion	m
						3,99*VF2		
41	Número de Filtros	N	1	m/s	qc = Q / N	0,0005	Caudal por cada filtro	m^3/s
					Ac_2 = 1.3 x qc / Vc	0,0006	Seccion de la compuerta de salida	m^2
	Velocidad en compuerta de salida	Vc2	1,0		Di2 = (Ac2 x 4 / π)^0.5 / 0.0254	1,10	Diametro	Pulg.
					D_{i2}	2,00	Diametro Comercial	Pulg.
						0,002	Area Circular	m^2
42					Vc=AF*VF/(86400*Ac2)	8,57E-04	Velocidad en la compuerta de salida en funcion de la velocidad de filtracion	m/s
						8,57E-04*VF2		
43	**ECUACION GENERAL**				$\sum Hf = E \times V_F + A \times V_F^2 + G$	0,52	Carga hidraulica disponible para el proceso	m

Figura 5 Pantallazo hidráulico del dimensionamiento del perfil de diseño del filtro de lavado común. (Se muestran 3 de los 4 filtros)



Fuente: Grupo consultor

De acuerdo con el diseño hidráulico existen medidas que son importantes de recalcar como la altura de drenaje sin perder el lecho filtrante, la cual es 1.64 m medidos desde el suelo, indicada en el paso 20 de la tabla 4. La altura inicial del filtro será de 1.88 m medidos desde la base de la PTAP, la cual corresponde a la altura de control de lavado hidráulico. La altura de control de retrolavado es la indicada en el paso 33, 2.09 metros medidos desde la base de la PTAP. De acuerdo con la pérdida de carga máxima admisible se delimita el nivel máximo del filtro con 4.2 m de altura. Los ductos de ingreso, salida y descarga son de 4 a 2 pulgadas de

diámetro conforme al diseño hidráulico y el detalle de la configuración granulométrica podrá observarse en el plano detalle No5.

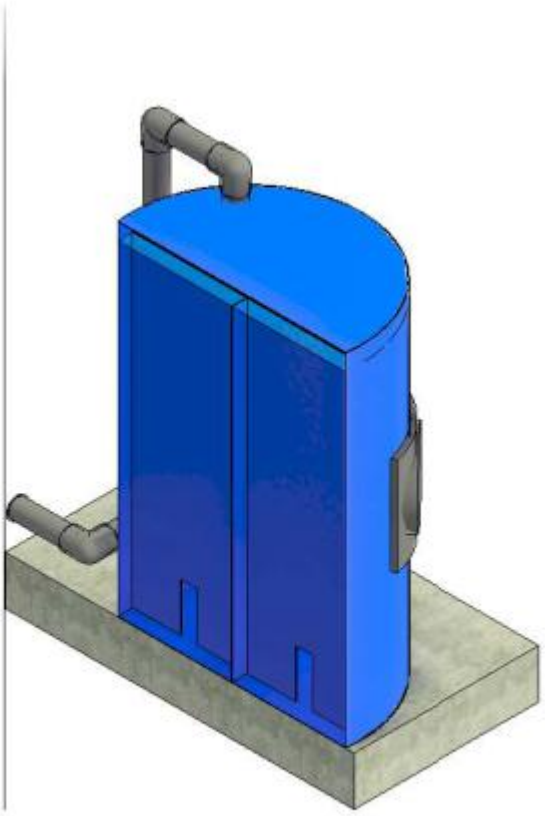
6. CÁMARA DE AGUA FILTRADA

Es necesario contar con un volumen de agua filtrada mínimo, para garantizar que se pueda mantener al menos 2 unidades en proceso de lavado, para lo cual se debe cumplir dicho requerimiento de volumen mostrado a continuación.

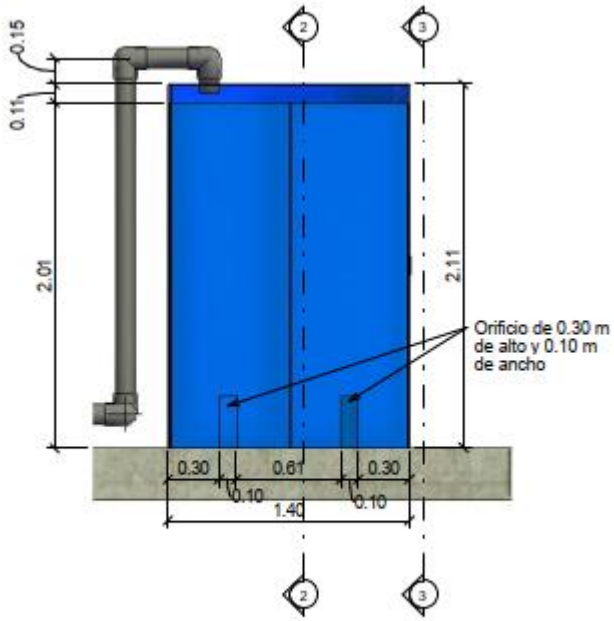
Tabla 7 Modelamiento hidráulico de la cámara de agua filtrada

