



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Filtros biológicos aireados a partir de
estructuras existentes en la planta para
tratamiento de aguas residuales de Ciudad
Universitaria**

TESIS

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

Emilio Álvarez Martínez

DIRECTOR DE TESIS

Dr. Simón González Martínez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2018



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/098/17

Señor
EMILIO ÁLVAREZ MARTÍNEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. SIMÓN GONZÁLEZ MARTÍNEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"FILTROS BIOLÓGICOS AIREADOS A PARTIR DE ESTRUCTURAS EXISTENTES EN LA PLANTA PARA TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE CIUDAD UNIVERSITARIA"

- INTRODUCCIÓN
- I. JUSTIFICACIÓN
- II. FILTROS BIOLÓGICOS AIREADOS
- III. TIPOS DE REACTORES Y SU COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO
- IV. CINÉTICA DEL CRECIMIENTO MICROBIANO
- V. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN FILTRO BIOLÓGICO AIREADO
- VI. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES
- VII. PROPUESTA DE MODIFICACIÓN
- VIII. CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 22 de noviembre del 2017.
EL PRESIDENTE

M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

AGRADECIMIENTOS

A mis padres por todo su cariño y amor incondicional. A mi madre por todo el tiempo de convivencia y la empatía que siempre me demuestras. A mi padre por preocuparse por mí y estar siempre presente, sobre todo, en los momentos más importantes. Les agradezco a ambos por enseñarme a ser ordenado, disciplinado y darme todo lo que he necesitado. Son mi ejemplo a seguir y es gracias a ustedes que he alcanzado las metas que me he propuesto en la vida.

A mis hermanos que han sido mi inspiración, siempre me han brindado su apoyo y me han motivado a convertirme en quien soy. Gracias a Carlos por los momentos de juego y diversión, las discusiones y por ser el ejemplo que me alentó a estudiar ingeniería civil. Gracias a Jimena por las risas, la ayuda y el cariño, sin esto no habría llegado hasta aquí.

Al doctor Simón González Martínez por su paciencia, tiempo y dedicación. Sus buenos consejos y orientación fueron fundamentales para realizar este trabajo. Además, le agradezco los conocimientos que compartió conmigo en el último año. Gracias por resolver todas mis dudas, o bien, ampliarlas.

Agradezco a todas y todos mis amigos que han sido parte fundamental de quien soy y de mi paso por la universidad. Gracias por estar siempre presentes y vivir conmigo grandes experiencias.

Quiero dar un reconocimiento especial al doctor Oscar González Barceló. Gracias por toda su ayuda para plantear la estructura de esta tesis, revisar a detalle los ejercicios realizados, obtener los planos originales de los filtros, apoyarme con los trabajadores que limpiaron los filtros y tomar medidas de los mismo. En particular, agradezco que haya razonado y analizado conmigo el argumento central de esta tesis.

Al ingeniero Juan Hilario García Gil y al personal de la planta para tratamiento de agua residual de Ciudad Universitaria por proporcionarme acceso a las instalaciones para la toma de medidas y fotografías que se incluyen en esta tesis.

A la UNAM y al Instituto de Ingeniería por ser un espacio en el que logré forjar nuevos vínculos y amistades, un lugar para pensar libremente y desarrollarme en lo académico y personal. Gracias por proporcionarme todos los elementos necesarios para mi formación profesional.

Al CONACYT y a la Fundación Telmex por los apoyos económicos brindados.

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	3
1. Justificación	4
1.1 Objetivos	7
1.2 Alcances.....	7
2. FILTROS BIOLÓGICOS AIREADOS	8
2.1 Filtración combinada.....	10
2.1.1 Operación convencional.....	10
2.1.2 Remoción de material orgánico, nitrificación y desnitrificación.....	11
2.2 Factores que afectan el proceso	12
2.2.1 Características del material filtrante.....	12
2.2.2 Profundidad del lecho filtrante y carga hidráulica	14
2.2.3 Características del agua residual y del entorno	15
2.2.4 Carga orgánica.....	17
2.2.5 Retrolavado	18
3. TIPOS DE REACTORES Y SU COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO	21
3.1 Reactores discontinuos	23
3.2 Reactores de mezcla completa	24
3.3 Reactores de flujo pistón	26
3.4 Desviaciones de la idealidad	27
4. CINÉTICA DEL CRECIMIENTO MICROBIANO	30
4.1 Crecimiento microbiano.....	31
4.2 Remoción de material orgánico	32
4.2.1 Flujo pistón.....	33
4.2.2 Mezcla completa	36
5. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN FILTRO BIOLÓGICO AIREADO.....	38
6. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES.....	48
6.1 Levantamiento en sitio.....	49
6.2 Descripción de la operación de los filtros de arena	53
6.3 Planos originales y comparación con el levantamiento.....	57
7. PROPUESTA DE MODIFICACIÓN	58
7.1 Memoria de cálculo.....	64
7.2 Elaboración de planos	71

7.3	Especificación de equipo auxiliar	73
7.4	Operación	73
7.4.1	Filtración.....	73
7.4.2	Retrolavado	74
7.4.3	Producción de lodo	75
8.	CONCLUSIONES	76
9.	REFERENCIAS.....	78

ANEXOS

Anexo 1 - Plano original de los filtros de arena

Anexo 2 - Plano actualizado de los filtros de arena

Anexo 3 - Plano de los nuevos filtros biológicos aireados

INTRODUCCIÓN

La planta para tratamiento de aguas residuales de Ciudad Universitaria fue puesta en marcha en 1982 y constaba de tres procesos biológicos para tratamiento de aguas residuales: sistema de lodos activados, filtro percolador y biodisco. Además tenía 6 filtros de arena para pulimento de las aguas tratadas en los procesos biológicos. En 2012 la planta fue remodelada y quedaron en desuso el filtro percolador, el biodisco y los filtros de arena.

Este trabajo propone la utilización de las estructuras en desuso en la planta para tratamiento de agua residual de Ciudad Universitaria modificándolas para utilizarlas y tratar un mayor caudal de agua residual. Los filtros de arena, en específico, tienen potencial para adaptarse como filtros biológicos aireados para tal fin.

Los filtros biológicos aireados son un sistema de tratamiento de agua residual de biomasa fija que combina la retención de los sólidos suspendidos contenidos en el agua residual con la remoción de nutrientes en un medio granular sumergido que proporciona la superficie sobre la cual se desarrollan microorganismos.

Con base en la información proporcionada en la literatura, para aumentar el caudal de agua residual por tratar con filtros biológicos aireados, este trabajo propone modificaciones de las estructuras de los filtros de arena en desuso.

Para lograr los objetivos planteados se realizaron las siguientes actividades:

- Búsqueda de información en literatura.
- Desarrollo del procedimiento de diseño de filtros biológicos aireados. Debido a la inexistencia de información sobre el diseño de biofiltros el procedimiento es completamente propio.
- Levantamiento de las estructuras que conforman a los filtros de arena.
- Actualización de planos existentes.
- Propuesta de modificaciones y su respectiva memoria de cálculo especificando el equipo auxiliar.
- Elaboración de planos y del perfil hidráulico de los nuevos filtros biológicos aireados.

Este documento de tesis contiene consideraciones de diseño, cálculos para el diseño de los filtros y estructuras hidráulicas complementarias y los planos resultantes de la propuesta.

1. JUSTIFICACIÓN

La planta para tratamiento de aguas residuales de Ciudad Universitaria comenzó su operación en septiembre de 1982 (Norouzian, 1983). Originalmente fue diseñada para tratar 40 litros por segundo, de los cuales 20 l/s eran tratados por el sistema de lodos activados, 10 l/s por el disco biológico rotatorio y los 10 l/s restantes por el filtro percolador (figura 1.1).



Figura 1.1. Planta para tratamiento de agua residual de C.U. Foto del 7 de junio de 2017.

La planta tenía como objetivos principales:

- i. Tratar el agua residual para su aprovechamiento en el riego de las zonas verdes de CU (Jiménez Cisneros, 1986).
- ii. Apoyar las actividades de investigación otorgando las facilidades necesarias para el desarrollo de proyectos (García Gil, 2007).
- iii. Operar con fines didácticos y de investigación. Es por esto que cuenta con tres trenes de tratamiento distintos (poco común en plantas de tratamiento).

Actualmente no se cuenta con el proyecto original, por lo tanto, se desconocen las bases de diseño, los criterios y memorias de cálculo (García Gil, 2007). La figura 1.2 muestra el arreglo general de la planta.



Figura 1.2. Distribución de la planta de tratamiento de agua residual de CU (González Barceló *et al.*, 2011)

En diciembre de 1982, Simón González realizó un informe en el que describía el estado de la planta. En este concluyó que los lodos activados debían operar a 20 l/s, el disco biológico a 10 l/s y el filtro percolador a 4 l/s (González Martínez, 1982).

En julio de 1986, Blanca Jiménez Cisneros reportó que la planta estaba operando a 23 l/s y que no se había logrado llevarla a su capacidad de diseño. En ese momento, la planta operaba sin la utilización del sistema de filtros debido a que los operadores no sabían manejarlos. Este sistema era indispensable para darle pulimento al efluente de los sedimentadores y obtener la calidad del agua deseada (Jiménez Cisneros, 1986).

Algunos años después se logró que la planta operara a su gasto de diseño y en ocasiones a 50 l/s debido a:

- a) Concentraciones de DBO, en el influente, bajas a ciertas horas del día (García Gil, 2007).
- b) La inexistencia de la normatividad que regula la calidad del agua para reúso (NOM-003-SEMARNAT-1997).

Entre 1996 y 1997 se puso en marcha una campaña para el uso eficiente del agua en Ciudad Universitaria. Se implementó la sustitución de inodoros por otros de bajo consumo, se colocaron válvulas ahorradoras y se buscó mejorar la labor de identificación y reparación de fugas. Con esto disminuyó el consumo de agua potable, aumentando la DBO (150 mg/l a 250 mg/l en horas pico) debido a la alta concentración de materia orgánica en el agua residual (García Gil, 2007). Al tener un influente con una DBO mucho mayor a la de diseño, se redujo el gasto de operación a 30 l/s.

En 2011 se realizó un diagnóstico completo de la planta (González Barceló *et al.*, 2011). La planta operaba a 21.8 l/s, de los cuales:

- a) Lodos activados
Operaba a 10 l/s y su máximo caudal de tratamiento era de 11 l/s (limitado por la aireación y el sedimentador secundario)
- b) Disco biológico
Operaba a 6 l/s, lo cual estaba bien ya que su límite máximo calculado fue de 6 l/s.
- c) Filtro percolador
Operaba a 5.8 l/s y su caudal debía estar entre 0.75 y 2.5 l/s.

En 2012 se realizaron las modificaciones hoy presentes en la planta dejando en desuso el tanque desarenador, los medidores Parshall, el disco biológico, el filtro percolador, los sedimentadores secundarios y los filtros de arena. Se instalaron, una planta compacta Ro 5C que hace el trabajo de una criba fina y un desarenador y una membrana para la ultrafiltración del agua proveniente del tanque de aireación, ambas de Huber Technology S.E.

Hoy en día la planta trata 20 l/s en promedio. Este gasto es aproximado al que se trataba antes de realizar los cambios.

De todos los componentes en la planta, los filtros de arena (figura 1.3) tienen un gran potencial para convertirse en filtros biológicos aireados. Esto debido a que tienen una profundidad de casi 6 metros y una superficie de filtración de 3.24 m^2 , esto nos permite modificar su funcionamiento con facilidad. Los filtros biológicos aireados, presentan una gran ventaja que es la retención de sólidos y la remoción de materia orgánica de manera simultánea (Mendoza Espinosa y Stephenson, 1998).



Figura 1.3. Filtros de arena de PTAR C.U. Foto del 2 de mayo de 2017.

De realizarse las modificaciones que se proponen en este trabajo, se podrían tratar entre 5 y 10 l/s, aproximadamente solo con los filtros. Esto hace falta debido al aumento anual de estudiantes en Ciudad Universitaria.

1.1 Objetivos

Objetivo general

Acondicionar los filtros de arena de la planta para tratamiento de aguas residuales de Ciudad Universitaria para ser utilizados como filtros biológicos aireados.

Objetivos particulares

- Proponer un procedimiento para diseño de filtros biológicos aireados.
- Plantear el funcionamiento hidráulico de los filtros biológicos aireados.
- Indicar los componentes y accesorios para la filtración biológica aerobia.

1.2 Alcances

- Con base en las estructuras existentes, el propósito de los filtros es remover materia orgánica y sólidos suspendidos y nitrificar.
- A partir de un levantamiento, describir la operación de los filtros de arena de alta tasa existentes y generar planos actualizados.
- Elaboración de planos y un manual de operación de los nuevos filtros biológicos aireados.
- Se usará la ecuación de Monod como base para describir el proceso bioquímico de remoción de material orgánico.

2. FILTROS BIOLÓGICOS AIREADOS

Con base en su configuración, los procesos con biopelículas se dividen en tres tipos (Iwai & Kitao, 1994):

- Filtros biológicos de lecho sumergido
- Discos biológicos rotatorios
- Filtros percoladores

Los filtros biológicos de lecho sumergido se subdividen en: lecho fijo, lecho expandido y lecho fluidizado (Iwai y Kiato, 1994) (figura 2.1).

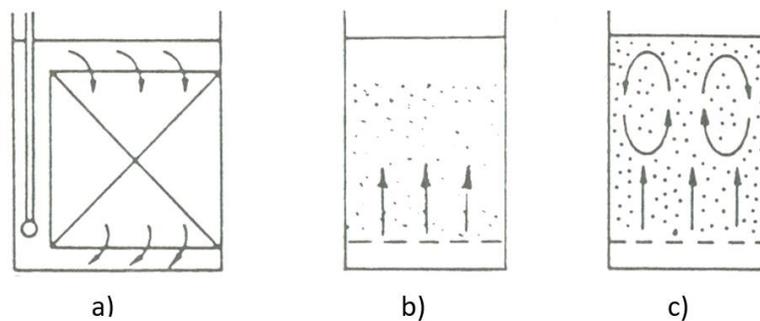


Figura 2.1 Tipos de filtros biológicos de lecho sumergido. a) Lecho fijo; b) Lecho expandido; c) Lecho fluidizado (Iwai y Kiato, 1994).

Los reactores de lecho fijo se pueden clasificar como se muestra en la figura 2.2.

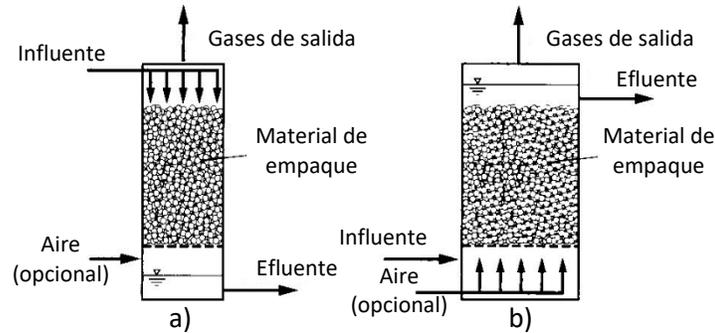


Figura 2.2 Reactores de lecho fijo a) de flujo descendente b) de flujo ascendente (Metcalf & Eddy, Inc., 2013)

Los filtros biológicos aireados, son un sistema de tratamiento de agua residual que se desarrolló hace aproximadamente 30 años y que consisten en:

- Una operación unitaria, que es la retención física de partículas suspendidas a través de la filtración por un medio granular.
- Las transformaciones bioquímicas por microorganismos adheridos al material de soporte (medio granular).

A esto se le conoce como filtración con película biológica, biofiltración o filtración combinada (Iwai y Kiato, 1994).

Los biofiltros o BAF (Biological aerated filters), por sus siglas en inglés, presentan múltiples ventajas:

- Combina la retención de sólidos y la aireación en una misma unidad lo que la hace una planta de tratamiento compacta y simple (Paffoni *et al.*, 1990; Lazarova y Manem, 1994).
- Requiere de un menor terreno o área de tratamiento y produce menos lodos que el proceso de lodos activados (Ouyang *et al.*, 2000).
- Ofrecen un alto rendimiento en una gran variedad de aplicaciones en tratamiento de aguas residuales municipales e industriales (Pujol *et al.*, 1994).
- Su diseño compacto y modular los hace adecuados cuando la población es variable (p.e. áreas turísticas) (Pujol *et al.*, 1994).
- No requieren sedimentadores primario y secundario, por lo que el tiempo de retención celular es independiente del tiempo de retención hidráulico (Ouyang *et al.*, 2000).
- Se mantienen estables cuando se presentan variaciones en carga orgánica, carga hidráulica y temperatura (Lazarova y Manem, 1994).
- Contiene una gran diversidad de microorganismos que se distribuyen de forma homogénea a lo largo del filtro (Ouyang *et al.*, 2000; Pujol *et al.*, 1994).

Los biofiltros constan de tres fases (Pujol *et al.*, 1992):

- La fase sólida, que conforma el material granular, el cual retiene los sólidos suspendidos y sirve de soporte para la biomasa.
- La fase líquida es en la que el material granular está sumergido.
- La fase gaseosa es el aire proporcionado para aeración.

2.1 Filtración combinada

2.1.1 Operación convencional

La filtración combinada consiste en pasar agua residual a través de una cama de material filtrante, la cual esta soportada, generalmente, por un falso fondo con boquillas que permiten el paso del agua pero no el de las partículas filtrantes. Dependiendo del objetivo del tratamiento se le puede inyectar aire al medio para permitir el desarrollo de microorganismos aerobios y facultativos (Cobos Becerra, 2013).

Conforme las partículas suspendidas en el agua son retenidas por el medio y el grosor de la biopelícula aumenta, los poros son ocluidos y hay una pérdida de carga en el filtro. Al colmatarse el lecho, es necesario realizar un "retrolavado". Este consiste en introducir aire y agua por la parte inferior del filtro para remover los sólidos y la biomasa en exceso que se encuentra en los poros del lecho (Martin, 1999).

Un filtro biológico aireado, al ser un reactor de lecho fijo, puede operar de dos formas: flujo ascendente o descendente.

Hoy en día los dos principales productores de biofiltros comerciales son Degrémont Technologies, con el Biofor® (figura 2.3) de lecho sumergido (densidad del material filtrante es mayor que la del agua) y Veolia, con el Biostyr™ de lecho suspendido (densidad del material filtrante es menor que la del agua).

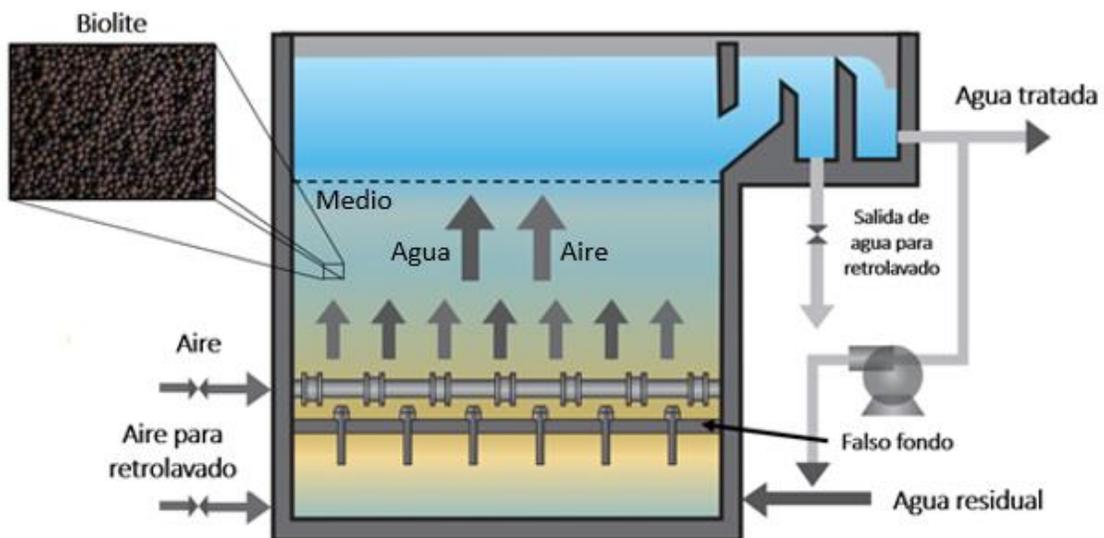


Figura 2.3 Diagrama del funcionamiento del Biofor® (Suez - Degrémont Technologies, 2011)

En 1994 se reportan más de 50 plantas de tratamiento equipadas con este sistema (Biofor®) en Europa y Norte América. La profundidad del lecho para remoción de material carbonoso y/o nitrificación es 3 metros, pero puede ser de 2 a 4 metros para aplicaciones específicas. El tiempo de contacto de los filtros es de 15 minutos a 1 hora y el retrolavado se realiza cada 24 a 48 horas (Pujol *et al.*, 1992).

Los filtros biológicos se pueden utilizar como un pulimento del efluente proveniente del tratamiento secundario, como tratamiento terciario o como un proceso único. El uso más común ha sido como proceso único debido a que la retención de sólidos suspendidos en el medio filtrante hace innecesario el uso de clarificadores secundarios (Mendoza Espinosa y Stephenson, 1999).

2.1.2 Remoción de material orgánico, nitrificación y desnitrificación

En la figura 2.4 se muestra cómo varían las concentraciones de nutrientes con respecto a la altura en un biofiltro. A los cero metros se tiene el fondo del reactor y en el punto tres la parte superior del lecho filtrante. Esta figura corresponde a un filtro biológico aireado de flujo ascendente con un material filtrante poroso.

La máxima concentración de material orgánico (DQO, DBO) se localiza en la parte baja o influente y tiende a disminuir conforme se mueve hacia el efluente o parte superior del filtro debido a la actividad de los microorganismos y a la retención física de las partículas en suspensión. Los sólidos suspendidos (SST) disminuyen ya que son retenidos por el material filtrante. Para evitar la acumulación excesiva de microorganismos y sólidos retenidos se realiza un retrolavado con lo que se mantiene el grosor de la biopelícula constante y los espacios entre las partículas despejados.

El nitrógeno amoniacal (N-NH_4) es transformado principalmente en nitratos (N-NO_3) por los microorganismos de la biopelícula; a este proceso se le conoce como nitrificación. El resultado es la disminución de la concentración de nitrógeno amoniacal y aumento en la concentración de nitrógeno de nitratos. Una parte pequeña del nitrógeno amoniacal es utilizada por los microorganismos para su crecimiento y queda incorporado a la masa celular de los nuevos microorganismos.

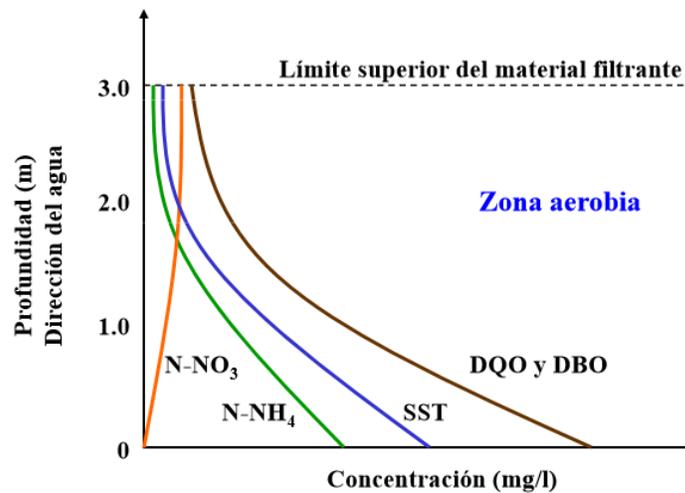


Figura 2.4 Perfil de concentración de nutrientes en un BAF con medio poroso (González Martínez, 2007)

La figura 2.5 corresponde al perfil de un filtro biológico de dos etapas con una zona anóxica y una aerobia. En este filtro se recircula parte del caudal tratado (efluente), el cual contiene nitratos provenientes de la nitrificación. Estos nitratos pueden ser transformados en nitrógeno molecular (N_2) en la región anóxica del reactor por procesos de desnitrificación.

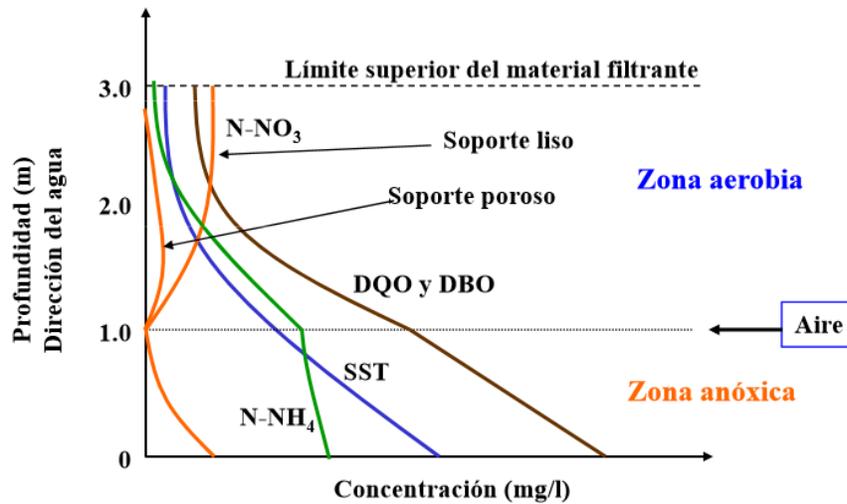


Figura 2.5 Perfil de concentración de nutrientes en un BAF de dos etapas con recirculación del efluente (González Martínez, 2007)

Cuando el material de soporte es poroso, permite el desarrollo de zonas anaerobias en la profundidad de los poros y la nitrificación y desnitrificación se pueden presentar, de manera simultánea bajo condiciones aerobias, en las zonas superiores del filtro.

2.2 Factores que afectan el proceso

Existen diversos factores que afectan el proceso de filtración combinada, tales como: las características de la cama, el agua residual, el entorno y el comportamiento hidráulico del reactor.

2.2.1 Características del material filtrante

El material que compone a la cama del filtro y sus dimensiones, son de suma importancia para conocer el comportamiento hidráulico del reactor y la cinética de las reacciones bioquímicas que ocurren dentro de él. Los BAFs comerciales como el Biofor® y el Biostyr™ utilizan partículas de soporte esféricas poco porosas (figura 2.6). Esto les facilita el cálculo del área superficial en que se pueden desarrollar los microorganismos en el reactor.

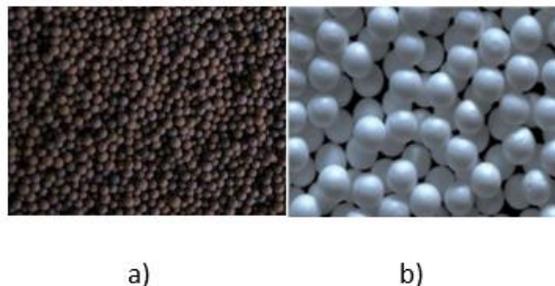


Figura 2.6 Material filtrante de BAFs comerciales a) Biolite® del Biofor® (Suez - Degrémont Technologies, 2011) b) Biostyrene™ del Biostyr™ (Veolia - Water Technologies, 2016)

Las partículas de biolite® son de cerámica y están diseñadas para tener la densidad, dureza y porosidad óptimas. Las partículas de biostyrene™ son de poliestireno, un material flotante. Es por esto que el Biostyr™ se puede configurar como Biostyr DUO™, una combinación de un biofiltro y un reactor biológico de lecho móvil, el cual está compuesto por discos llamados AnoxKaldnes™ (figura 2.7).



Figura 2.7 Medio doble en un Biostyr DUO™ (Veolia - Water Technologies, 2016)

De acuerdo con diversos investigadores, un buen material debe cumplir con la mayoría de las siguientes características (Elmitwalli, 2000; Iwai y Kitao, 1994; Moore *et al.*, 2001; Fitzpatrick, 1998; Humby y Fitzpatrick, 1996; Mendoza Espinosa y Stephenson 1999):

- Elevada área superficial específica
- Superficie de partículas áspera o rugosa
- Alta porosidad de las partículas y del medio
- Buena compactación del material filtrante
- Grado adecuado de adherencia de los microorganismos
- Alta capacidad para retener sólidos suspendidos
- Estabilidad química y biológica
- Densidad del medio aproximada a la densidad del agua para evitar grandes cargas sobre las estructuras y reducir la potencia requerida para el retrolavado
- Alta resistencia a presión y abrasión
- Facilidad de obtención
- Costos bajos

No es fácil encontrar un material de soporte que reúna todas las características enunciadas. Todos los materiales presentan ventajas y desventajas, es por esto que se debe analizar el material y elegir el adecuado para poder alcanzar la calidad del efluente requerida con el biofiltro.

El tamaño de las partículas es un factor que afecta la eficiencia del tratamiento, ya que modifica la capacidad de medio para retener sólidos y el área superficial específica disponible sobre la que se desarrollan los microorganismos (tabla 2.1). Es por esto que se recomienda que se utilicen partículas grandes (> 6mm) para tratamiento secundario, partículas intermedias (3 a 6 mm) para tratamiento único y partículas pequeñas (< 3mm) para pulimento y/o tratamiento terciario (Mendoza Espinosa y Stephenson, 1999).

La porosidad y rugosidad de las partículas del medio también son de suma importancia, ya que optimizan el grado de adherencia y la producción de los microorganismos así como la retención de sólidos.

Tabla 2.1 Ventajas y desventajas de distintos tamaños de partículas para la filtración combinada

Tipo de medio	Tamaño	Ventajas	Desventajas
Partículas grandes	Mayores a 6 mm	Requiere una menor potencia para realizar el retrolavado, por lo que disminuye el costo de operación.	Menor remoción de sólidos y nutrientes debido a grandes espacios vacíos. Menor área superficial para el desarrollo de microorganismos.
Partículas pequeñas	Menores a 3 mm	Requiere un retrolavado frecuente y vigoroso, aumentando el costo de operación	Mayor capacidad de filtración y mayor área superficial para el desarrollo de microorganismos.

(Mendoza Espinosa y Stephenson, 1999)

2.2.2 Profundidad del lecho filtrante y carga hidráulica

En un filtro biológico, el tiempo de contacto entre un sustrato y los microorganismos varía en función de la profundidad de la cama filtrante y de la carga hidráulica. Con base en esto se puede determinar el tiempo de contacto de la siguiente forma:

$$TC = \frac{z}{CH} \quad (2.1)$$

Donde,

TC = Tiempo de contacto (h)

z = Profundidad del lecho filtrante (m)

CH = Carga hidráulica, es la relación entre el gasto y el área de filtración ($m^3/m^2 \cdot h$)

$$CH = \frac{Q}{A_f} \quad (2.2)$$

Donde,

Q = Gasto que pasa por el sistema (m^3/s)

A_f = Área de filtración (m^2)

Al sustituir la carga hidráulica (ecuación 2.2) en el tiempo de contacto (ecuación 2.1) obtenemos:

$$TC = \frac{A_f \cdot z}{Q} \quad (2.3)$$

El área de filtración multiplicada por la profundidad del lecho es igual al volumen del filtro.

$$V = A_f \cdot z \quad (2.4)$$

Donde,

V = Volumen del reactor (m^3)

Sustituyendo el volumen (ecuación 2.4) en el tiempo de contacto (ecuación 2.3) se obtiene:

$$TC = \frac{V}{Q} \quad (2.5)$$

El tiempo de retención hidráulico es la relación entre el volumen del reactor y el gasto que fluye a través de él, por lo tanto, el tiempo de contacto en un BAF es igual al tiempo de retención hidráulico.

$$TC = TRH \quad (2.6)$$

La carga hidráulica también afecta la cantidad de sólidos suspendidos totales en el efluente del filtro. Al aumentar la carga hidráulica se puede generar arrastre de sólidos y de microorganismos adheridos en el medio.

La profundidad del lecho afecta el retrolavado del filtro, ya que a mayor profundidad, se requiere de una carga y caudal para fluidizarlo.

2.2.3 Características del agua residual y del entorno

Existen dos tipos de redes de drenaje, combinado y separado. El drenaje separado es el que tiene dos tuberías independientes, en una fluye el agua residual y en la otra el agua de lluvia. En el drenaje combinado se tiene una sola tubería en la que fluye el agua residual mezclada con el agua de lluvia.

En México, las zonas que cuentan con alcantarillado, tienen un sistema combinado. Este sistema lleva agua residual con características variables en distintas épocas del año debido al agua de lluvia. Esto afecta de forma directa a los procesos de tratamiento ya que modifican la concentración de los componentes del agua residual.

El flujo de agua residual, varía en función del tiempo y el lugar. La figura 2.8 muestra la variación a lo largo del día para un sistema de drenaje combinado durante época de lluvias.

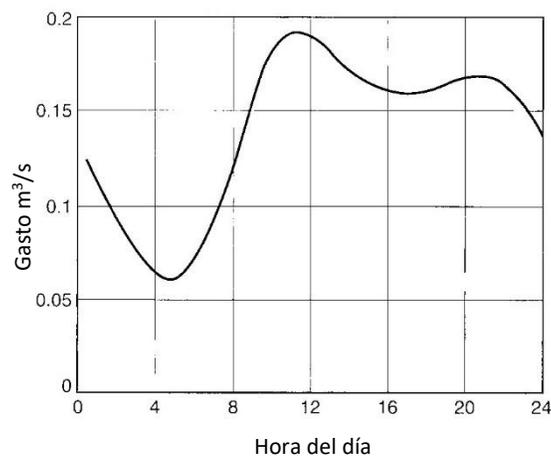


Figura 2.8. Variaciones típicas de flujo de agua residual doméstica (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

El agua residual se puede englobar en dos tipos: producida por la sociedad y generada internamente en plantas para tratamiento.

El agua residual producida por la sociedad se divide en (Henze y Comeau, 2008):

- Doméstica
- De instituciones
- Industrial
- De infiltración
- De lluvia
- De lixiviado
- De fosa séptica

Los componentes presentes en el agua residual se pueden dividir en nueve categorías mostradas en la tabla 2.2.

Tabla 2.2 Características de los componentes del agua residual

Componente	Características	Razón de su importancia
Sólidos suspendidos	Fibras, bacterias, coloides. Representan aproximadamente el 30% de la DBO	Pueden llevar a depósito de lodos y a condiciones anaerobias cuando el agua residual cruda se descarga en un cuerpo de agua
Microorganismos	Patógenos: bacterias, virus y huevos de helmintos, metazoarios	Pueden transmitir enfermedades contagiosas
Material orgánico biodegradable	Compuestos principalmente de proteínas, carbohidratos y grasas	Se agota el oxígeno en ríos, lagos y otros cuerpos receptores. Peces muertos, mal olor
Otros materiales orgánicos	Detergentes, pesticidas, grasas, colorantes, solventes, fenoles, cianuro	Efecto tóxico, inconvenientes estéticos, bio-acumulación en la cadena alimenticia
Nutrientes	Fósforo, amonio	Eutroficación, agotamiento de oxígeno, efecto tóxico
Metales pesados	Mercurio, plomo, cadmio, cromo, cobre, níquel	Efecto tóxico, bio-acumulación en cadena alimenticia
Material inorgánico	Calcio, sodio y sulfato. Ácidos (p.e. ácido sulfhídrico) y álcalis	Corrosión, efecto tóxico
Efecto térmico	Agua caliente	Cambia las condiciones de vida de la flora y fauna
Olor (y sabor)	Ácido sulfhídrico, mercaptanos	Efecto tóxico, inconvenientes estéticos
Radioactividad	Sin aspecto aparente	Efecto tóxico, acumulación

(Henze y Comeau, 2008; Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

El material orgánico es el principal contaminante del agua residual, el cual se mide como demanda biológica de oxígeno (DBO) o demanda química de oxígeno (DQO). La determinación de la DQO es rápida. La DBO requiere de días para su obtención (Henze y Comeau, 2008).

Al igual que el gasto, la concentración de sustratos en el agua varía en función al tiempo. En la mayoría de los casos la variación es diaria, en algunos es semanal y en otros depende de un patrón de producción industrial. Estas variaciones son importantes para el diseño y operación de la planta. La figura 2.9 muestra las variaciones de la concentración de nitrógeno amoniacal a lo largo de un día.

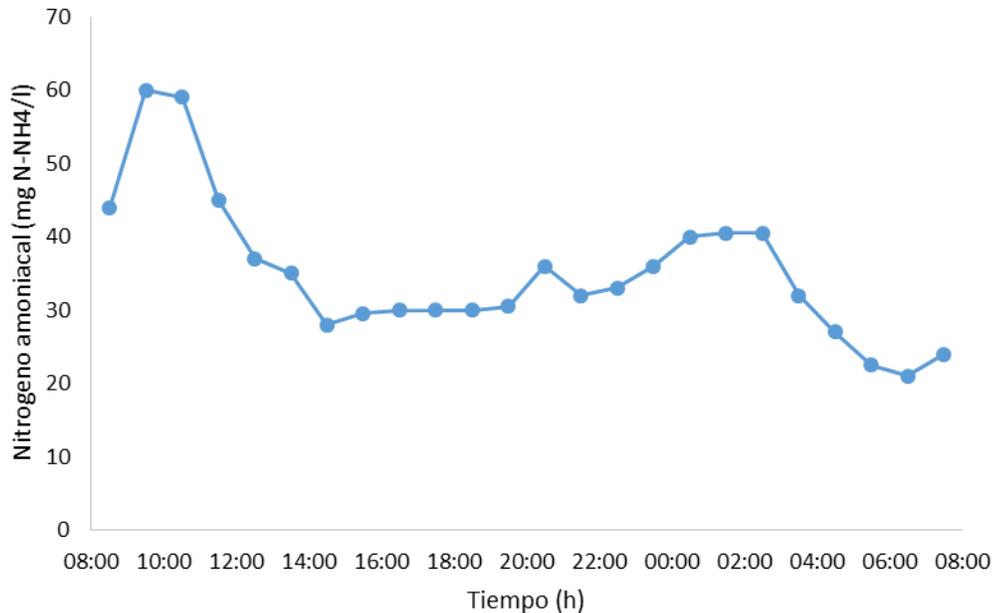


Figura 2.9. Variación de nitrógeno amoniacal en el influente de la planta para tratamiento de agua residual de Galindo en España (Henze y Comeau, 2008)

Conocer las características del agua residual a tratar es de suma importancia para determinar los criterios de diseño necesarios para el desarrollo de los filtros biológicos aireados y cualquier otro sistema de tratamiento de aguas residuales.

2.2.4 Carga orgánica

La carga orgánica se define como la cantidad de sustrato que ingresa al sistema, por masa de microorganismos presentes y por unidad de tiempo (Cobos Becerra, 2013). Para los sistemas de biomasa fija (discos biológicos, filtros percoladores, BAFs), se puede expresar en términos de área superficial del medio de soporte, ya que sobre ella se desarrolla la biopelícula. Por lo general los datos se reportan en función de la masa de microorganismos presentes o del área superficial sobre la cual se desarrollan los microorganismos. La carga orgánica volumétrica se expresa como:

$$CO_v = \frac{Q \cdot S_0}{V}$$

Donde,

CO_v = Carga orgánica volumétrica (kgDBO/m³·d o kgDQO/m³·d)

Q = Gasto (m³/s)

S_0 = DBO o DQO en el influente (kgDBO/m³ o kgDQO/m³)

V = Volumen del reactor (m³)

La carga orgánica superficial se expresa como:

$$CO_s = \frac{Q \cdot S_0}{A}$$

Donde,

CO_s = Carga orgánica superficial (kgDBO/m²·d o kgDQO/m²·d)

Q = Gasto (m³/s)

S_0 = DBO o DQO en el influente (kgDBO/m³ o kgDQO/m³)

A = Área superficial del material de soporte expuesto a colonización de microorganismos (m²)

Al utilizar distintos materiales de filtración y aplicaciones, la literatura reporta valores muy variados de cargas orgánicas para filtros biológicos aireados. La tabla 2.3 muestra los límites de operación para los filtros Biofor®. Los datos de esa tabla se obtuvieron del análisis de 50 plantas de tratamiento en Europa equipadas con filtros Biofor®.

Tabla 2.3 Límites de operación Biofor®

Aplicación	Carga orgánica	Carga hidráulica
Remoción de materia orgánica	10 kgDQO/m ³ ·d	6 m ³ /m ² h
Nitrificación	1.5 kgN-NH ₄ /m ³ ·d	10 m ³ /m ² h
Desnitrificación	> 4 kgN-NO ₃ /m ³ ·d	14 m ³ /m ² h
Remoción de fósforo	0.4 kgP _T /m ³ ·d	11 m ³ /m ² h

(Pujol *et al.*, 1994)

En los filtros biológicos aireados se puede remover hasta un 90% del material orgánico (Domínguez Fabela, 2012; Cobos Becerra, 2013; Millán Salazar, 2005). Sin embargo, los factores que influyen en la nitrificación son las cargas orgánica y de nitrógeno amoniacal, la temperatura, el tiempo de contacto, el tiempo de retención celular, la frecuencia del retrolavado, el tamaño de partícula del empaque y la disponibilidad de oxígeno disuelto (Adaptado de Cobos Becerra, 2013 citando a Ouyang *et al.*, 2000; Çeçen y Gönenç, 1994; Boller *et al.*, 1994; Mann *et al.*, 1999).

En la literatura se reporta un desempeño satisfactorio en la remoción de materia orgánica y nutrientes con la utilización de BAFs operados a distintas cargas orgánicas e hidráulicas (Cobos Becerra, 2013). Esto quiere decir que los filtros biológicos aireados son un buen sistema para el tratamiento de agua residual con una gran variedad de aplicaciones.

2.2.5 Retrolavado

Cuando se ocluyen los poros del medio filtrante debido a la retención de sólidos y el crecimiento de la biopelícula (figura 2.10), es necesario limpiar el filtro. A esta acción se le conoce como lavado o retrolavado.

Los mecanismos mediante los cuales se retienen las partículas sólidas en el medio son el transporte y la adherencia. El transporte es un fenómeno físico e hidráulico (p.e. impulso e impacto inercial) y la adherencia entre sólidos y partículas del medio es un fenómeno fisicoquímico superficial (Huisman y Wood, 1974).