Datos de diseño del tnanque de lavado de filtro			
Caudal de oper	Qd	1,5	l/s
Caudal de oper	QD	0,0015	m3/s
Rata de filtración	RTR	250	m3/m2*d
Tiempo de lavado (Filtro)	RTRH	8	min
% rendimiento	%	98	%
Numero de filtros	N	4	UND
Calculo de volumen de lavado			
$V_{Lavado} = \%_{Gasto\ operativo} * Q_{operacion}$			
Vlavado es el gasto de agua de lavado en m3			
% gasto operativo es (1-%rendimiento)			
Qoperacion es el caudal de operación en m3/día			
Volumen Lavado	VL	0,6	m3
% ADICIONAL	%	30%	
Volumen Lavado	Vl+30%	1,5	m3
Determinación del caudal de lavado			
Tiempo de lavado	TL	15	min
Tiempo de lavado	TLS	900	s
Caudal de lavado	QL	0,001656	m3/s
Caudal de lavado	QL	1,656	l/s
Calculo de Dimensiones del tanque de lavado			
$Volumen\ (m^3) = \mu * R^2\ (m^3) * h(m)$			
Volumen del filtro	V	1,6	m3
Numero Pi	π	3,142	
Altura del cilindro	h	2,100	m
Radio del cilindro	R	0,5	m

Figura 6 Pantallazo de cámara de agua filtrada y tanque de contacto de cloro



3D Oblicuo Tanque de Contacto de Cloro
Escala 1:15



Sección 01 Tanque de Contacto de Cloro
Escala 1:20

Fuente: Grupo consultor

De acuerdo con el dimensionamiento el plano cumple con las dimensiones mínimas, además de los accesorios necesarios para el ingreso.

7. DIMENSIONAMIENTO DE CAMARA DE CONTACTO DE CLORO.

Tabla 8 Modelamiento hidráulico de la cámara de contacto de cloro

Datos de diseño del tanque de contacto de cloro			
Caudal de oper	Qd	1,5	l/s
Caudal de oper	QD	0,0015	m3/s
Tiempo de retención hidráulico	TRH	1800	s
$Volumen\ (m^3) = Cudal\left(\frac{m^3}{s}\right) * TRH\ (s)$			
Volumen	V	2.7	m3
Estimación de volumen efectivo			
$Volumen\ ef(m^3) = volumen\ ex\ (m^3) - volumen\ de\ pt\ (m^3)$			
Num pantallas	#P	4	und
Espesor de pantalla	ep	0,005	m
Altura de la película de agua	HHc	2,0	m
Radio del tanque	R	2,000	m
Alto del Tanque	H	0,7	m
Volumen	vt	3,1	m3
Volumen de pantallas	pt	0,028	m
Volumen efectivo	Vef	3,1	m3

La cámara de contacto de cloro se compone principalmente de un (1) habitáculo con pantallas para el cambio de dirección, de acuerdo con la resolución 0330 de 2017, se debe garantizar un tiempo de contacto de cloro de mínimo de 30 minutos o 1800 segundos, para la lo cual se dimensiona con medidas de 1.0 m de diámetro, 2.2 m de alto y 1.96 metros de alto efectivo, originando un volumen de 3.1 m^3, El cual cumple la recomendación de garantizar los 20 min de tiempo de retención.

8. DIMENSIONAMIENTO DE LECHOS DE SECADO

Para la determinación del área necesaria para la deshidratación de los lodos se emplea la metodología AWWA, la cual se basa principalmente en estimar la producción de lodos a partir de la producción de carga contaminante en términos de QDO/Litro, empleando diversos factores de conversión consignados en la literatura, los cuales permitirán obtener una carga en base seca y una carga en base húmeda

para dimensionar las áreas y alturas necesarias para los módulos de playas o lechos de secado.