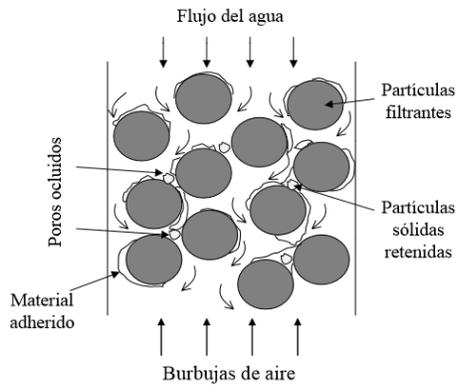


Figura 2.10. Colmatación del medio filtrante durante la filtración (González Martínez, 2007)

Cuando el filtro tiene un lecho flotante (Biostyr™) el retrolavado se realiza disminuyendo el nivel del líquido para que las partículas se separen del falso techo. Después se hace pasar aire a gran presión y agua de manera ascendente para lograr que las partículas se separen unas de otras y el material adherido a estas también se separe y sea arrastrado por el agua. Si el material filtrante es más pesado que el agua (Biofor®) primero se expande el lecho con aire a presión y después se hace pasar agua de manera ascendente para arrastrar las partículas previamente retenidas. Por lo general, el proceso dura entre cinco y diez minutos y se realiza cada 24 a 48 horas.

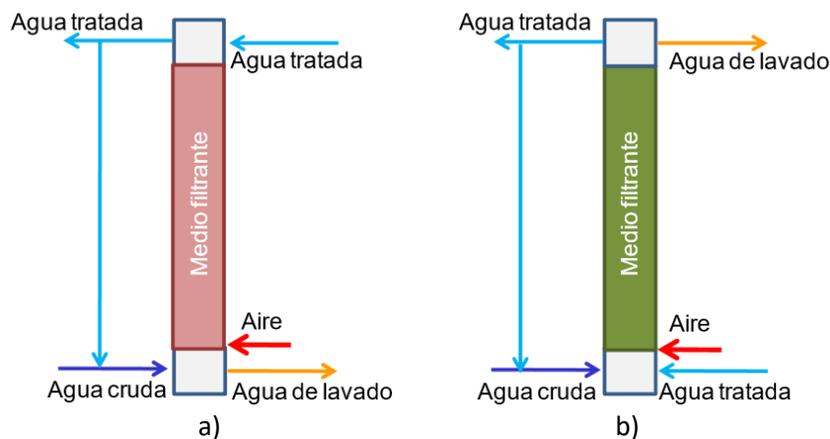


Figura 2.11. Diagrama de la operación normal y el retrolavado de un BAF. a) Medio ligero (flotante)
b) Medio sumergido (González Martínez, 2007)

El retrolavado en filtros biológicos se realiza para evitar la colmatación del filtro y mantener el grosor de la biopelícula constante (sin removerla por completo). En sus orígenes, al igual que con los filtros de arena, el retrolavado se realizaba solo con agua. Este tipo de retrolavado es poco efectivo debido a que el número de colisiones entre las partículas es limitado (Cobos Becerra, 2013).

Para lograr un buen retrolavado se introduce primero aire a presión para expandir el lecho y separar las partículas entre sí y a su vez lograr colisiones entre ellas y, posteriormente, se introduce agua de manera ascendente para arrastrar las partículas separadas del medio filtrante.

El proceso de retrolavado utilizado por el Biofor® es (Suez - Degrémont Technologies, 2011):

1. Se drena parcialmente el agua del filtro y así baja hasta el nivel del lecho filtrante

2. Se introduce aire a presión para expandir el lecho y desprender sólidos retenidos y biomasa en exceso
3. Se introduce agua y aire de manera simultánea para impulsar la acción del retrolavado
4. Se suspende el suministro de aire y se mantiene el caudal de agua para arrastrar las partículas restantes
5. El agua de retrolavado se extrae de la celda y el filtro regresa a su operación normal

Debido a que una de las funciones del agua es sacar los sólidos del filtro, se debe utilizar un volumen de agua para el retrolavado de tres veces el volumen del material filtrante (p.e. un lecho de 1×1×1 m requiere de 3 m³ de agua de retrolavado). Con este volumen se garantiza remover los sólidos que se desprenden del retrolavado (González Martínez, 2017).

El proceso de retrolavado es un parte esencial en el diseño de un filtro biológico, ya que de hacerlo de forma deficiente nos puede generar serios problemas durante la operación. Cuando no se le proporciona el impulso adecuado, el retrolavado es incapaz de remover la biomasa en exceso y los aglomerados de sólidos. Por otro lado, de darle un impulso excesivo, es posible arrastrar una parte del material filtrante.

3. TIPOS DE REACTORES Y SU COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO

Los procesos de tratamiento tanto físicos como biológicos se llevan a cabo en tanques o recipientes generalmente llamados reactores. Existen diversos tipos de reactores, los más usados para tratamiento de agua residual se muestran en la figura 3.1 (Metcalf & Eddy, Inc., 2003):

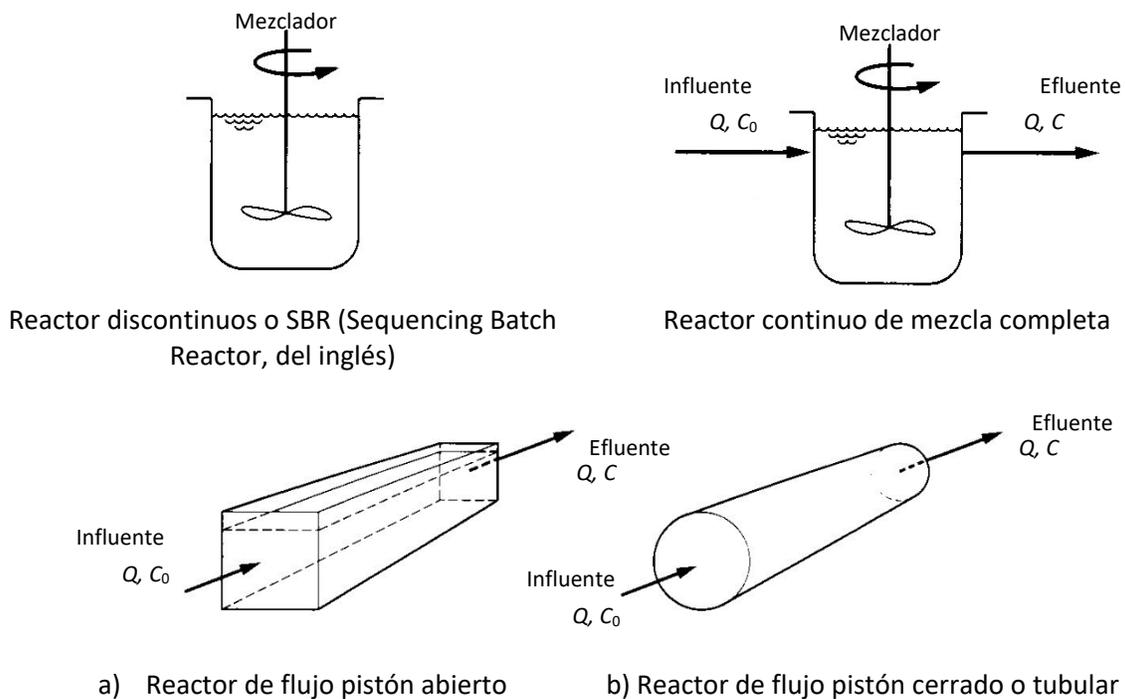


Figura 3.1 Reactores comúnmente utilizados en tratamiento de aguas residuales

Los dos reactores más utilizados en el tratamiento de agua residual son el de flujo pistón y el de mezcla completa. El comportamiento hidráulico de los reactores puede ser descrito como ideal o no ideal (Figura 3.1).

El comportamiento hidráulico de un reactor se pueden determinar utilizando un trazador (p.e. alguna sal, colorante, ácido o sustancia radioactiva) que se aplica en el influente del reactor y simultáneamente se mide su concentración en el efluente del reactor (Cobos Becerra, 2013). El trazador se puede introducir de forma continua (step input) o de forma instantánea (pulse input). Esto se conoce como una prueba de trazado (Metcalf & Eddy, Inc., 2003).

Para modelar los reactores se debe utilizar el principio de conservación de masa, el cual propone que la masa no se crea ni se destruye, pero su forma puede ser alterada. El análisis de balance de masa proporciona una forma conveniente de definir lo que ocurre dentro de un reactor en función al tiempo.

Para la construcción de modelos se requiere de:

- Un sistema (porción específica del universo que se selecciona para su estudio)
- Determinar las fronteras del sistema
- Identificar las entradas, salidas y transformaciones del sistema

La figura 3.2 muestra los componentes del sistema.

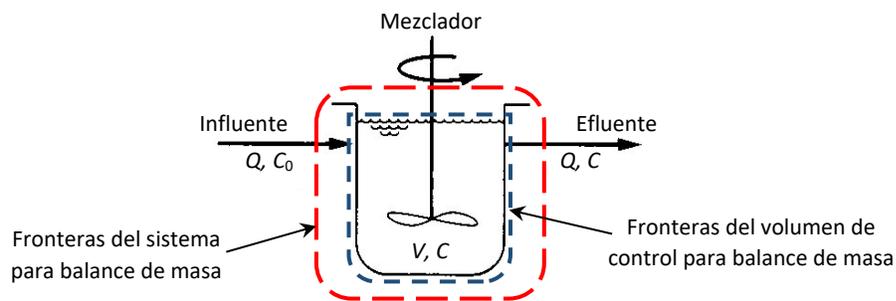


Figura 3.2 Fronteras del sistema (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

El balance de masa general está dado por (Metcalf & Eddy, Inc., 2003):

$$\begin{array}{ccccccc}
 \text{Tasa de} & & & & & & \text{Tasa de} \\
 \text{acumulación de un} & & \text{Tasa de flujo de} & & \text{Tasa de flujo de} & & \text{transformaciones del} \\
 \text{reactivo dentro de} & = & \text{entrada del} & - & \text{salida del} & + & \text{reactivo dentro de} \\
 \text{las fronteras del} & & \text{reactivo al} & & \text{reactivo del} & & \text{las fronteras del} \\
 \text{sistema (1)} & & \text{sistema (2)} & & \text{sistema (3)} & & \text{sistema (4)}
 \end{array}$$

De forma simplificada se puede expresar como:

$$\text{Acumulación (1)} = \text{Entradas (2)} - \text{Salidas (3)} + \text{Transformaciones (4)}$$

Las sustancias que entran al sistema se pueden definir como conservativas (no modifican sus propiedades en función al tiempo) y no conservativas (sí modifican sus propiedades en función al tiempo).

Para realizar el balance de masa del sistema mostrado en la figura 3.7, se debe considerar lo siguiente (Mecalf & Eddy, Inc., 2003):

1. El gasto que entra y sale del volumen de control es constante.
2. El líquido que compone al volumen de control no está sujeto a evaporación ($V = \text{constante}$).
3. El líquido dentro del volumen de control está completamente mezclado.
4. Dentro del reactor ocurre una reacción química de un cierto reactivo A.
5. La tasa de cambio en la concentración del reactivo A está ocurriendo dentro del volumen de control y se rige por una reacción de primer orden ($r_c = -kC$).

Tomando en cuenta esto, el balance de masa queda como:

$$\frac{dC}{dt}V = QC_0 - QC + r_cV \quad (3.1)$$

Sustituyendo r_c :

$$\frac{dC}{dt}V = QC_0 - QC + (-kC)V \quad (3.2)$$

Donde,

dC/dt = Cambio de la concentración del reactivo en el volumen de control, con respecto al tiempo ($\text{g/m}^3 \cdot \text{s}$)

V = Volumen contenido dentro del volumen de control (m^3)

Q = Gasto que entra y sale del volumen de control (m^3/s)

C_0 = Concentración del reactivo que entra al volumen de control (g/m^3)

C = Concentración del reactivo que sale del volumen de control (g/m^3)

r_c = Reacción de primer orden ($\text{g/m}^3 \cdot \text{s}$)

k = Coeficiente de tasa de reacción de primer orden (s^{-1})

En este caso, la acumulación es la tasa de cambio de concentración por el volumen del reactor, la entrada y salida son el flujo másico que entra y sale del reactor, respectivamente, y las transformaciones se dan por una reacción de primer orden.

3.1 Reactores discontinuos

Los reactores discontinuos (figura 3.1) se modelan bajo las siguientes condiciones:

- Son un sistema cerrado (no hay flujo de entrada o salida)
- La concentración en un instante específico es igual en cualquier parte del reactor (mezcla completa)
- Tiene un volumen constante

Para modelar este reactor se considera que se le introduce una sustancia no conservativa en el tiempo cero ($t = 0$) y el reactor tiene una concentración inicial (C_0). También se considera que se presenta una remoción de la sustancia que se rige por una reacción de primer orden:

$$r_c = -k_d C \quad (3.3)$$

Donde,

k_d = constante de degradación (s^{-1})

Al no tener entradas o salidas, la acumulación es igual a la remoción:

$$\frac{dC}{dt}V = -(k_d C)V \quad (3.4)$$

Se dividen todos los términos de la ecuación 3.4 entre el volumen:

$$\frac{dC}{dt} = -k_d C \quad (3.5)$$

Ahora se agrupan las variables de la ecuación 3.5:

$$\frac{dC}{C} = -k_d dt \quad (3.6)$$

Integrando entre los límites de $C = C_0$ a $C = C$ y de $t = 0$ a $t = t$:

$$\int_{C_0}^C \frac{dC}{C} = -k_d \int_0^t dt \quad (3.7)$$

$$\ln(C) - \ln(C_0) = -k_d t \quad (3.8)$$

Por leyes de los logaritmos y exponentes, resulta la ecuación del modelo ideal para un reactor discontinuo con remoción de una sustancia no conservativa regida por una reacción de primer orden (ecuación 3.9):

$$C = C_0 \cdot e^{-k_d t} \quad (3.9)$$

La concentración en el reactor discontinuo en función al tiempo se describe en la figura 3.3.

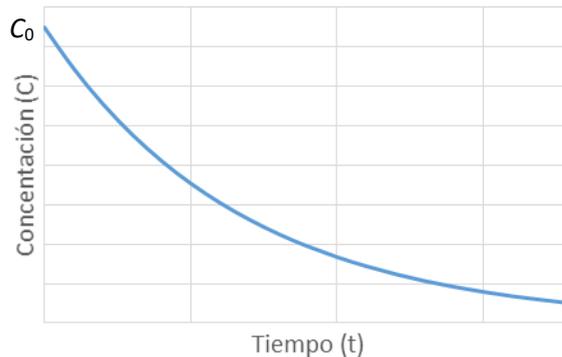


Figura 3.3 Concentración contra tiempo para una sustancia que se degrada en un reactor discontinuo

3.2 Reactores de mezcla completa

Los reactores de mezcla completa (figura 3.1) se modelan bajo las siguientes condiciones:

- Son un sistema abierto en el que el flujo de entrada es igual al de salida y ambos son constantes
- La concentración en un instante específico es igual en cualquier parte del reactor
- Tiene un volumen constante

Para modelar este reactor se considera que se introduce en el influente, de forma continua, una sustancia conservativa a partir del tiempo cero ($t = 0$) con una concentración inicial (C_0). El reactor contiene agua limpia antes de introducir la sustancia.

Ya que la sustancia es conservativa, el balance de masa es:

$$\frac{dC}{dt}V = QC_0 - QC \quad (3.10)$$

$$\frac{dC}{dt}V = Q(C_0 - C) \quad (3.11)$$

Dividiendo ambos términos entre el volumen y agrupando las variables de la ecuación 3.10:

$$\frac{dC}{C_0 - C} = \frac{Q}{V} dt \quad (3.12)$$

Integrando entre los límites de $C = C_0 = 0$ a $C = C$ y de $t = 0$ a $t = t$:

$$\int_{C_0=0}^C \frac{dC}{C_0 - C} = \frac{Q}{V} \int_0^t dt \quad (3.13)$$

$$-\ln(C_0 - C) + \ln(C_0) = \frac{Q}{V} t \quad (3.14)$$

$$\ln(C_0 - C) - \ln(C_0) = -\frac{Q}{V} t \quad (3.15)$$

$$\ln\left(\frac{C_0 - C}{C_0}\right) = -\frac{Q}{V} t \quad (3.16)$$

Por leyes de los logaritmos y exponentes, resulta la ecuación del modelo ideal para un reactor de mezcla completa con una sustancia conservativa entrando en el influente (ecuación 3.18):

$$\frac{C_0 - C}{C_0} = e^{-\frac{Q}{V}t} \quad (3.17)$$

$$C = C_0 \left(1 - e^{-\frac{Q}{V}t}\right) = C_0(1 - e^{-t/TRH}) \quad (3.18)$$

Donde,

TRH = Tiempo de retención hidráulico

La concentración en el reactor de mezcla completa en función al tiempo se describe en la figura 3.4.

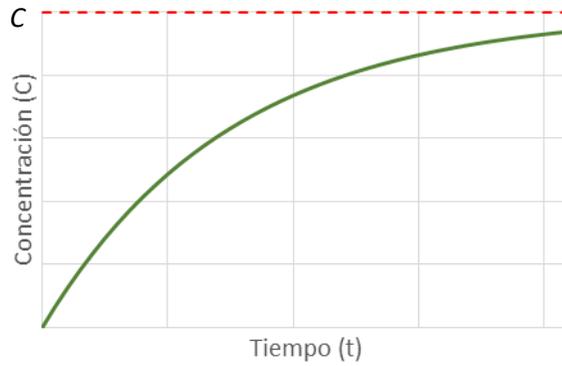


Figura 3.4 Concentración contra tiempo de una sustancia conservativa que entra a un reactor de mezcla completa

3.3 Reactores de flujo pistón

Los reactores de flujo pistón (figura 3.1 y 3.5) se modelan bajo las siguientes condiciones:

- Son un sistema abierto en el que el flujo de entrada es igual al de salida y ambos son constantes
- La concentración es igual para toda una sección transversal específica del reactor
- Tiene un volumen constante

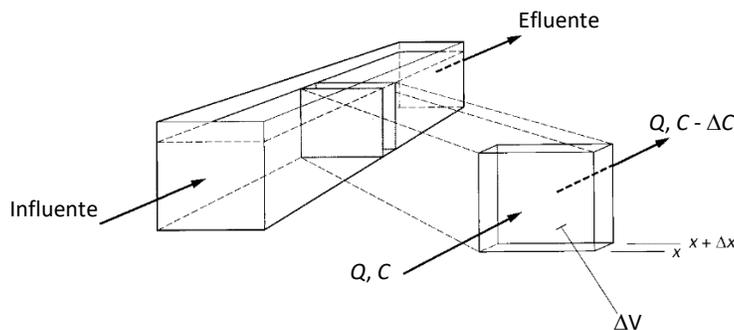


Figura 3.5 Reactor de flujo pistón y una sección transversal ampliada (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

Este reactor se modela haciendo las mismas consideraciones que para el reactor de mezcla completa (3.2 Reactores de mezcla completa).

El balance de masa para el diferencial de volumen de una sección transversal queda como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} \Delta V = QC - Q \left(C + \frac{\Delta C}{\Delta x} \Delta x \right) \quad (3.19)$$

Sustituyendo el volumen por $A \cdot \Delta x$:

$$\frac{\partial C}{\partial t} A \cdot \Delta x = QC - Q \left(C + \frac{\Delta C}{\Delta x} \Delta x \right) \quad (3.20)$$

Agrupando términos y dividiendo ambos lados entre $A \cdot \Delta x$:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{Q}{A} \left(\frac{\Delta C}{\Delta x} \right) \quad (3.21)$$

$\Delta C/\Delta x$ es el cambio en la concentración C en función al tiempo, por lo tanto si el límite de Δx se aproxima a cero resulta:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -\frac{Q}{A} \left(\frac{\partial C}{\partial x} \right) = -v \frac{\partial C}{\partial x} \quad (3.22)$$

Donde,

v = la velocidad del flujo

Debido a que ambos lados de la ecuación son iguales ($\partial t = \partial x/v$), excepto el signo menos, la única manera en que se satisface la ecuación es si el cambio en la concentración con respecto a la distancia es igual a cero. Así, la concentración en el efluente debe ser igual a la del influente (Metcalf & Eddy, Inc., 2003). Esto es consistente con lo descrito en la figura 3.6.

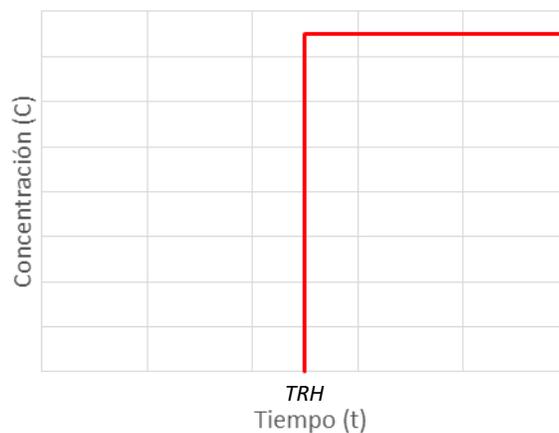


Figura 3.6 Concentración contra tiempo para una sustancia conservativa que entra a un reactor de flujo pistón

3.4 Desviaciones de la idealidad

Los sistemas no siempre tienen el comportamiento hidráulico modelado. Esto se debe a diversos factores que conducen a un flujo no ideal en los reactores. En muchos casos el comportamiento se aproxima tanto a los modelos ideales que se puede admitir dicho comportamiento, pero en otros casos las desviaciones son considerables y se deben tomar en consideración. Muchas plantas de tratamiento no tienen el desempeño hidráulico de diseño debido a la poca o nula consideración de estas desviaciones de la idealidad (Metcalf & Eddy, Inc., 2003).

Los principales factores que llevan a flujos no ideales son (Cobos Becerra, 2013; Smith, 1981; Metcalf & Eddy, Inc., 2003):

- Diferencias de temperatura dentro del sistema
- Mezcla insuficiente
- Errores en el diseño debido falta de conocimiento o negligencia
- Dispersión axial en reactores de flujo pistón
- Canalización de flujo
- Patrones de recirculación debidas al viento en la superficie del reactor

Existen diversos métodos para describir flujos no ideales, entre ellos están el modelo de dispersión axial, el modelo de reactores de mezcla completa en serie y el modelo de Wolf y Resnick.

El modelo de dispersión axial (figura 3.7) es el más usado para modelar flujo en reactores tubulares. Este modelo describe el transporte de partículas de agua en dirección axial en términos del coeficiente de dispersión longitudinal (D_L) (Smith, 1981; Levenspiel, 2002).

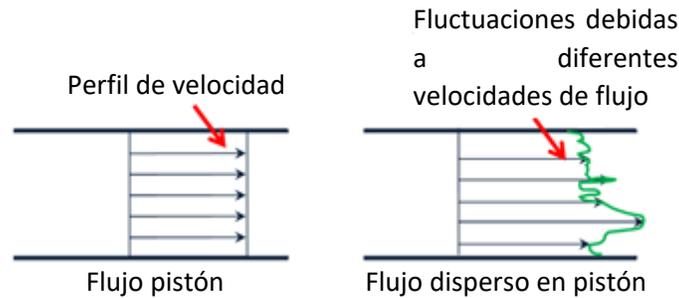


Figura 3.7 Representación del modelo de dispersión axial (Cobos Becerra, 2013)

Las curvas de respuesta del modelo de dispersión se pueden observar en la figura 3.8. Este es el modelo que más se aproxima al comportamiento de un filtro biológico aireado. Cuando $D_L = 0$, el comportamiento es completamente de flujo pistón y cuando $D_L = \infty$, el comportamiento es de mezcla completa.

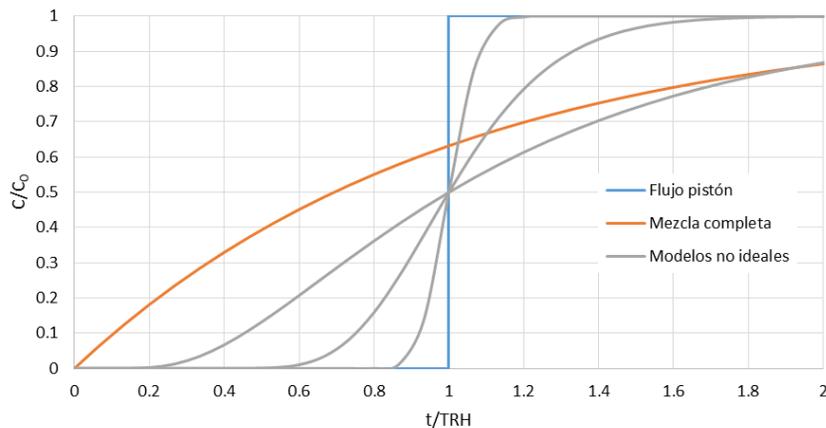


Figura 3.8 Curvas de respuesta para el modelo de dispersión axial (Smith, 1981)

El modelo de reactores de mezcla completa en serie considera que el flujo pasa por una serie de reactores. En este modelo se considera que todos los reactores tienen el mismo volumen y que la suma de todos estos volúmenes nos da el volumen de todo el reactor como se muestra en la figura 3.9 donde:

$$V_1 = V_2 = V_n$$

$$V_{reactor} = \sum_{i=1}^n V_i$$

El objetivo de este modelo es encontrar el número (n) de reactores que mejor se ajustan a la curva experimental obtenida del sistema.

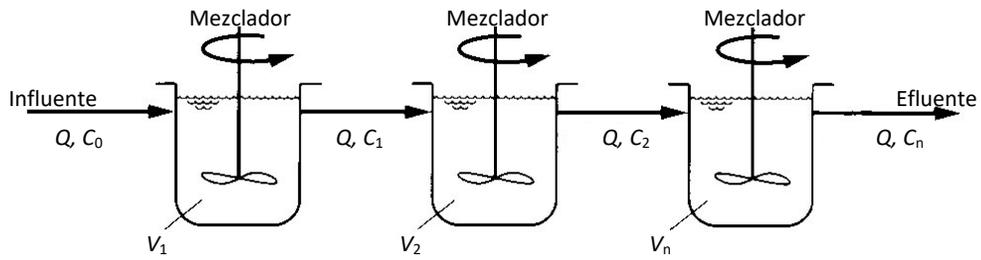


Figura 3.9 Reactores de mezcla completa en serie

La figura 3.10 muestra las curvas de respuesta del modelo de mezcla completa en serie.

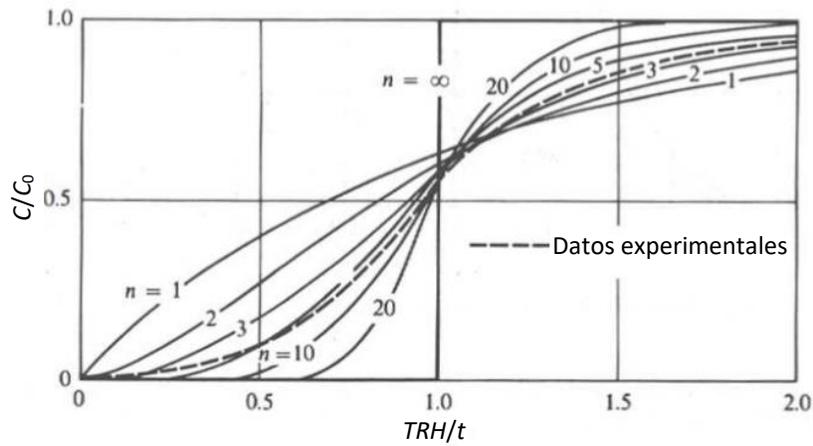


Figura 3.10 Representación gráfica del modelo de reactores de mezcla completa en serie (Smith, 1981)

El modelo se ajusta al de mezcla completa cuando $n = 1$ y al de flujo pistón cuando $n = \infty$.

El modelo de Wolf y Resnick (1963) (figura 3.11), considera que en un reactor con flujo no ideal se presenta una combinación de flujo pistón, mezcla completa y espacios muertos. Cuando no se tienen espacios muertos en el sistema solo se tiene una combinación de mezcla completa con flujo pistón.

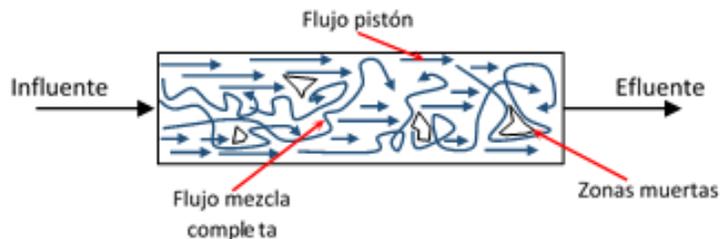


Figura 3.11 Representación de reactor con zonas de flujo pistón, mezcla completa y zonas muertas

4. CINÉTICA DEL CRECIMIENTO MICROBIANO

La remoción de material orgánico y nutrientes en un sistema para tratamiento de aguas residuales se puede lograr a través de dos tipos de sistemas:

- Biomasa suspendida (p.e. un reactor de lodos activados tradicional y sus variantes)
- Biomasa adherida (p.e. filtro percolador, discos biológicos, reactor de lecho móvil y filtros biológicos aireados)

El crecimiento microbiano en un sistema se caracteriza en cuatro etapas principales (figura 4.1) (Metcalf & Eddy, Inc., 2003):

1. Fase de adaptación: se establecen las condiciones antes de que inicie el crecimiento microbiano. Es la fase en la que se aclimatan a las nuevas condiciones del ambiente los microorganismos.
2. Fase de crecimiento exponencial: Se presenta la máxima tasa de crecimiento de biomasa debido a que no hay limitación de sustrato o nutrientes.
3. Fase estacionaria: La escasez de sustrato limita la formación de microorganismos. La concentración de biomasa no varía debido a que su crecimiento se equilibra con el decaimiento microbiano.
4. Fase de decaimiento o endógena: Se agota el sustrato exógeno y se detiene el crecimiento. La concentración de biomasa disminuye debido al decaimiento de microorganismos.

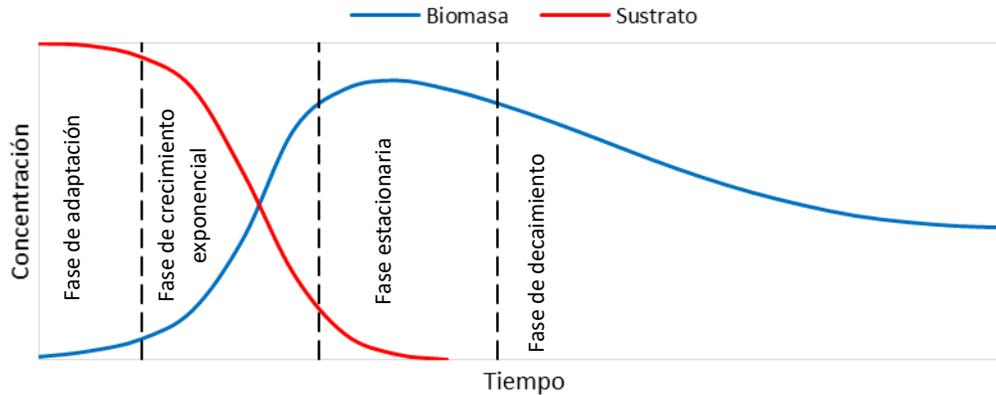


Figura 4.1 Crecimiento de biomasa (Metcalf & Eddy, Inc., 2003)

El desarrollo de la biomasa es afectado principalmente por temperatura y pH, régimen hidráulico y sustancias potencialmente tóxicas que llegan con el agua residual.

Los biofiltros son sistemas de biomasa adherida en los cuales el lecho filtrante provee una superficie para el crecimiento de los microorganismos. A la biomasa que se desarrolla sobre la superficie del medio filtrante se denomina biopelícula. El sistema de biopelícula presenta un mayor número de ventajas en comparación con la biomasa suspendida: Se reduce el riesgo de que los microorganismos salgan del reactor, son resistentes al ataque por tóxicos y por lo general, se encuentran con mayores concentraciones de microorganismos en los sistemas (Cohen, 2001).

La figura 4.2 ilustra la difusión de nutrientes en una biopelícula:

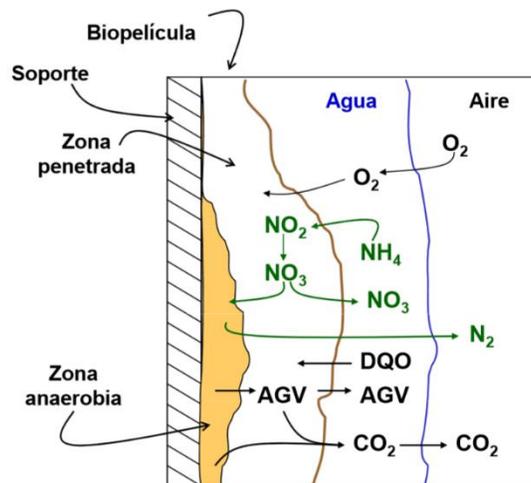


Figura 4.2 Difusión de nutrientes en una biopelícula

4.1 Crecimiento microbiano

El modelo de Monod describe la cinética del crecimiento de la biomasa para reactores discontinuos (figura 4.3). En este modelo el sustrato limitante rige el crecimiento de biomasa.

La ecuación de Monod es:

$$\mu = \mu_{m\acute{a}x} \frac{S}{k_s + S} \quad (4.1)$$

Donde,

μ = Tasa de crecimiento de microorganismos ($\text{d\acute{a}a}^{-1}$)

$\mu_{m\acute{a}x}$ = Tasa máxima de crecimiento de microorganismos ($\text{d\acute{a}a}^{-1}$)

k_s = Constante de saturación media (kg/m^3)

S = Concentración del sustrato (kg/m^3)

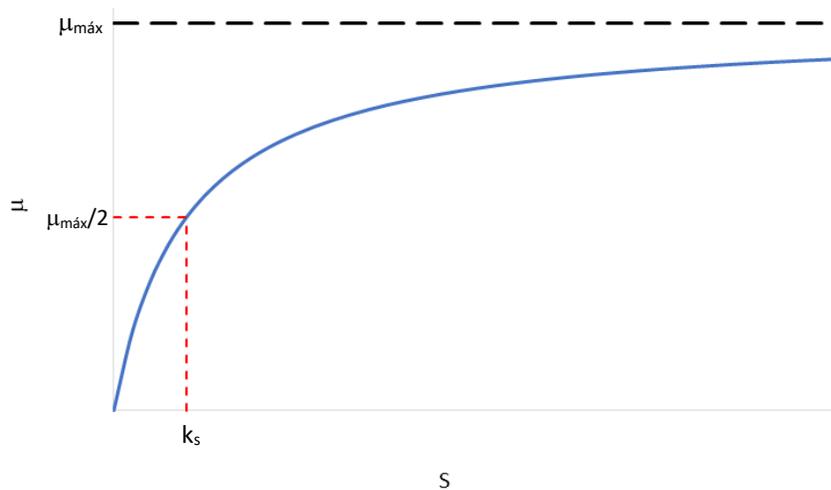


Figura 4.3 Representación gráfica de la ecuación de Monod

4.2 Remoción de material orgánico

La tasa de crecimiento de microorganismos (dX/dt) se puede expresar, con base en el coeficiente de rendimiento, como (sin tomar en cuenta el decaimiento de microorganismos):

$$\frac{dX}{dt} = Y \frac{dS}{dt} \quad (4.2)$$

Donde,

dX/dt = La tasa de crecimiento de microorganismos ($\text{kg de SVT/m}^3 \cdot \text{d}$)

Y = Coeficiente de rendimiento. Fracción de sustrato que es convertido en biomasa ($\text{kg de SSV/kg de sustrato}$)

dS/dt = La tasa de asimilación de sustrato ($\text{kg/m}^3 \cdot \text{d}$)

La tasa específica de asimilación o de consumo de sustrato (u) con el modelo de Monod se expresa de la siguiente forma:

$$\frac{dS}{dt} = u = \frac{\mu_{m\acute{a}x} S}{Y(k_s + S)} \quad (4.3)$$

Entonces, combinando las ecuaciones 4.2 y 4.3, la producción de biomasa para el modelo de Monod (tomando en cuenta el decaimiento) queda como:

$$\frac{dX}{dt} = \left(\frac{\mu_{m\acute{a}x}S}{k_s + S} - k_m \right) X \quad (4.4)$$

Donde,

k_m = Constante de mortalidad o decaimiento de los microorganismos ($\text{d\acute{a}a}^{-1}$)

Las ecuaciones 4.3 y 4.4 son las ecuaciones cinéticas del modelo de Monod que pueden combinarse con un balance de masa para reactores completamente mezclados o flujo pistón para obtener la ecuación del sistema deseado.

4.2.1 Flujo pistón

La figura 4.4 representa los componentes del sistema (figura 3.2) de un reactor de flujo pistón.

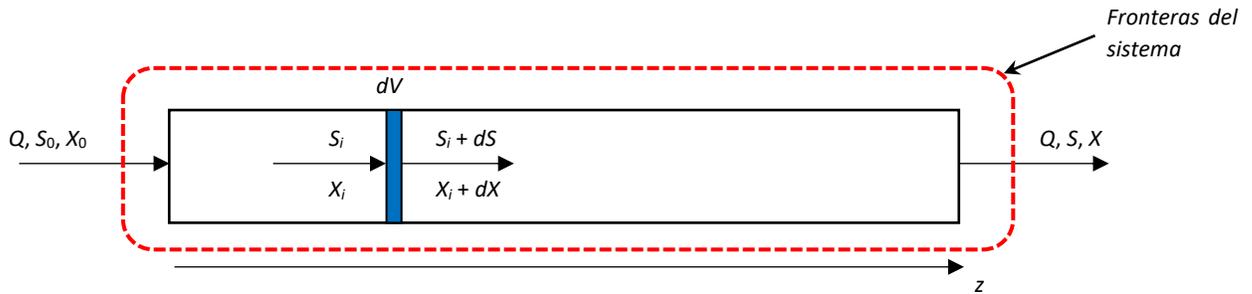


Figura 4.4 Representación gráfica del comportamiento de un reactor de flujo pistón

Para la remoción del sustrato, el balance de masa es el siguiente:

$$\text{Acumulación} = \text{Entradas} - \text{Salidas} - \text{Remoción}$$

Se considera que el sistema se encuentra en estado estacionario, por lo tanto, no hay acumulaciones:

$$0 = \text{Entradas} - \text{Salidas} - \text{Remoción}$$

Con lo que se tiene:

$$0 = QS - Q(S + dS) - r \quad (4.5)$$

Donde,

Q = Caudal que entra y sale del reactor (m^3/d) (estado estacionario)

S = Concentración del sustrato a la entrada del punto en análisis (kg/m^3)

dS = Diferencial de la concentración del sustrato a la salida del punto en análisis (kg/m^3)

r = Remoción o consumo del sustrato (kg/d)

Despejando QdS de la ecuación 4.5:

$$QdS = QS - QS - r = -r \quad (4.6)$$

Con el modelo de Monod la remoción se puede definir como:

$$r = \frac{\mu_{\max} S}{Y(k_s + S)} X dV \quad (4.7)$$

Donde,

dV = Volumen diferencial del reactor en el punto que se está analizando (m^3)

Sustituyendo la ecuación 4.7 en la 4.6:

$$Q dS = - \frac{\mu_{\max} S}{Y(k_s + S)} X dV \quad (4.8)$$

Agrupando términos y sustituyendo $dV = Adz$:

$$- \left(\frac{Y}{\mu_{\max} X} \right) \left(\frac{k_s + S}{S} \right) dS = \frac{Adz}{Q} \quad (4.9)$$

Donde,

A = Área de la sección del reactor (m^2)

z = distancia recorrida o tiempo requerido para el desplazamiento (m)

Sustituyendo $A/Q = v$ e integrando entre los límites de $S = S_0 = 0$ a $S = S$ y de $z = 0$ a $z = z$:

$$- \left(\frac{Y}{\mu_{\max} X} \right) \int_{S_0}^S \left(\frac{k_s + S}{S} \right) dS = \frac{1}{v} \int_0^z dz \quad (4.10)$$

Donde,

v = Velocidad de flujo (m/d)

$$- \left(\frac{Y}{\mu_{\max} X} \right) \{ k_s [\ln(S) - \ln(S_0)] + (S - S_0) \} = \frac{z}{v} \quad (4.11)$$

Sustituyendo $z/v = TRH$:

$$\left(\frac{Y}{\mu_{\max} X} \right) \{ k_s [\ln(S_0) - \ln(S)] + (S_0 - S) \} = TRH \quad (4.12)$$

Y por leyes de los logaritmos, se obtiene la ecuación de remoción de sustrato para flujo pistón con el modelo de Monod:

$$TRH = \left(\frac{Y}{\mu_{\max} X} \right) \left[\ln \left(\frac{S_0}{S} \right)^{k_s} + (S_0 - S) \right] \quad (4.13)$$

Para la producción de biomasa, el balance de masa es:

$$Acumulación = Entradas - Salidas + Producción$$

Se considera que el sistema se encuentra en estado estacionario, por lo tanto, no hay acumulaciones:

$$0 = Entradas - Salidas + Producción$$

Con lo que se tiene:

$$0 = QX - Q(X + dX) + p \quad (4.14)$$

Donde,

X = Concentración de biomasa a la entrada del punto en análisis (kg de SVT/m³)

dX = Diferencial de la concentración de biomasa a la salida del punto en análisis (kg de SVT/m³)

p = Producción de biomasa (kg/m³)

Despejando QdX de la ecuación 4.14 se obtiene:

$$QdX = p \quad (4.15)$$

Con el modelo de Monod, la producción o crecimiento se puede definir como:

$$p = \left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} X - k_m X \right) dV \quad (4.16)$$

Sustituyendo la ecuación 4.16 en la 4.15:

$$QdX = \left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} X - k_m X \right) dV \quad (4.17)$$

Agrupando términos y sustituyendo $dV = Adz$:

$$\frac{dX}{\left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} - k_m \right) X} = \frac{Adz}{Q} \quad (4.18)$$

Sustituyendo $A/Q = v$ e integrando entre los límites de $S = S_0 = 0$ a $S = S$ y de $z = 0$ a $z = z$:

$$\int_{X_0}^X \frac{dX}{\left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} - k_m \right) X} = \frac{1}{v} \int_0^z dz \quad (4.19)$$

$$\frac{\ln(X) - \ln(X_0)}{\left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} - k_m \right)} = \frac{z}{v} \quad (4.20)$$

Sustituyendo $z/v = TRH$:

$$\frac{\ln(X) - \ln(X_0)}{\left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} - k_m \right)} = TRH \quad (4.21)$$

Y por leyes de los logaritmos, se obtiene la ecuación de producción de biomasa para flujo pistón con el modelo de Monod:

$$TRH = \frac{\ln\left(\frac{X}{X_0}\right)}{\left(\frac{\mu_{\max} S}{k_s + S} - k_m \right)} \quad (4.22)$$

4.2.2 Mezcla completa

La figura 4.5 representa los componentes del sistema (figura 3.2) de un reactor de mezcla completa.