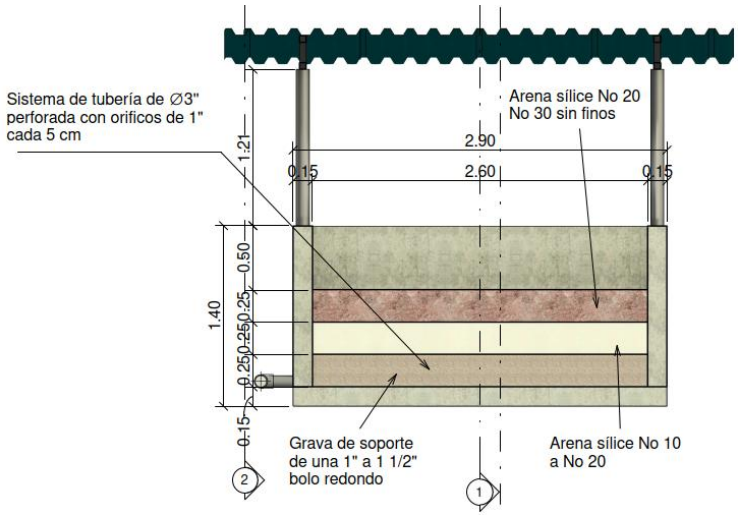
Tabla 9 Dimensionamiento hidráulico de los lechos de secado.

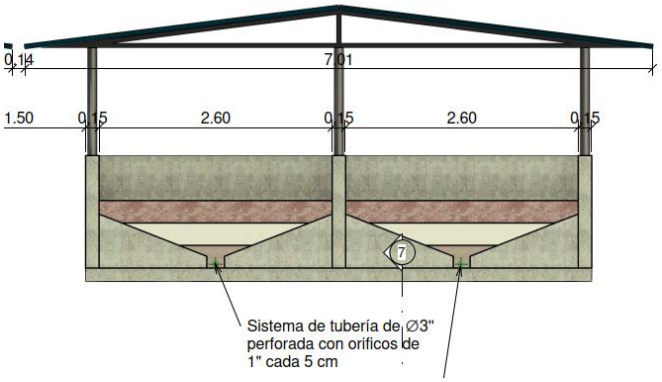
Datos de diseno para el cálculo de producción de lodos y lechos de secado		
DQO (Fuente chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/http://www.scielo.org.co/pdf/rium/v13n25/v13n25a02.pdf)	4.000	mg/L
Caudal	187.272	L/día
	1,5	L/s
	130	m3/día
Carga orgánica aplicada Co-apli	749,09	Kg DQO/día
Coeficiente de producción Y-lodo	1,27	kgST/kg DQO
Producción diaria de lodo en el reactor		
Producción diaria de lodo en el reactor P lodo $P_{lodo} = Y_{lodo} \times CO_{apl}$	954,64	KgST/día
Establecimiento de la rutina de descarte de lodo y tiempo del ciclo (tc) de los lechos de secado		
Cada cuanto se purga el reactor-Frecuencia de descarte fd	5	días
Concentración esperada		
Concentración Lodo (8%)	0,32	Fracción
Densidad del lodo g (1020 Kg/m3 a 1040 Kg/m3)	1.020	Kg/m3
Volumen de Lodo: $V = (P_{lodo} * f_d)/Clodo * \gamma$	14,6	m3
Masa de lodo excedente descartada de los reactores (Mlodo) $Masa_{Lodo} = P_{lodo * f_d}$	4.773,22	Kg
Dimensionamiento de los lechos de secado		
Altura de lámina de lodo en el lecho de secado (H-lecho)	0,29	m
$Area_{lecho} = \frac{Volumen\ de\ lodo\ en\ m^3}{Altura\ H\ del\ Lodo\ en\ m}$	51	m2

Área total para lecho de secado (A-lecho) Area Módulo		
Número de lechos	6	Unds
Área de lecho	8	m2
Ancho	2,91	m
Longitud	2,91	m
área del lecho de secado	8,4	m2
Tiempo de secado de lodos tc	5	días
Frecuencia de descarte	10	días
$\#modulos = \frac{Tiempo\ de\ purga}{Frecuencia\ de\ purga}$	0,29	Unidad