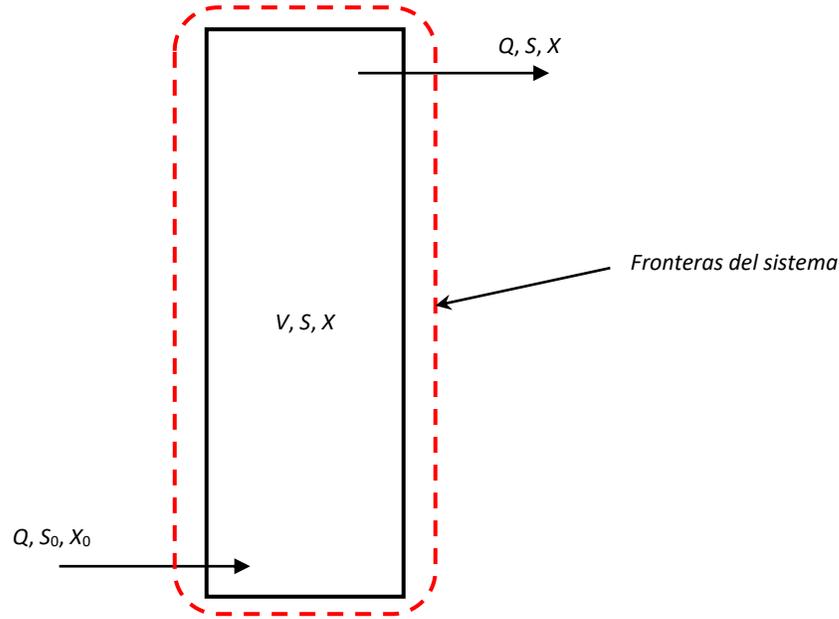


Figura 4.5 Representación gráfica del comportamiento de un reactor de mezcla completa

Para la remoción del sustrato, el balance de masa es el siguiente:

$$\text{Acumulación} = \text{Entradas} - \text{Salidas} - \text{Remoción}$$

Se considera que el sistema se encuentra en estado estacionario, por lo tanto, no hay acumulaciones:

$$0 = \text{Entradas} - \text{Salidas} - \text{Remoción}$$

Se obtiene:

$$0 = QS_0 - QS - r \quad (4.23)$$

Con el modelo de Monod la remoción se puede definir como:

$$r = \frac{\mu_{\text{máx}} S}{Y(k_s + S)} XV \quad (4.24)$$

Sustituyendo la ecuación 4.24 en la 4.23 se obtiene:

$$QS_0 = QS + \frac{\mu_{\text{máx}} S}{Y(k_s + S)} XV \quad (4.25)$$

Sustituyendo $V/Q = TRH$ y la ecuación 4.3 en la 4.25, se obtiene la ecuación de remoción de sustrato para flujo en mezcla completa con el modelo de Monod:

$$TRH = \frac{(S_0 - S)}{uX} \quad (4.26)$$

Para la producción de biomasa, el balance de masa es:

$$\text{Acumulación} = \text{Entradas} - \text{Salidas} - \text{Remoción} + \text{Producción}$$

Se considera que el sistema se encuentra en estado estacionario, por lo tanto, no hay acumulaciones:

$$0 = \text{Entradas} - \text{Salidas} + \text{Producción}$$

Se obtiene:

$$0 = QX_0 - QX + p \quad (4.27)$$

Donde,

X_0 = Concentración de biomasa a la entrada del reactor (kg/m^3)

X = Concentración de biomasa a la salida del reactor (kg/m^3)

Se considera que la concentración de biomasa que entra al sistema es igual a cero, debido a que es muy pequeña comparada con la concentración dentro del reactor:

$$Q(X - X_0) = p \quad (4.28)$$

Con el modelo de Monod, la producción se puede definir como:

$$p = \left(\frac{\mu_{\text{máx}} S}{k_s + S} X - k_m X \right) V \quad (4.29)$$

Sustituyendo la ecuación 4.29 en la 4.28:

$$Q(X - X_0) = \left(\frac{\bar{\mu} S}{k_s + S} - k_m \right) X V \quad (4.30)$$

Al dividir todo entre Q y despejar el TRH , se obtiene la ecuación de producción de biomasa para mezcla completa con el modelo de Monod:

$$TRH = \frac{X - X_0}{\left(\frac{\bar{\mu} S}{k_s + S} - k_m \right) X} \quad (4.31)$$

5. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UN FILTRO BIOLÓGICO AIREADO

Una vez que se realiza el análisis del funcionamiento de un filtro biológico aireado, se puede establecer un procedimiento de diseño en el que se toman en cuenta todos los factores que afectan el proceso. Debido a que no existen documentos públicos en los que se detalle el procedimiento de diseño de un BAF, se desarrolló el siguiente procedimiento de diseño sin basarse en otro documento similar.

Paso 1 - Selección del material filtrante

El material se elige con base en los factores descritos en el capítulo 2.2.1. Además, se debe seleccionar el tamaño de partícula en función al uso que se le dará al filtro.

El tamaño de partícula se elige de acuerdo con (Mendoza Espinosa y Stephenson, 1999):

- Si se utiliza para tratamiento secundario, se elige un tamaño de partícula mayor a 6 milímetros (p.e. 9.5 mm) (figura 5.1).



Figura 5.1 Partículas de tezontle de 9.5 mm (Cobos Becerra, 2013)

- Si se utiliza para tratamiento único, se elige un tamaño de partícula entre 3 y 6 milímetros (p.e. 4.75 mm) (figura 5.2)



Figura 5.2 Partículas de tezontle de 4.75 mm (Cobos Becerra, 2013)

- Para utilizar como pulimento, las partículas a utilizar tendrían un tamaño menor a 3 milímetros.

Paso 2 - Caracterización del agua residual

Es necesario conocer las propiedades del agua residual con la que se va a trabajar, lo que implica conocer la concentración de material orgánico (DQO y DBO), nutrientes (nitrógeno y fósforo) y sólidos en suspensión.

Paso 3 - Obtención de las constantes cinéticas

Se deben conocer las constantes cinéticas del agua residual caracterizada para un filtro con el material filtrante seleccionado.

- Las constantes del modelo de Monod para ese sustrato: $\mu_{m\acute{a}x}$, k_s y k_m
- El coeficiente de rendimiento $Y = \text{kg de biomasa producida/kg de sustrato consumido}$
- La concentración de microorganismos (X) en el reactor o el área superficial expuesta al crecimiento de microorganismos

Estas constantes se obtienen a través de experimentación en laboratorio o en campo (Higuera Rivera, 2017).

Paso 4 - Determinación del comportamiento hidráulico del filtro

Se recomienda modelar el flujo no ideal por medio del método de Wolf y Resnick (capítulo 3.4). Los porcentajes de los volúmenes de flujo pistón, de mezcla completa y de zonas muertas se deben obtener para diversas profundidades y un lecho filtrante del material seleccionado previamente (**paso 1**).

Flujo Pistón	$p(1-m)$ [%]
Mezcla completa	$(1-p)(1-m)$ [%]
Zonas muertas	m [%]

Paso 5 - Definición del propósito del filtro

Dependiendo del uso que se le quiere dar al agua residual tratada y la normativa de cada país, se debe definir que uso se le va a dar al BAF, ya sea para remoción de materia orgánica, nitrificación, desnitrificación o remoción de fósforo.

En el caso de la desnitrificación, se requiere que el filtro cuente con recirculación de una fracción del efluente tratado (capítulo 2.1.2).

Paso 6 - Dimensionamiento del lecho filtrante

La cama o lecho filtrante tiene dos variables principales, el área (A_f) y la profundidad (z) (figura 5.3):

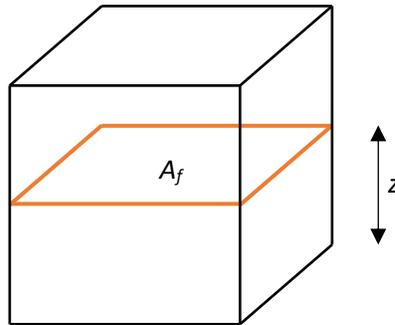


Figura 5.3 Dimensiones del lecho filtrante

Se debe definir las dimensiones del área de filtración y la profundidad del lecho con las que el tiempo de contacto otorgue una calidad en el efluente que cumpla con los objetivos fijados previamente (**paso 5**).

a) Área de filtración (A_f)

El área de filtración está en función a el caudal a tratar y la carga hidráulica límite para que la remoción de sólidos sea la adecuada (varía con respecto al material filtrante).

Se obtiene de la siguiente expresión:

$$A_f = \frac{Q}{CH_{límite}} \tag{5.1}$$

La carga hidráulica genera un arrastre de sólidos, es por esto que se debe limitar (capítulo 2.2.2). Esta se puede obtener de la literatura generando curvas como en la figura 5.4.

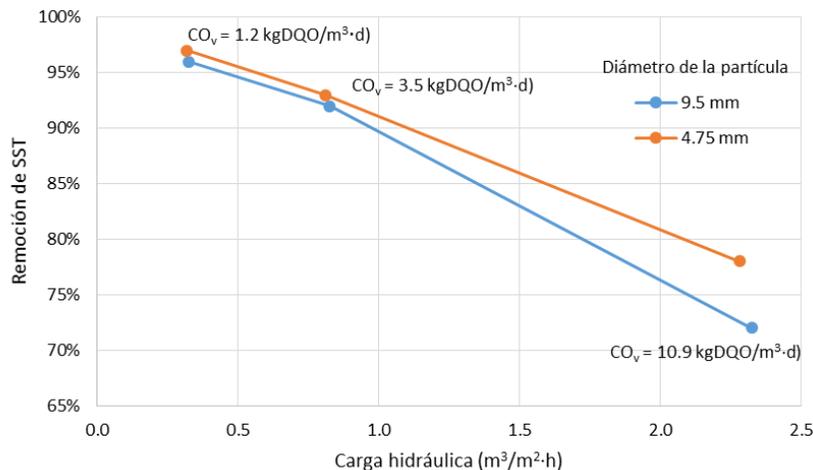


Figura 5.4 Remoción de SST contra carga hidráulica (Domínguez Fabela, 2012)

Las curvas generadas de remoción de sólidos suspendidos totales contra carga hidráulica corresponden a dos tamaños de partículas de tezontle (9.5 mm y 4.75 mm). Cada curva está formada por tres puntos que corresponden a un valor de carga orgánica (1.2, 3.5 y 10.9 kgDQO/m³·d) y a su vez de carga hidráulica (0.32, 0.81 y 2.32 m³/m²·h).

Ejemplo de obtención del área de filtración

Se desean tratar 10 m³/h de agua residual y de estos remover cerca del 90% de los SST con un tamaño de partícula de tezontle de 9.5 mm. Al observar las curvas de la figura 5.3, el filtro biológico debe operar con una carga hidráulica de aproximadamente 1 m³/m²·h. Utilizando la ecuación 5.1:

$$A_f = \frac{10 \frac{m^3}{h}}{1 \frac{m^3}{m^2 \cdot h}} = 10 m^2$$

El área de filtración más grande que puede tener el BAF para tratar 10 m³/h y remover el 90% de los SST es de 10 m².

b) Profundidad del lecho (z)

La profundidad del lecho se calcula a través del siguiente proceso:

- i. Se obtiene de la literatura un tiempo de contacto (TRH) adecuado (Pujol *et al.*, 1994)
- ii. Se calcula la profundidad de lecho propuesta (z_p) al despejarla de la ecuación 2.3:

$$z_p = \frac{TRH \cdot Q}{A_f}$$

- iii. Se definen los límites de concentración de sustrato que se desea remover. La concentración en el influente (S_0) se obtiene del **paso 2** y la del efluente (S) se define con base en la calidad requerida.
- iv. Se obtiene los porcentajes de volumen de mezcla completa, flujo pistón y zonas muertas del **paso 4** para esa z_p .
- v. En un BAF la remoción debida a la fracción de volumen de mezcla completa ocurre de manera simultánea a la debida por la fracción de volumen de flujo pistón. Ya que el modelo de Wolf y Resnick proporciona estas fracciones de volúmenes sin especificar en qué zona influye cada una, se considera que el filtro tiene una fracción de mezcla completa bien definida y una fracción de flujo pistón bien definida para facilitar los cálculos.
- vi. Al considerar esto se tendría una concentración intermedia entre la etapa de flujo pistón y la de mezcla completa. Esta se obtiene de generar la tabla 5.1.

La diferencia entre la concentración inicial y al final se divide en n partes para ir variando la concentración de sustrato intermedia (columna 1).

En la columna 2 se obtiene el tiempo de retención hidráulico necesario para remover desde S_0 hasta S_i con mezcla completa (TRH_{MC}). En la columna tres se divide ese TRH_{MC} entre el porcentaje de mezcla completa (**paso 4**) para obtener el tiempo de retención hidráulico total del lecho filtrante.

Tabla 5.1 Proceso para determinar la concentración intermedia de la etapa en flujo pistón y la etapa de mezcla completa y a su vez obtener el TRH del filtro.

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
S_i	TRH _{MC} ecuación 4.26	TRH ₁	TRH _{FP} ecuación 4.13	TRH ₂
$S_0 - 1 \left(\frac{S_0 - S}{n} \right)$	$TRH_{MC} = \frac{(S_0 - S_i)}{uX}$	$\frac{TRH_{MC}}{(1-p)(1-m)}$	$TRH_{FP} = \left(\frac{Y}{\mu_{máx}X} \right) \left[\ln \left(\frac{S_i^{k_s}}{S} \right) + (S_i - S) \right]$	$\frac{TRH_{FP}}{p(1-m)}$
·				
·				
·				
$S_0 - n \left(\frac{S_0 - S}{n} \right)$				

En la columna 4 se obtiene el tiempo de retención hidráulico necesario para remover desde S_i hasta S con flujo pistón (TRH_{FP}). En la columna 5 se divide ese TRH_{FP} entre el porcentaje de flujo pistón (**paso 4**) para obtener el tiempo de retención hidráulico total del lecho filtrante.

La concentración intermedia del reactor se presenta cuando en la columna 3 y 5 se obtiene el mismo valor. Al trazar las curvas de S_i contra TRH₁ y S_i contra TRH₂ en el mismo plano se obtiene la figura 5.5:

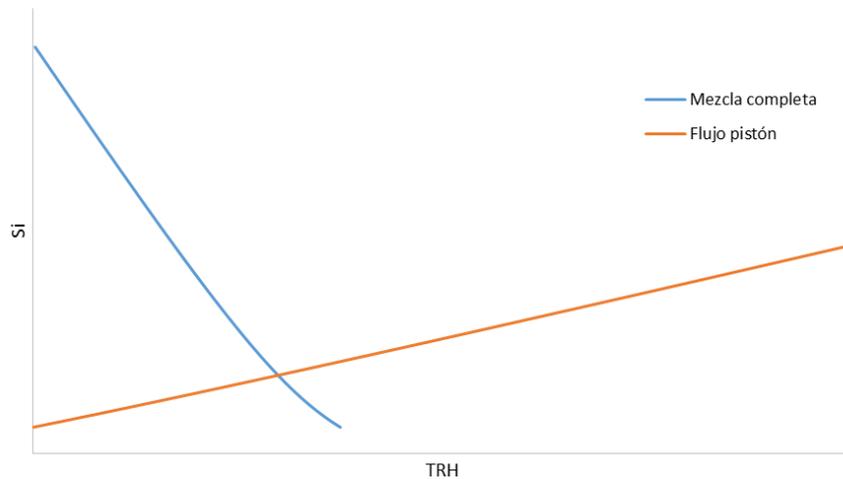


Figura 5.5 Curvas de concentración intermedia de sustrato contra tiempo de retención hidráulico

El punto en donde ambas curvas se cruzan indica el tiempo de retención hidráulico de todo el reactor y la concentración intermedia del sustrato. Ese TRH obtenido corresponde al volumen efectivo del reactor (espacios entre partículas del medio filtrante). Al multiplicarlo por el gasto se obtiene el volumen de esos espacios vacíos (V_ε), los cuales corresponden a una fracción del volumen total del lecho filtrante que se conoce como porosidad aparente (ε).

$$V_\varepsilon = TRH \cdot Q \quad (5.2)$$

El volumen total del lecho filtrante (V_ε) se obtiene de dividir el volumen de espacios vacíos (V_ε) entre la porosidad aparente (ε):

$$V = \frac{V_\varepsilon}{\varepsilon} \quad (5.3)$$

Al dividir el volumen total (V) entre el área de filtración (A_f) se obtiene la profundidad de lecho teórica (z_t):

$$z_t = \frac{V}{A_f} \quad (5.4)$$

Si la profundidad de lecho teórica (z_t) es igual o menor a la propuesta (z_p), se utiliza z_p como la profundidad de lecho de diseño. En caso contrario se debe proponer la profundidad teórica y repetir el procedimiento (b). Se repite hasta llegar a una z_t menor o igual a z_p como un factor de seguridad en el diseño del lecho filtrante. Después de poner en marcha el filtro se debe asegurar que el agua tratada cumpla con la calidad de diseño.

Comprobando el método

Utilizando los datos del trabajo de Alondra Higuera Rivera (tabla 5.2), se puede comprobar el método anterior para la remoción de la DQO disuelta (Higuera Rivera, 2017).

Tabla 5.2 Características del reactor del trabajo de Alondra Higuera Rivera

Datos		
Diámetro de partículas de tezontle	9.5	mm
Profundidad del lecho	1	m
TRH espacios vacíos	2.0	h
DQO ₀ (influyente)	0.15	kg/m ³
DQO (efluente)	0.03	kg/m ³
Concentración de microorganismos	25.65	kg de SVT/m ³

De su trabajo obtuvo las constantes cinéticas que se muestran en la tabla 5.3.

Tabla 5.3 Constantes cinéticas para el modelo de Monod del trabajo de Alondra Higuera Rivera.

Constantes		
Y	0.55	kg SVT/kg DQO
μ_{\max}	0.24	d ⁻¹
k_s	0.0072	kg/m ³

Tabulando la DQO intermedia como se propone se obtienen los valores de TRH en horas (tabla 5.4).

Tabla 5.4 DQO intermedia con las constantes cinéticas de la tabla 5.3

DQO_i (kg/m ³)	TRH _{MC}	TRH ₁	TRH _{FP}	TRH ₂
0.138	0.3952	3.293	0.0419	0.057
0.126	0.3532	2.943	0.0843	0.114
0.114	0.3109	2.591	0.1271	0.172
0.102	0.2684	2.237	0.1707	0.231
0.090	0.2255	1.880	0.2152	0.291
0.078	0.1823	1.519	0.2612	0.353
0.066	0.1384	1.153	0.3094	0.418
0.054	0.0938	0.781	0.3614	0.488
0.042	0.0479	0.399	0.4202	0.568
0.030	0.0000	0.000	0.4942	0.668

Al trazar las curvas con estos datos se obtienen las curvas de la figura 5.6.

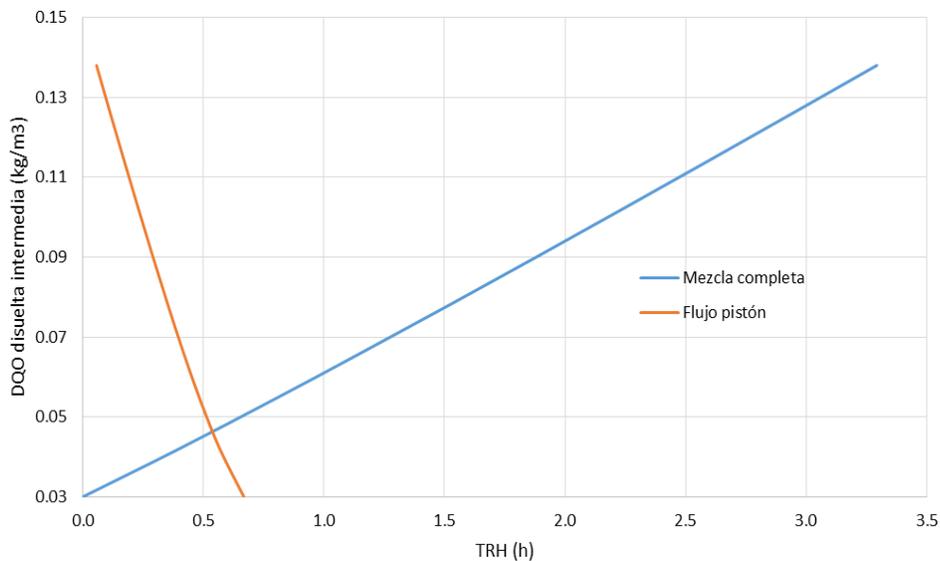


Figura 5.6 Concentración intermedia de DQO contra TRH

El punto donde ambas curvas se cruzan es:

$$DQO_i = 0.0463 \text{ kg/m}^3 \quad TRH = 0.54 \text{ h}$$

El TRH real del reactor es de 2 horas, por lo tanto el TRH obtenido con el método propuesto corresponde a aproximadamente una cuarta parte del real. La figura 5.7 muestra un perfil de altura del filtro contra DQO disuelta del trabajo de Alondra Higuera.

A los 25 centímetros de altura, ya se removió casi el 80% de la DQO disuelta. Esto quiere decir que en una cuarta parte del TRH se remueve casi todo lo que se puede remover en un filtro con estas

características. Por lo tanto, se concluye que el método funciona y sólo se debe tomar en consideración que se requiere de una profundidad mayor a la calculada para que se presente la nitrificación y para que se remuevan los sólidos suspendidos.

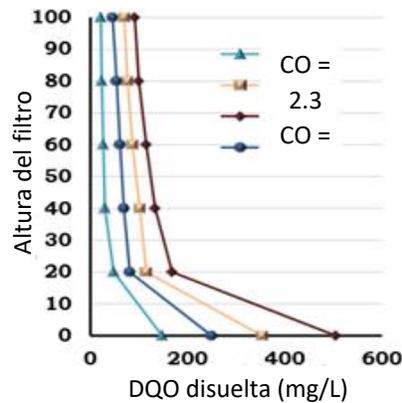


Figura 5.7 Perfil de altura de filtro contra DQO disuelta (Higuera Rivera, 2017)

Paso 7 - Estructuración de los filtros

Considerando lo anteriormente expuesto se puede esquematizar el funcionamiento normal de los filtros, lo cual implica definir:

- Tipo de flujo de operación (ascendente o descendente capítulo 2.1.1). Se debe seleccionar el tipo de flujo en función al material filtrante que se va a utilizar. La densidad del material y el tamaño de partícula son factores fundamentales en esto (figura 2.11)
- Las pérdidas de carga
- Los niveles del agua a los que operará el filtro (figura 5.8)
- El arreglo y los elementos del sistema que a su vez definen por donde entra y sale el agua (tanques, canales, vertedores, bajo dren, boquillas, tuberías, válvulas)

Se recomienda introducir el agua residual cruda por gravedad y el agua de retrolavado por bombeo.

Paso 8 - Descripción del retrolavado

El retrolavado de un filtro biológico aireado no debe durar más de 5 minutos y debe utilizar un volumen de agua filtrada determinado.

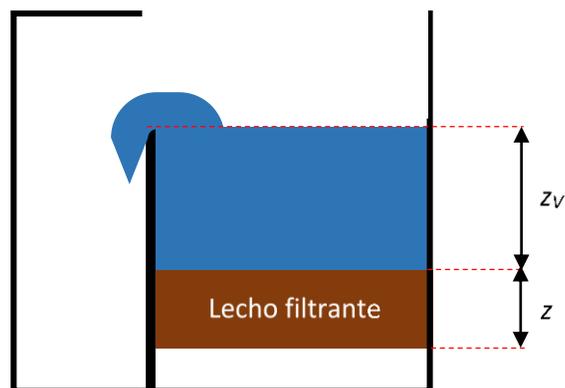


Figura 5.8 Diagrama de niveles en un filtro biológico aireado con flujo ascendente

Durante el retrolavado el filtro se comporta como un reactor de mezcla completa debido a la gran presión a la que se introduce el aire y la velocidad a la que se introduce el agua. Si se analiza la figura 3.13, se puede observar que la tendencia de la curva correspondiente a mezcla completa alcanza a remover casi el 95% de la sustancia en el reactor cuando se alcanza un $t/TRH = 3$. Por lo tanto, se requieren de 3 veces el volumen del lecho filtrante en agua para reemplazar el agua del filtro (figura 5.9).

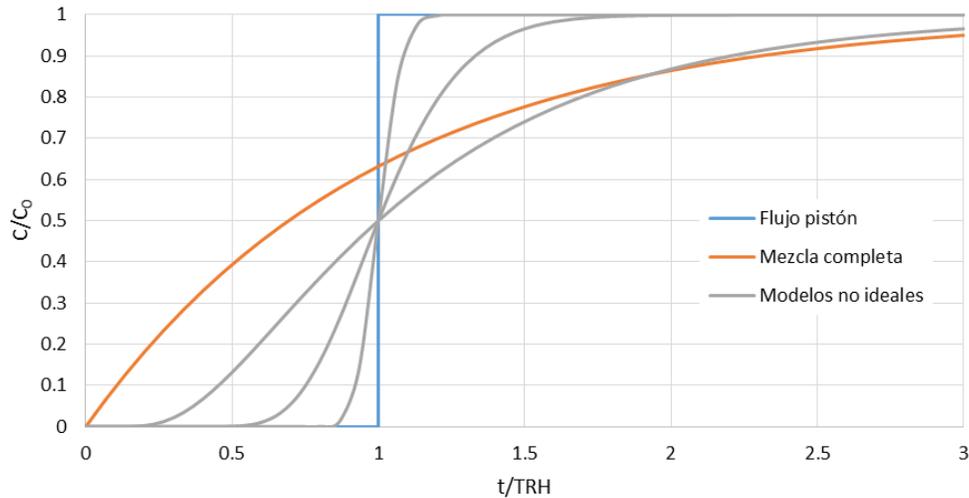


Figura 5.9 Continuación de las curvas de respuesta del modelo de dispersión axial hasta $t/TRH = 3$

Si se cumple la siguientes desigualdad, el volumen de retrolavado se define como (z_V y z definidos en la figura 5.8):

$$z_V \geq 2z \quad (5.5)$$

$$V_{retrolavado} = A_f(z_V + z)$$

En el caso contrario:

$$h_V < 2h$$

$$V_{retrolavado} = 3(A_f \cdot h) \quad (5.6)$$

De acuerdo con recomendaciones de literatura (Pujol *et al.*, 1994), de los cinco minutos que dura el retrolavado, durante dos minutos solo se introduce aire para expandir el lecho y durante los otros tres el agua para arrastrar todos los sólidos que se desprenden. Por lo tanto, el gasto se obtiene como:

$$Q_{retrolavado} = \frac{V_{retrolavado}}{180 \text{ s}} \quad (5.7)$$

Este gasto proporciona una velocidad de flujo a través del lecho (una carga hidráulica). Se debe corroborar que esta velocidad no arrastra las partículas del lecho filtrante fuera del filtro. Esto se puede hacer de dos formas: calculando la velocidad mínima de fluidización de las partículas o experimentalmente.

Lo más práctico es, ya teniendo el filtro en operación, utilizar el gasto obtenido en la ecuación 5.6 y si llegaran a salir partículas del filtro, aumentar el tiempo de retrolavado con el mismo volumen, lo cual disminuye el gasto y a su vez la velocidad del agua (carga hidráulica).

Paso 10 - Selección del equipo auxiliar

Esto implica seleccionar el tipo de bomba para retrolavado y el sistema de aireación.

- Para seleccionar la bomba se deben calcular las pérdidas de carga a lo largo del sistema de retrolavado y el caudal requerido para arrastrar el material retenido en el lecho.
- Para seleccionar el sistema de aireación se debe calcular el gasto y la presión de aire que se introduce durante el retrolavado y la operación normal.

6. DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS EXISTENTES

La figura 6.1 muestra la vista en planta de los filtros de arena actualmente existentes. Para su ubicación dentro de la planta se puede consultar la figura 1.2.

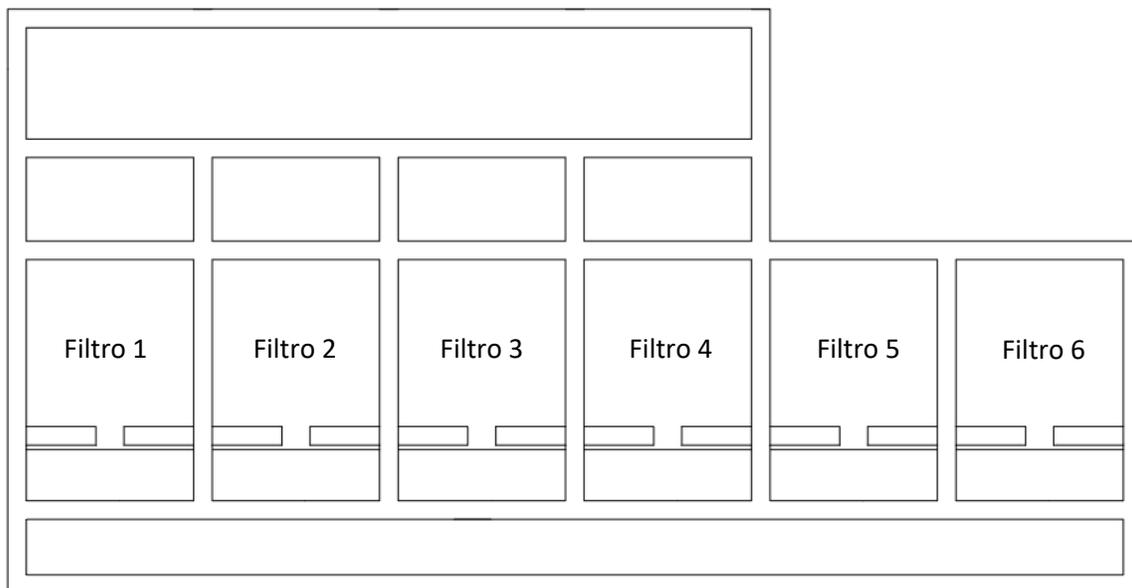


Figura 6.1 Distribución en planta de los filtros de arena

Los filtros de arena se pueden clasificar en filtros de arena lentos, rápidos y de alta tasa. Los filtros lentos y rápidos no sirven para el tratamiento de agua residual ya que con el alto contenido de materia orgánica y sólidos en suspensión requerirían de un lavado frecuente. En el caso de la planta para

tratamiento de agua residual de Ciudad Universitaria, se tenían en operación filtros de arena de alta tasa multimedio (tabla 6.1), los cuales se utilizaban como pulimento o un tratamiento terciario. Servían para garantizar una buena calidad del agua en el efluente en caso de que alguna otra parte del tren de tratamiento fallara.

Tabla 6.1 Características de los tipos de filtros de arena

Tipo de filtro	Tipo de medio	Criterios de diseño	Ventajas	Desventajas
Filtros de arena lentos	Arena fina	Tasa de filtración: 0.13 – 0.42 m ³ /m ² ·h Profundidad del lecho: 1 – 1.2 m	- Diseño y construcción simple. - Buena calidad del efluente sin pretratamiento.	- Requiere gran área de filtración. - Solo para ciertos tipos de agua. - Raspado superficial frecuente (cada 20 – 30 días).
Filtros de arena rápidos	Arena intermedia	Tasa de filtración: 5 – 7.5 m ³ /m ² ·h Profundidad del lecho: 0.6 – 0.75 m	- Amplio rango de aplicaciones.	- Corridas cortas. - Necesario un pretratamiento y un sistema de retrolavado.
	Arena gruesa	Tasa de filtración: 10 – 30 m ³ /m ² ·h Profundidad del lecho: 0.8 – 2 m	- Eficiente para corridas largas. - Amplio rango de aplicaciones.	- Requiere de aire para retrolavado - Requiere de celdas de filtración profundas y un bajo dren.
Filtros de alta tasa	Multimedio	Tasa de filtración: 10 – 25 m ³ /m ² ·h Profundidad del lecho: 0.8 m	- Eficiente para corridas largas.	- Requiere de un lavado superficial o aire para retrolavado - Selección adecuada del material de cada capa del lecho. - Requiere de un retrolavado de alta tasa para re-estratificar el medio.

(Kawamura, 1991)

6.1 Levantamiento en sitio

Por medio de un levantamiento en sitio, se corroboró si el plano de los filtros de arena original (**anexo 1**) corresponde con la distribución y dimensiones actuales. Esto es fundamental para conocer las condiciones de las estructuras y elementos de los filtros y así seleccionar los componentes con potencial para ser reusados en el diseño de los nuevos filtros biológicos aireados.

Para realizar el levantamiento fue necesario retirar el material dentro del filtro número 6 para comprobar las medidas internas. Se retiraron 2 m³ de material filtrante aproximadamente. La figura

6.2 a) muestra la apariencia del filtro 6 antes de retirar el material contenido en él y la figura 6.2 b) muestra el filtro después de retirar el material filtrante.



a)



b)

Figura 6.2 Vaciado de la celda del filtro 6 a) Con material filtrante b) Sin material filtrante

El material removido contiene rocas, gravas, arenas y antracita (figura 6.3). Además, se retiró la parrilla con la que se alimentaba el aire para el lavado, la cual consistía en un arreglo de tubos de hierro galvanizado con pequeños orificios de 1/16" separados 10 cm entre ellos (figura 6.4).



a)



b)



c)



d)

Figura 6.3 Material filtrante a) Rocas b) Gravas c) Arenas d) Antracita



Figura 6.4 Difusores de aire

Con el filtro vacío se tomaron las medidas de su interior para complementar el levantamiento. La información recabada se utilizó para actualizar el plano original (**anexo 1**) y generar un nuevo plano (**anexo 2**).

Las figuras 6.5 y 6.6 describen los componentes y estructuras de los filtros de arena en planta y corte.

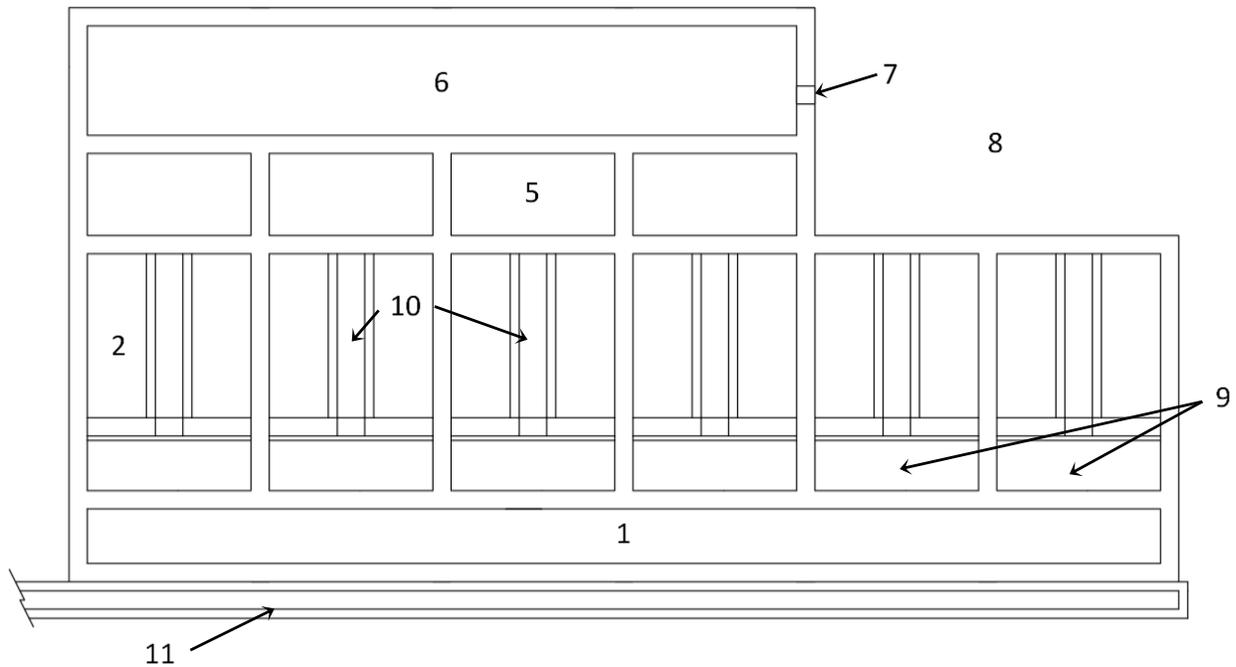


Figura 6.5 Elementos de los filtros de arena en planta

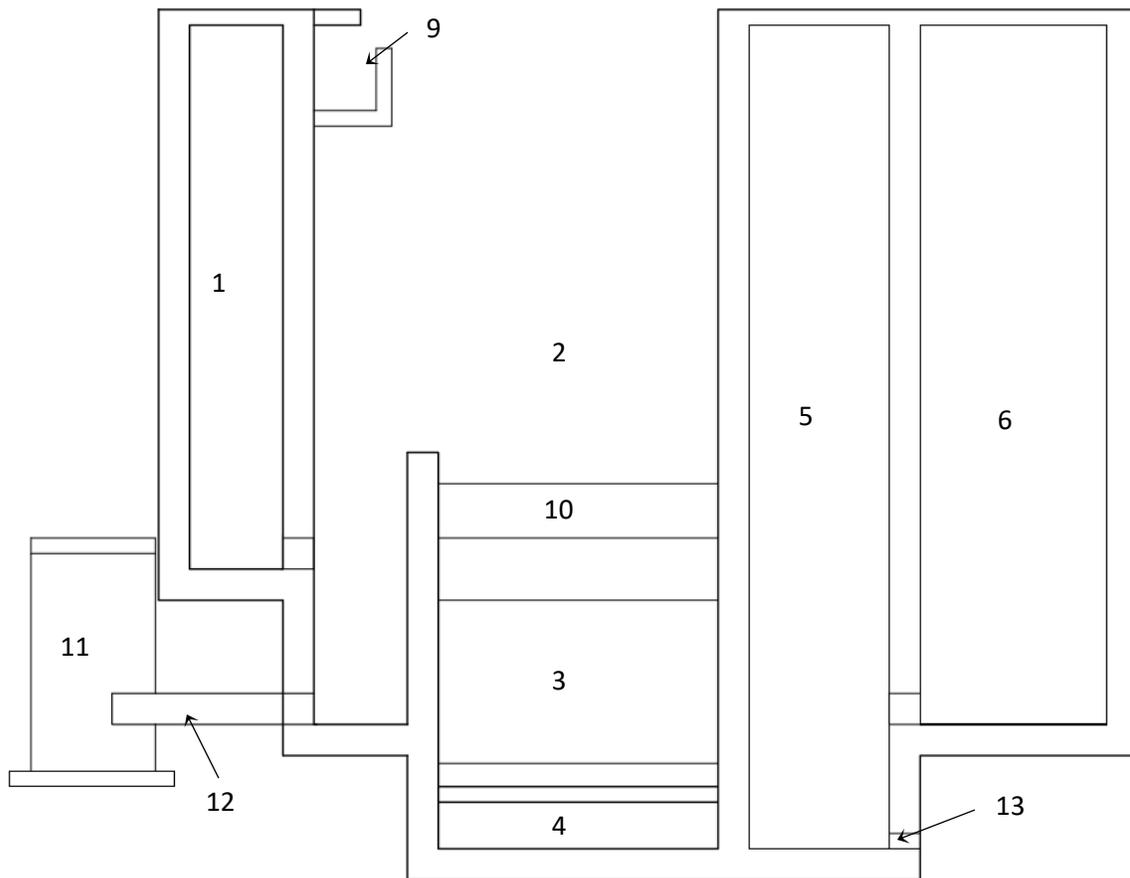


Figura 6.6 Elementos de los filtros de arena en corte

1. Tanque de agua cruda
2. Celda de filtración
3. Material filtrante
4. Falso fondo con boquillas
5. Tanque de lavado (individual para filtros 1 a 4 y conectado por tuberías a filtros 5 y 6)
6. Tanque de agua tratada (se conecta por tubería de 8 pulgadas a filtros 5 y 6 y al cárcamo de agua tratada)
7. Tubería de salida del agua tratada (para los filtros 1, 2, 3 y 4)
8. Arreglo de tuberías para el funcionamiento de los filtros 5 y 6
9. Rebozadero (solo en filtros 5 y 6)
10. Canaleta para agua de lavado
11. Trinchera para salida de agua de lavado
12. Tubería de salida de agua de lavado
13. Tubería para desfogue de filtros 1 a 4 y agua de lavado de filtros 5 y 6

6.2 Descripción de la operación de los filtros de arena

Los filtros de arena operaban con flujo descendente. Los difusores de aire se colocaron tiempo después debido a las dificultades para realizar un retrolavado eficiente. El tanque de agua tratada (6), tiene unos muros divisorios entre cada filtro, pero se encuentran conectados entre sí por un hueco en la parte inferior de dichos muros. Es importante mencionar que los filtros 5 y 6 operan de manera distinta a los filtros 1,2,3 y 4 ya que tienen un arreglo de tuberías en lugar de los tanques de agua para lavado y de agua tratada. En los diagramas de la operación de los filtros de arena las válvulas y el flujo de agua se representan con la simbología de la figura 6.7.

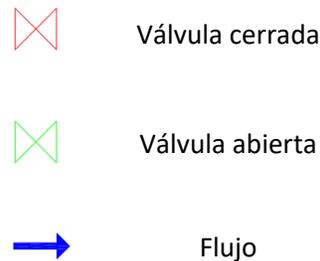


Figura 6.7 Simbología de los diagramas de operación de los filtros de arena

Durante la filtración (figura 6.8, figura 6.9 y figura 6.10), el agua fluye del tanque de agua cruda (1) a la celda de filtración (2) pasando por el medio filtrante (3) y después por las boquillas y el falso fondo (4).