Fuente: Grupo consultor

Figura 7 Perfil hidráulico del lecho de secado de la PTAP



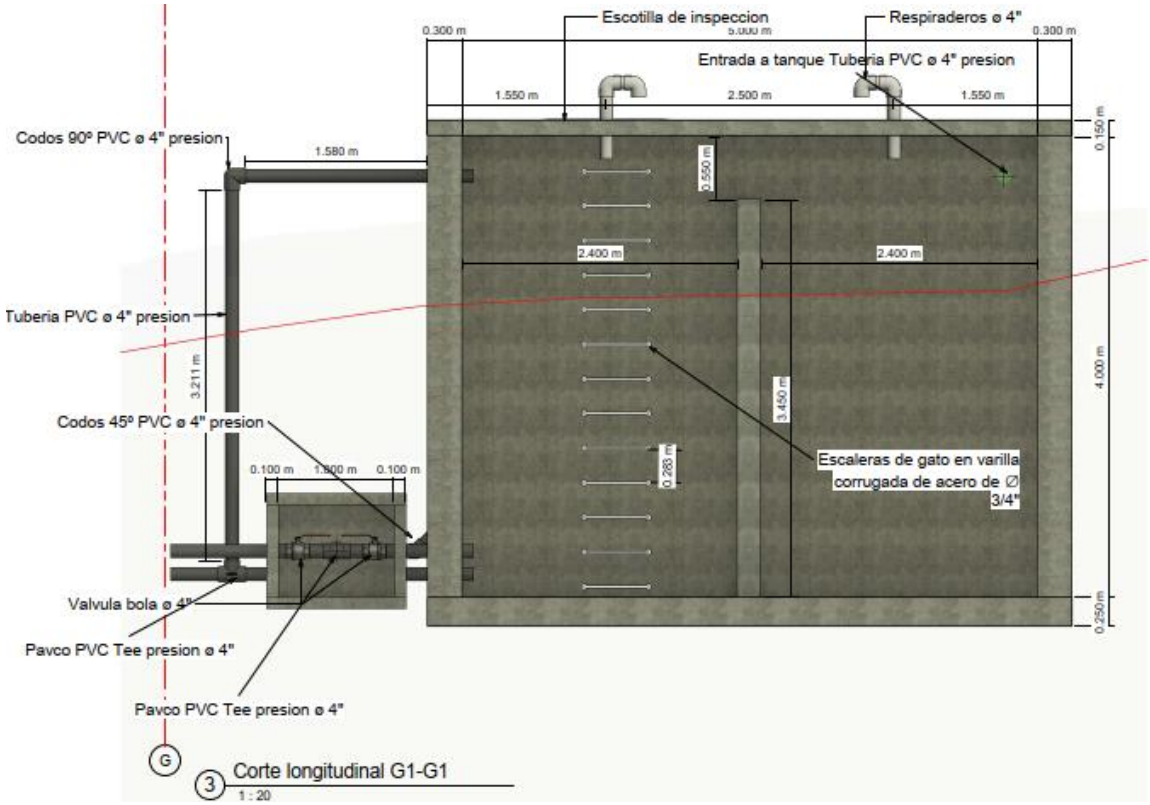


9. DISEÑO DEL TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Para el diseño del tanque de almacenamiento se debe indicar que se planteará el volumen requerido para los usuarios directos del sector de Cincelada, toda vez que se da por entendido que el tanque antiguo está en un predio privado que además no dota de la cabeza hidráulica suficiente para suministrar agua potable a los sectores de expansión del municipio.

El caudal de diseño para dicho tanque será de 1.6 l/s para lo cual se deben completar 74.5 m3/día, cumpliendo el artículo 81 de la resolución 0330/17, de modo que sus dimensiones constructivas son 4.5 m * 5.0 m * 3.5 m de dimensiones útiles, arrojando un volumen de 78.75 m3, superior al requerimiento diario para los usuarios de . El sistema de almacenamiento debe contar con un By-Pas para facilitar las labores de mantenimiento, conforme al articulo 80 de la resolución 0330/17. Contará con una válvula de control de llenado y un drenaje de seguridad en caso de que la válvula falle, evitando que se presurice la tapa y se ponga en riesgo la estructura, contará además con una ventilación superior, una válvula de control de flujo a la salida y una compuerta de ingreso para su inspección y mantenimiento.

Figura 8 Pantallazo plano hidráulico de tanque de almacenamiento.



10. CASETA PARA LAS ACTIVIDADES DE OPERACIÓN Y TRATAMIENTO

Las espero operación propuesta para el sistema de potabilización de la represa El Común, será principalmente un habitáculo de 4 m x 4 m de arista, y durante desnivel desde los 2,50 m hasta los 2.35 m. En su interior estará dotado con el área de coagulación, el cual constará de una zona húmeda para que el operador pueda asearse y pude hacer sus necesidades sin abandonar el área. Contará con un área específica de 1.50 m * 1.50 m para el aprovisionamiento de floculante y estabilizador de pH, la zona tiene la capacidad de almacenar hasta 0.5 Ton en una altura no superior al 1.20m. Así mismo se dota de un mesón enchapado de 3.50 m de longitud x 0.7m m de ancho con lava platos doble, dicho espacio es suficiente para medir

Color, turbidez, pH, cloro libre residual, alcalinidad, dureza y cloruros dado que solo se requieren 3 equipos a baterías y una bureta con 5 Erlenmeyer. A continuación, se presentan pantallazos de los planos de la caseta de operación.