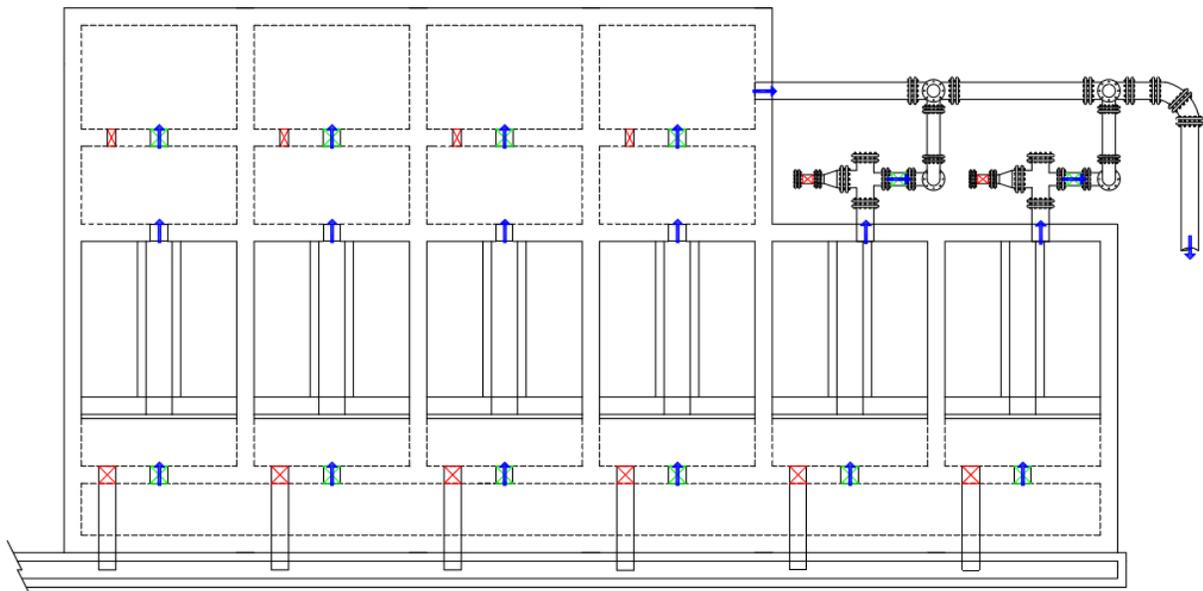


Figura 6.8 Diagrama en planta de la operación normal de todos los filtros

Para los filtros 1, 2, 3 y 4 (figura 6.9), el agua pasa del falso fondo (4) al tanque de lavado (5) y de ahí pasa al tanque de agua tratada (6) que a su vez pasa al cárcamo de agua tratada de la planta a través de la tubería de salida de agua tratada (7).

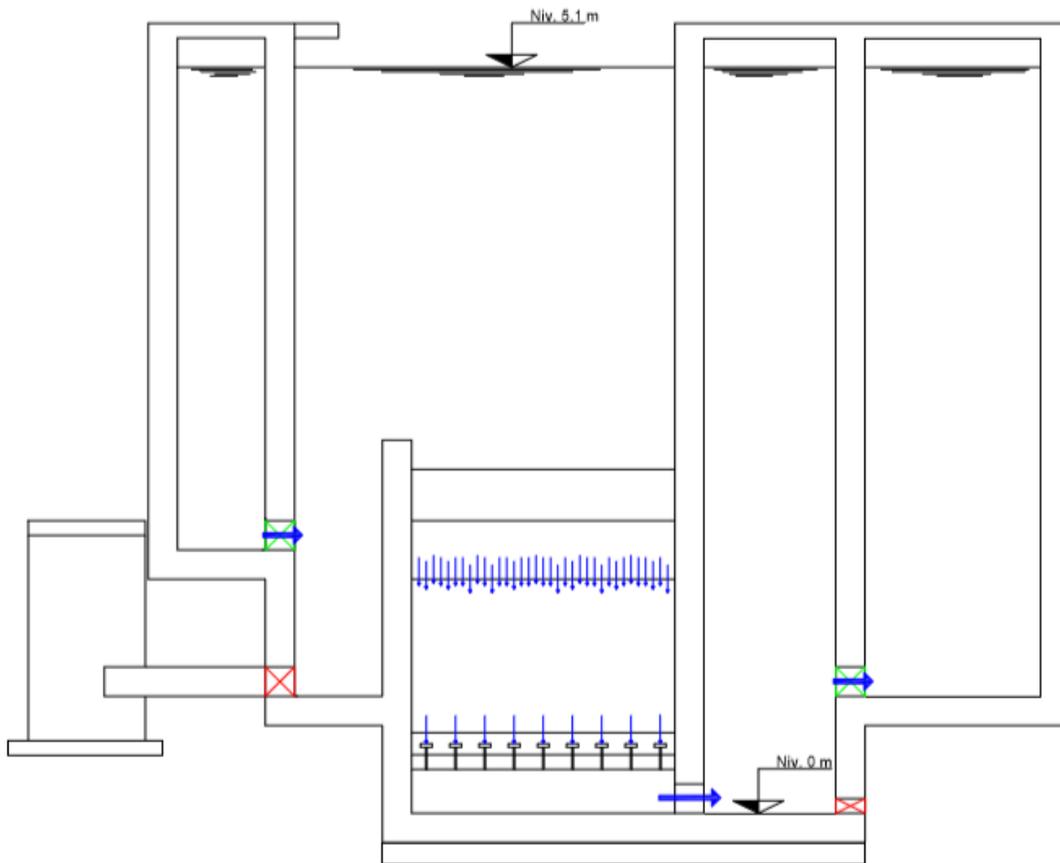


Figura 6.9 Diagrama en corte de la operación normal de los filtros 1 a 4

En el caso de los filtros 5 y 6 (figura 6.10), el agua que sale del falso fondo (4) pasa directo al cárcamo de agua tratada de la planta a través del arreglo de tuberías (8) que se conecta con la tubería de agua tratada (7).

Durante la operación se cierra el paso por la tubería de salida de agua de lavado (12) y la tubería de desfogue (13).

Durante el retrolavado de los filtros 1 al 4 (p.e. el filtro 3, figura 6.11 y 6.12), el agua tratada que se encuentra en el tanque de lavado (5) pasa a la celda de filtración (2) y por el falso fondo a través de las boquillas (4) con una carga de 2.75 metros (la diferencia entre el nivel del agua en el tanque de 5.1 m y el nivel de la canaleta (10) de 2.35 m). El agua fluye por el medio filtrante (3) y vierte en la canaleta (10), la cual vierte hacia la tubería de agua de lavado (12) que desfoga en la trinchera (11). Durante el retrolavado permanece cerrado el paso de agua hacia el tanque de agua tratada (6) y el de agua cruda (1) y se abre el paso a la tubería de agua de lavado (12). Ya que solo se lava un filtro a la vez, los otros continúan operando de manera regular.

En el caso del retrolavado de los filtros 5 y 6 (p.e. el filtro 5, figura 6.13 y 6.14), se abre el paso de la tubería de desfogue de los otros filtros 1 a 4 para que el agua del tanque de lavado (5) de dichos filtros fluya hacia la celda de filtración (2) de alguno de estos dos filtros. Así, el retrolavado sigue el mismo procedimiento que en los otros cuatro filtros sin la necesidad del tanque de lavado (5).

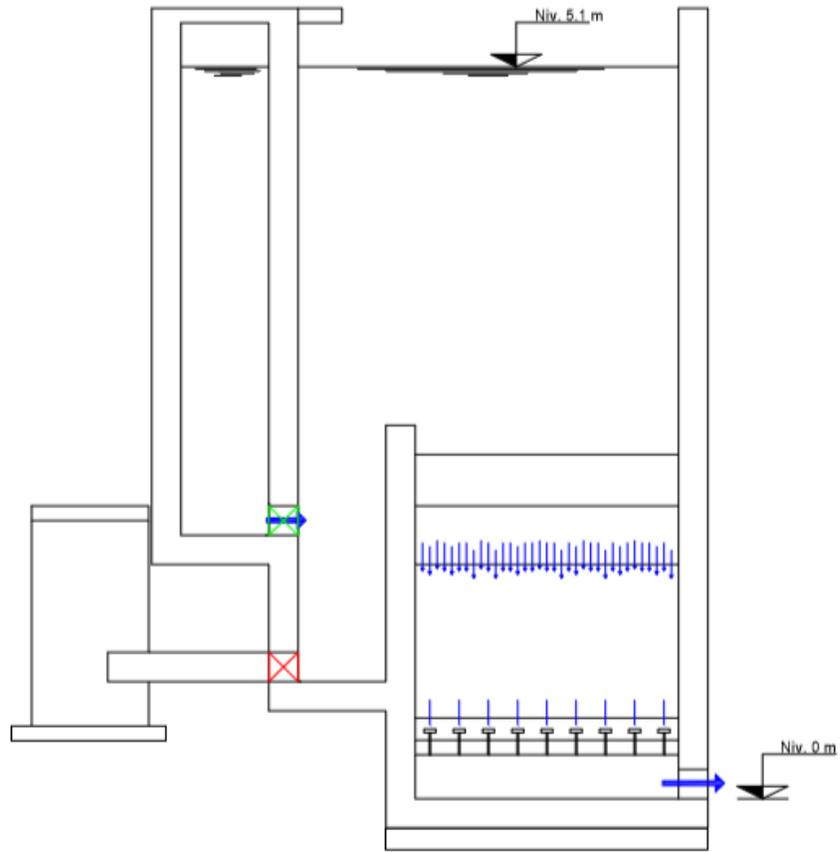


Figura 6.10 Diagrama en corte de la operación normal de los filtros 5 y 6

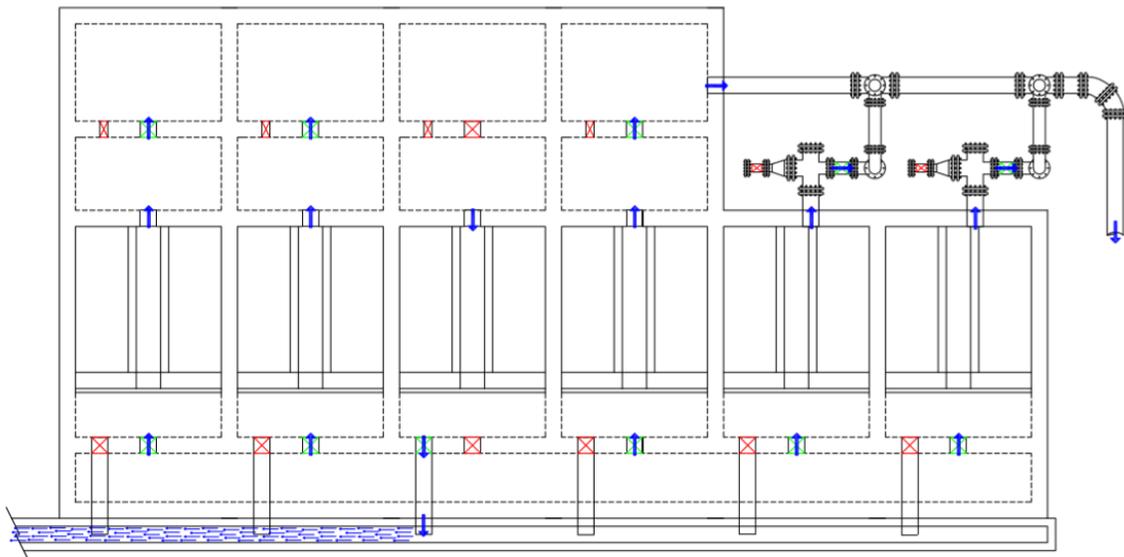


Figura 6.11 Diagrama en planta del retrolavado del filtro 3

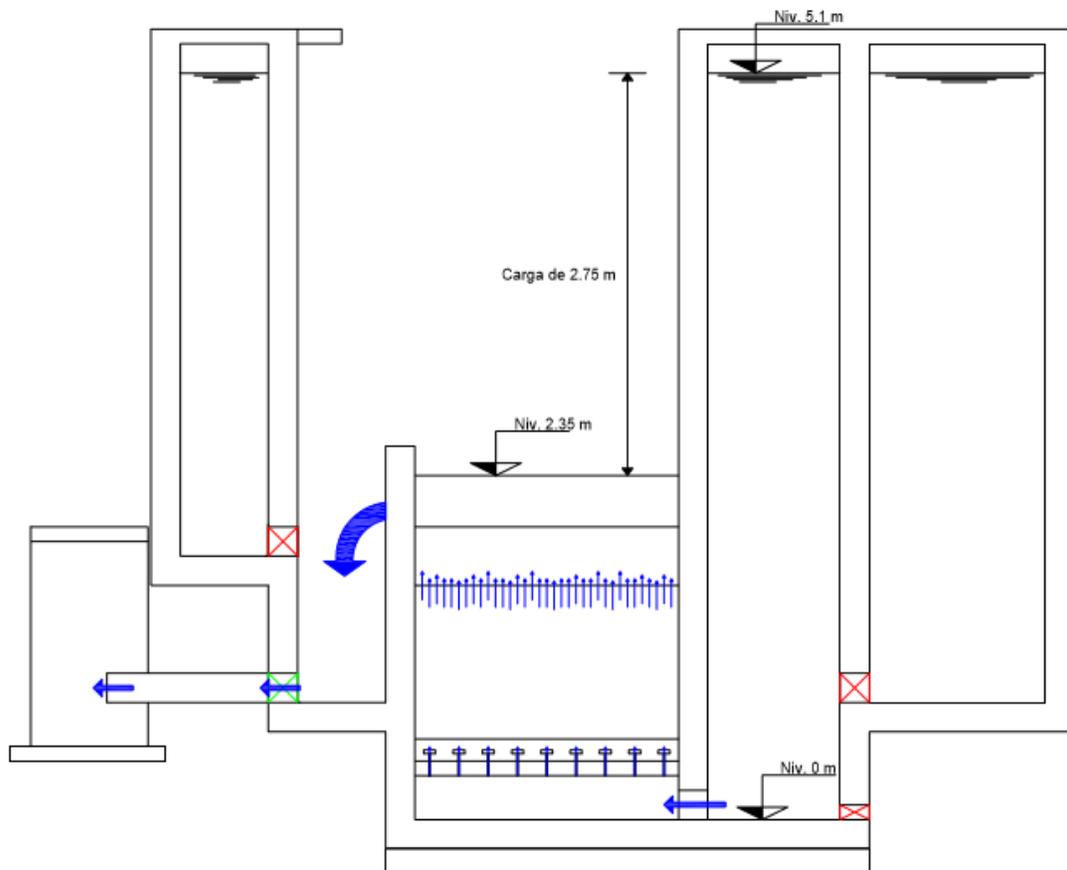


Figura 6.12 Diagrama en corte del retrolavado del filtro 3

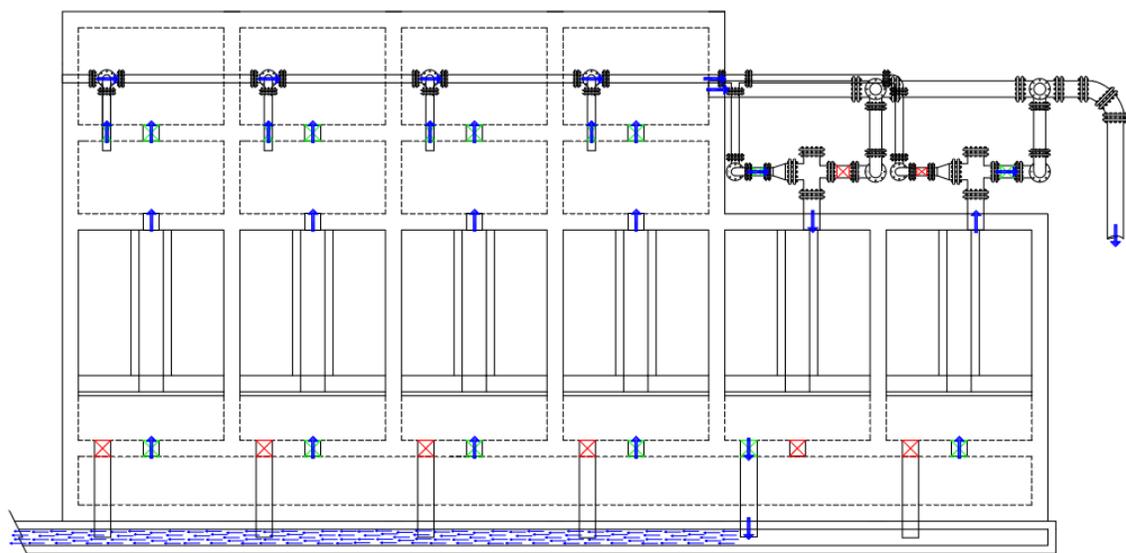


Figura 6.13 Diagrama en planta del retrolavado del filtro 5

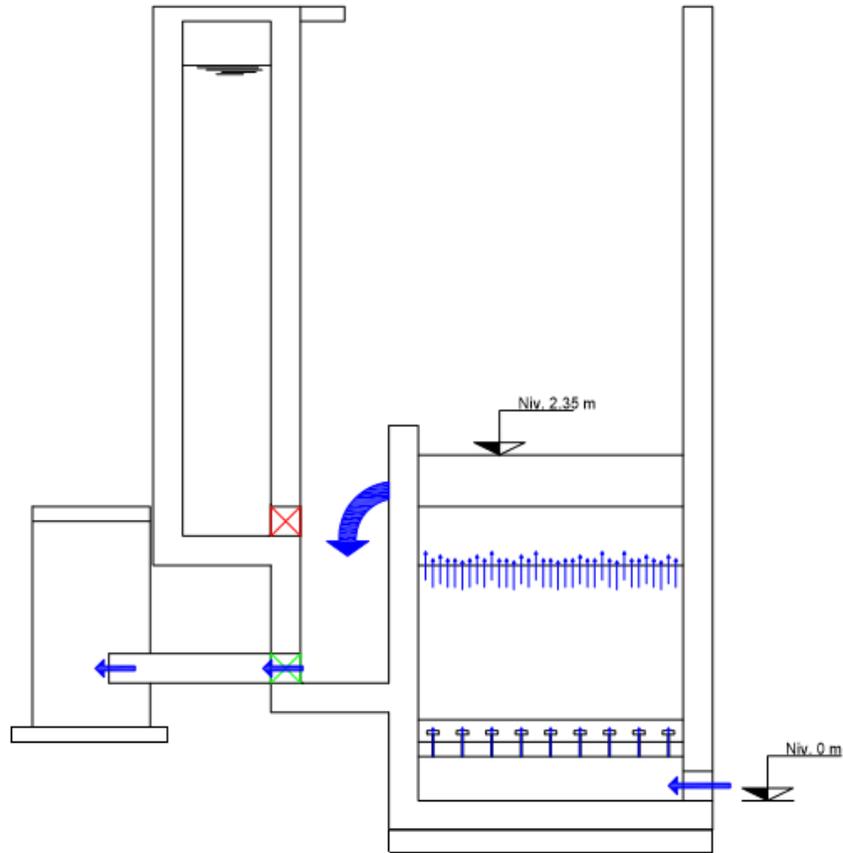


Figura 6.14 Diagrama en corte del retrolavado del filtro 5

6.3 Planos originales y comparación con el levantamiento

Las principales diferencias entre el plano original y los planos que surgen del levantamiento son:

1. El arreglo de tuberías de los filtros 5 y 6 (8) no cuenta con una reducción entre la tubería de 8 pulgadas que sale de la celda de filtración (2) y la tubería de 6 pulgadas que se conecta con la tubería de agua tratada. Se conectan de forma directa con una brida.
2. Las válvulas que regulan el paso del agua entre los tanques y la celda de filtración son válvulas de plato en lugar de válvulas de compuerta tipo Miller.
3. Los registros para acceder a los tanques de retrolavado (5) son de dos dimensiones distintas.
4. El registro para acceder al tanque de agua tratada (6) se encuentra en el filtro 2 y no en el filtro 4.
4. En el filtro cuatro se cuenta con una rejilla tipo Irving para observar el interior del tanque (6).

Todas estas diferencias se pueden observar de forma clara al comparar a detalle el **anexo 1** y el **anexo 2**.

7. PROPUESTA DE MODIFICACIÓN

La propuesta de modificación de los filtros de arena de la planta para tratamiento de agua residual de Ciudad Universitaria para ser utilizados como filtros biológicos aireados se desarrolla de tal forma que se puedan poner en operación los seis filtros de arena existentes aprovechando al máximo sus estructuras.

Cabe mencionar que, en la planta para tratamiento de agua residual de Ciudad Universitaria, la criba desarenador compacto Ro 5C tiene una capacidad máxima de 25 l/s y el sistema de lodos activados con membrana opera a 20 l/s en promedio, por lo que sólo 5 l/s provenientes de la Ro 5C se le podrían destinar a los biofiltros. Para poder operar los filtros biológicos aireados con el gasto propuesto en este trabajo, es necesario instalar otra criba-desarenador como parte de las modificaciones.

Material filtrante

El material filtrante seleccionado es el tezontle debido a que es un buen material para la filtración combinada ya que (Cobos Becerra, 2013; Domínguez Fabela, 2012):

- Tiene una superficie áspera y rugosa, lo que propicia un grado adecuado de adherencia de microorganismos (figura 7.1).
- Es una roca porosa que además presenta una alta porosidad del lecho empacado (50% aproximadamente).
- Es resistente al ataque microbiano.
- A bajas cargas hidráulicas retiene prácticamente todos los sólidos suspendidos en el agua.
- Presenta una alta resistencia a la presión y abrasión.
- Abunda en México, por lo que es de fácil obtención a costos bajos.