Figura 9 Pantallazo isométrico caseta de operación PTAP

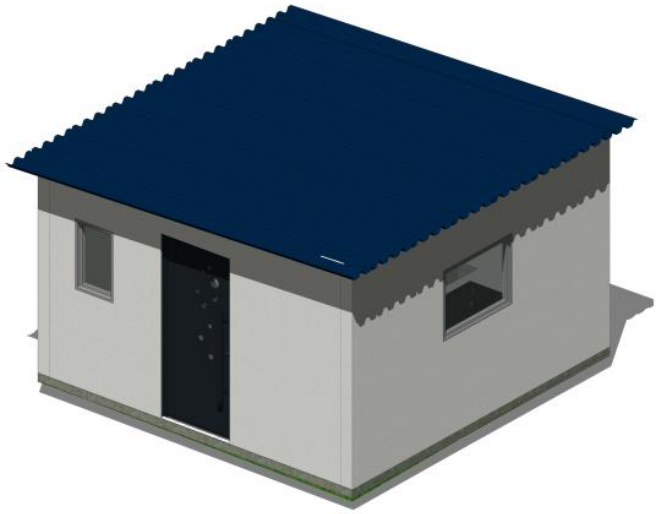
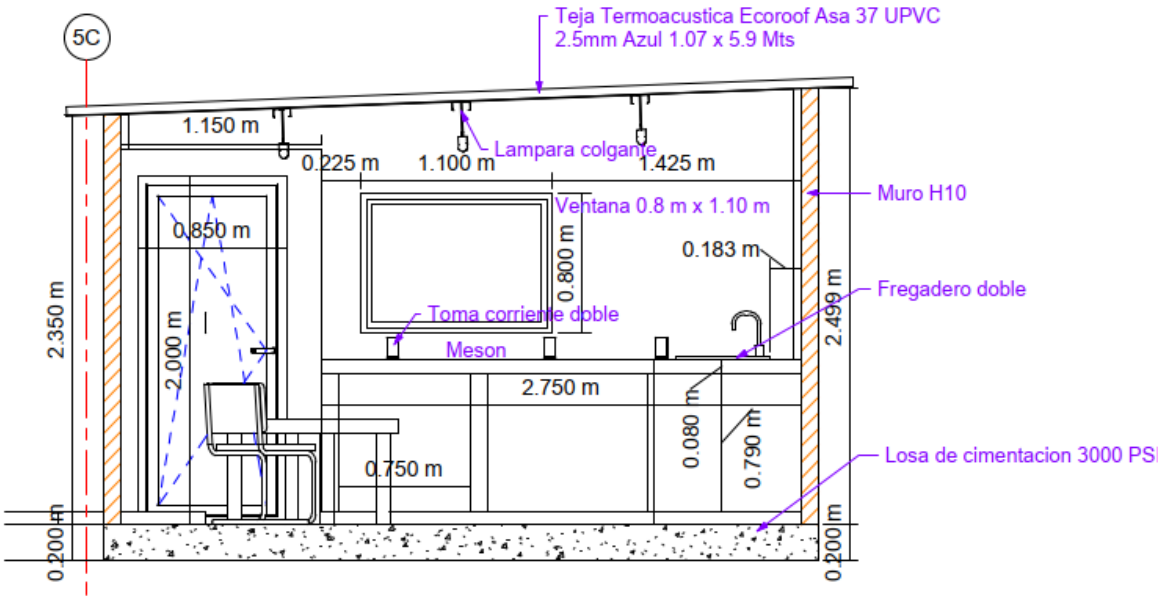


Figura 10 Pantallazo isométrico caseta de operación PTAP



LISTADO DE ANEXOS

Anexo 1. Plantilla de diseño Hidráulico PTAP

Anexo 2. Plantilla de diseño Hidráulico FILTROS LVC

Anexo 3. Plantilla de diseño hidráulico Lechos de secado PTAP

Anexo 4. Planos hidráulicos de diseño de la PTAP, unidades y obras complementarias