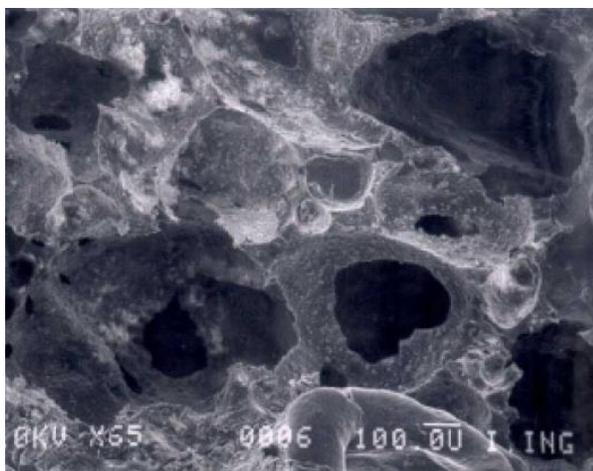


Figura 7.1 Fotografía de microscopio electrónico de barrido del tezontle (Millán Salazar, 2005)

En este trabajo se propone utilizar los filtros como un tratamiento único (criba-desarenador -> BAFs) y, por esta razón, el diámetro de partícula de tezontle seleccionado es de 4.75 mm (figura 5.2).

Propósito del filtro

Ya que el agua tratada de la planta se utiliza para el riego de las zonas verdes de Ciudad Universitaria, el propósito de estos nuevos filtros biológicos aireados es remover materia orgánica y sólidos suspendidos y nitrificar. Es por esto que no es necesario recircular parte del efluente del filtro para desnitrificar y la fuente de aireación se coloca al mismo nivel que el falso fondo.

Dimensionamiento del lecho filtrante

a) Área filtrante

El área de filtración está limitada a 3.24 m² ya que las estructuras existentes de los filtros de arena tienen 1.8 metros por lado en la celda de filtración.

b) Profundidad del lecho

Se desconocen las constantes cinéticas necesarias para calcular una profundidad del lecho con el método desarrollado en el capítulo 5, pero se propone una profundidad de 1 metro con base en los resultados de otros trabajos (Cobos Becerra, 2013; Higuera Rivera, 2017). Además, esta profundidad es óptima para elevar la altura de vertido a 3 metros del falso fondo y evitar tener problemas de remoción de material filtrante durante el retrolavado.

Al tener definidos el área de filtración y la profundidad del lecho, calcula el gasto despejándolo de la ecuación 2.3:

$$Q = \frac{A_f \cdot z}{TC} \quad (7.1)$$

Donde,

A_f = Área de filtración (m²)

z = Profundidad del lecho (m)

TC = Tiempo de contacto (h)

La literatura indica que el tiempo de contacto para un filtro biológico se encuentra entre 15 minutos y 1 hora (Pujol *et al.*, 1994). Con un tiempo de contacto de 1 hora se garantiza la mayor retención de sólidos ya que proporciona la menor carga hidráulica dentro de ese rango de tiempo de contacto.

Tipo de flujo

Ya que es el tezontle es una roca porosa cuya densidad es mayor a la del agua, la operación del filtro debe ser de flujo ascendente (figura 2.11).

Esquema de los nuevos filtros propuestos

Para que los filtros operen con flujo ascendente, se deben modificar las entradas y salidas del agua al sistema, lo que implica cambiar el sentido del flujo dentro de los filtros. Se propone colocar una caja distribuidora, con vertedores triangulares como elementos de control, para poder regular las variaciones de caudal en cada filtro de manera independiente.

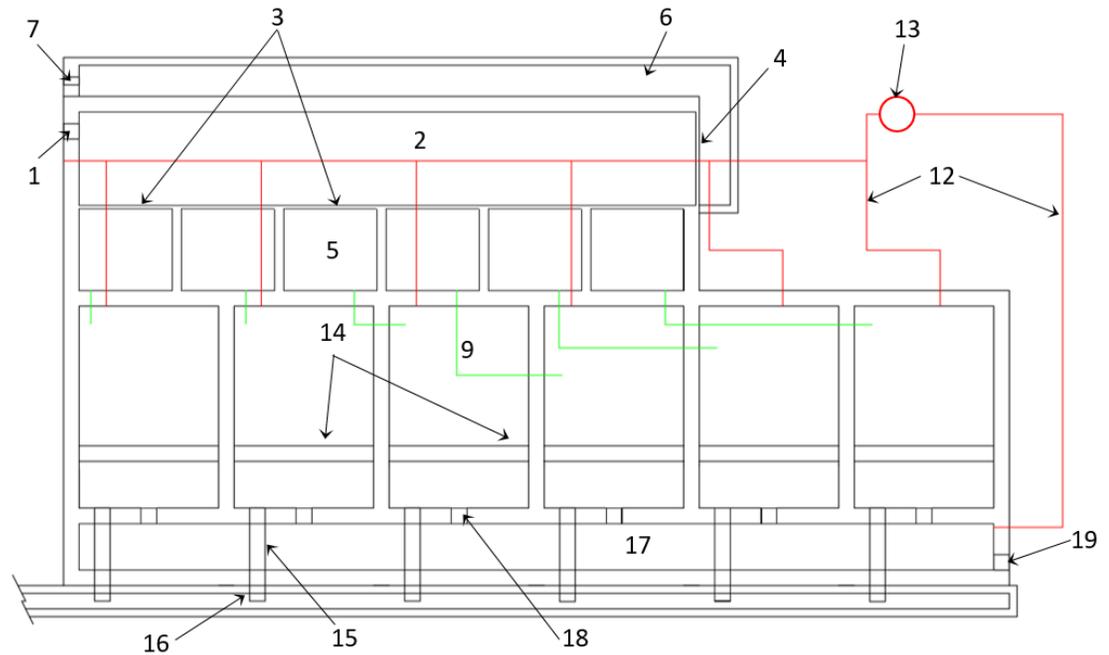
La figura 7.2 ilustra, en planta, los elementos y estructuras de los nuevos filtros biológicos aireados. La figura 7.3 muestra el corte de los filtros 1, 2, 3 y 4 y la figura 7.4 el corte de los filtros 5 y 6.

Comparando estos esquemas con los del capítulo 6, las principales modificaciones son:

- Cambia el sentido de la filtración.
- Se deshabilitan los dos tanques de los filtros 1 a 4.
- Se construye una caja repartidora (2) que consta de 6 vertedores triangulares (3) para regular el caudal que entra a los filtros, un vertedor de demasías (4) para desfogar el agua sobrante y un canal de desfogue (6) sobre el cual cae el agua del vertedor de demasías (4).
- Los vertedores (3; 4) se diseñan para que se pueda variar su nivel de cresta y poder regular los gastos. Operan como compuertas.
- El tanque de agua cruda original se convierte en un tanque de agua tratada (18).
- Se conectan las tuberías de desfogue y de agua de lavado de los filtros 5 y 6 para que al conectarse con una bomba se utilicen para retrolavar cualquiera de los 6 filtros. Esto se logra conectando la tubería de desfogue a una bomba (14) que a su vez se conecta con el nuevo tanque de agua tratada (18).
- Para conectar la tubería de agua de lavado directamente con la celda de filtración (9) en los filtros 1 a 4 se incrementa el nivel del fondo de la celda y se coloca una tubería más larga con salida a la parte inferior del fondo de la celda (9).
- El agua que sale de los tanques de vertido (5) se conduce hasta el fondo de cada filtro con una tubería (8).
- Se retira el material filtrante actual y se sustituye por una cama de un metro de profundidad de tezontle (11)
- Se quita la canaleta de retrolavado y se sube el nivel del muro libre de la celda de filtración (9) para que funcione como un vertedor rectangular de pared delgada (15).
- Todas las válvulas se reemplazan por válvulas actuadas para facilitar su apertura y cierre.
- Se cambian los difusores de aire (figura 6.3) por una nueva parrilla hecha con tubos de PVC cédula 80 con un diámetro de 1 pulgada.

Todos estos cambios se detallan en el **anexo 3**.

1. Tubería de entrada de agua cruda que proviene de la criba-desarenador. Esta es la nueva entrada del sistema.
2. Caja distribuidora de caudal. A este tanque entra el agua cruda y se reparte entre los 6 filtros con vertedores triangulares.
3. Vertedores triangulares de nivel de cresta variable para controlar el caudal que entra a cada BAF.
4. Vertedor de demasías. Es un vertedor triangular igual a los de distribución, pero se coloca en un costado de la caja distribuidora para desfogar el caudal en exceso a un canal rectangular.
5. Tanques individuales de agua cruda. Sobre estos tanques vierte el agua desde la caja distribuidora para alimentar los BAFs.
6. Canal de desfogue de agua cruda. Sobre este canal rectangular vierte el vertedor de demasías.
7. Tubería de salida de agua de desfogue. Esta tubería saca el agua en exceso hasta el cárcamo de agua cruda de la planta.
8. Tuberías de alimentación de cruda. Estas tuberías conectan los tanques individuales con el falso fondo. Se esquematizan en color verde.
9. Celda de filtración. Aquí se encuentra la cama de tezontle y el falso fondo con boquillas.
12. Tuberías para desfogue de filtros y de conducción de agua de retrolavado. Estas tuberías van conectadas a una bomba que a su vez va conectada al tanque de agua tratada, por un lado, por el otro, desfogan al cárcamo de agua cruda de la planta. Se esquematizan en color rojo.
13. Bomba para retrolavado.
14. Vertedor rectangular de agua tratada. Este vertedor se coloca al aumentar la altura del muro que divide a la celda de filtración de la salida a la trinchera y el tanque de agua tratada.
15. Tubería de salida de agua de retrolavado. Esta tubería tiene la misma función que con los filtros de arena.
16. Trinchera para salida de agua de retrolavado.
17. Tanque de agua tratada. Este era originalmente el tanque de agua cruda.
18. Tubería de paso entre la celda de filtración y el tanque de agua tratada.
19. Tubería que conecta al tanque de agua tratada y al cárcamo de agua tratada de la planta.

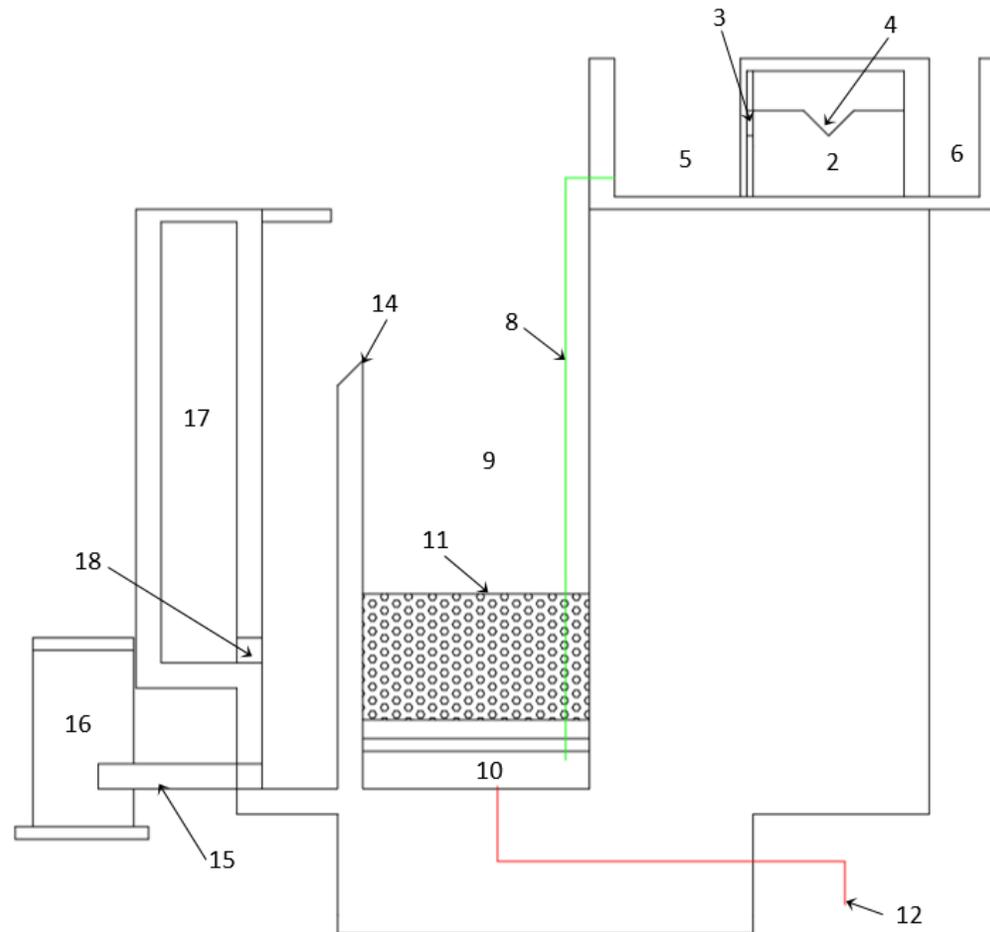


Elementos 10 y 11 en figuras 7.3 y 7.4.

Figura 7.2 Elementos de los filtros biológicos aireados en planta

2. Caja distribuidora de caudal.
3. Vertedores triangulares de nivel de cresta variable.
4. Vertedor de demasías.
5. Tanques individuales de agua cruda.
6. Canal de desfogue de agua cruda.
8. Tuberías de alimentación de cruda. Esquematizadas en verde.
9. Celda de filtración.
10. Falso fondo con boquillas. El falso fondo en los filtros 1, 2, 3 y 4 se sube para poder alargar la tubería de desfogue y agua de retrolavado y conectarla de forma directa a dicho falso fondo.
11. Material filtrante. El lecho es de tezontle con 1 metro de profundidad.
12. Tuberías para desfogue de filtros y de conducción de agua de retrolavado. Esquematizadas en rojo.
14. Vertedor rectangular de agua tratada
15. Tubería de salida de agua de retrolavado
16. Trinchera para salida de agua de retrolavado
17. Tanque de agua tratada
18. Tubería de paso entre la celda de filtración y el tanque de agua tratada

Es importante mencionar que no se ilustran el tanque de agua de lavado o el tanque de agua tratada de los filtros de arena ya que no se requieren para la operación de los nuevos filtros biológicos aireados. Se utilizan como los cimientos del sistema de distribución de agua cruda (caja distribuidora 2, vertedores triangulares 3, vertedor de demasías, tanques individuales de agua cruda y canal de desfogue 6).



Elementos 1, 7, 13 y 19 en figura 7.2.

Figura 7.3 Elementos de los filtros biológicos aireados 1 a 4 en corte

- 8. Tuberías de alimentación de cruda. Esquemáticas en verde.
- 9. Celda de filtración.
- 10. Falso fondo con boquillas. Para estos dos filtros no es necesario aumentar el nivel del falso fondo ya que la tubería de agua de retrolavado se conecta de forma directa con el falso fondo.
- 11. Material filtrante. El lecho es de tezontle con 1 metro de profundidad.
- 12. Tuberías para desfogue de filtros y de conducción de agua de retrolavado. Esquemáticas en rojo.
- 14. Vertedor rectangular de agua tratada
- 15. Tubería de salida de agua de retrolavado
- 16. Trinchera para salida de agua de retrolavado
- 17. Tanque de agua tratada
- 18. Tubería de paso entre la celda de filtración y el tanque de agua tratada

Elementos 1, 7, 13 y 19 en figura 7.2.

Elementos 2, 3, 4, 5, y 6 en figuras 7.2 y 7.3.

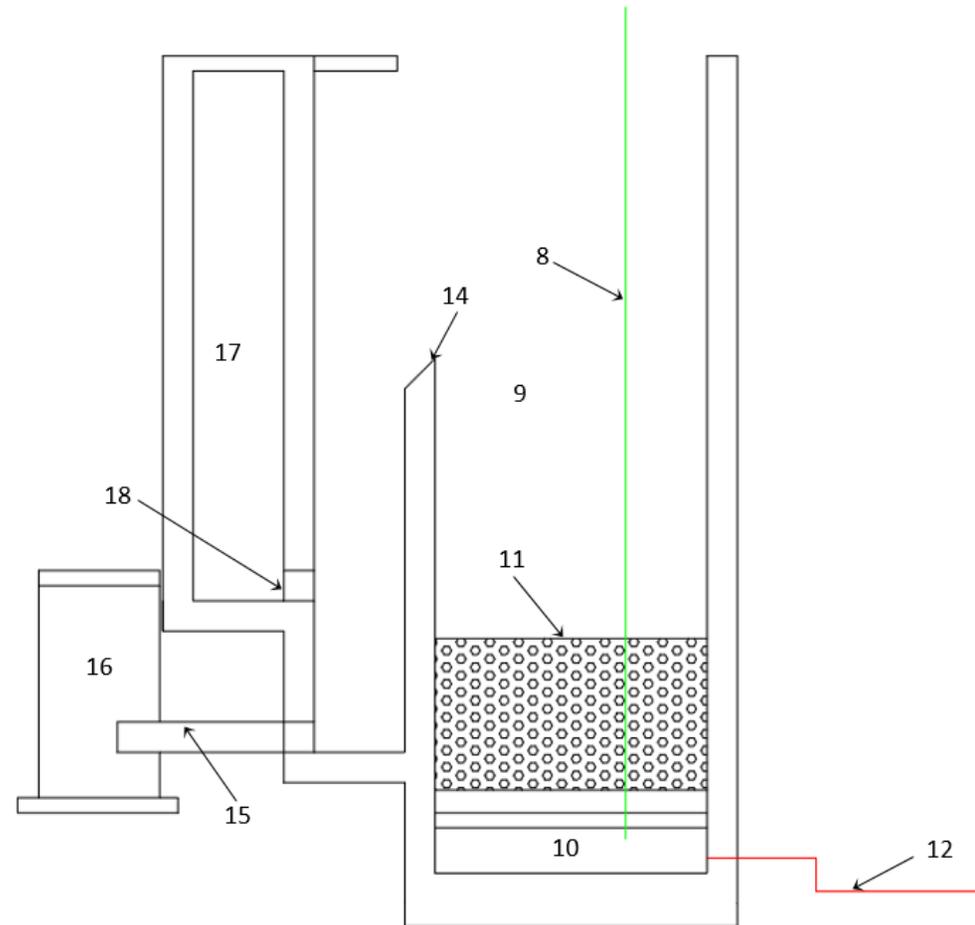


Figura 7.4 Elementos de los filtros biológicos aireados 5 y 6 en corte

7.1 Memoria de cálculo

Durante la filtración

Gasto por tratar

El filtro tiene un área de filtración de 3.24 m^2 , una profundidad de lecho de 1 m , una porosidad del 50% y un tiempo de contacto de entre $\frac{1}{4}$ y 1 hora, por lo tanto, sustituyendo los valores en la ecuación 7.1 y multiplicada por la porosidad para obtener el volumen de espacios vacíos en el filtro se calculan el gasto máximo ($TC = \frac{1}{4}$ y mínimo $TC = 1$ hora).

$$Q_{\min} = \frac{(3.24 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m})}{1 \text{ h}} \cdot 0.5 = 1.62 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 38.88 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 0.45 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

$$Q_{\max} = \frac{(3.24 \text{ m}^2 \cdot 1 \text{ m})}{0.25 \text{ h}} \cdot 0.5 = 6.48 \frac{\text{m}^3}{\text{h}} = 155.52 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 1.8 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Diseño de vertedores triangulares

La ecuación general para calcular el gasto en un vertedor triangular es:

$$Q = Ch^{\frac{5}{2}} \quad (7.2)$$

Donde,

Q = Gasto que pasa por el vertedor (m^3/s)

C = Coeficiente ($\text{m}^{1/2}/\text{s}$)

h = Carga sobre el vertedor (m)

El coeficiente C , de acuerdo con la Universidad Católica de Chile, se calcula como:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \mu K \quad (7.3)$$

Donde,

g = Aceleración de la gravedad a nivel del mar (9.81 m/s^2)

θ = Ángulo entre las paredes del vertedor triangular ($^\circ$)

μ = Coeficiente de gasto que depende de h y θ

K = Coeficiente de gasto que depende de B/h y θ

B = el ancho del vertedor (m)

Para vertedores triangulares con $\theta = 90^\circ$, el coeficiente C queda como:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu = 2.362 \mu K \quad (7.4)$$

El coeficiente μ se obtiene de las curvas experimentales de la figura 7.5 y el coeficiente K se obtiene de las curvas experimentales de la figura 7.6

Se proponen vertedores triangulares con una altura máxima de 20 cm ($B = 40$ cm) y un $\theta = 90^\circ$. Variando la carga sobre el vertedor de 1 cm en 1 cm y utilizando la ecuación 7.6 y 7.8 junto con las figuras 7.5 y 7.6 se calculan los datos de la curva 'carga sobre el vertedor-gasto' (figura 7.7).

La tabla 7.1 muestra la relación de gastos y cargas sobre el vertedor.

Tabla 7.1 Gastos relacionados con cargas para el vertedor triangular de pared delegada

Q (l/s)	h (m)	h (cm)
0.45	0.04	4.0
0.9	0.053	5.3
1.8	0.069	6.9
3.6	0.091	9.1
5.4	0.107	10.7
7.2	0.120	12.0
9	0.130	13.0
10.8	0.140	14.0
$Q_{\text{máx}} = 28.4$	0.200	20.0

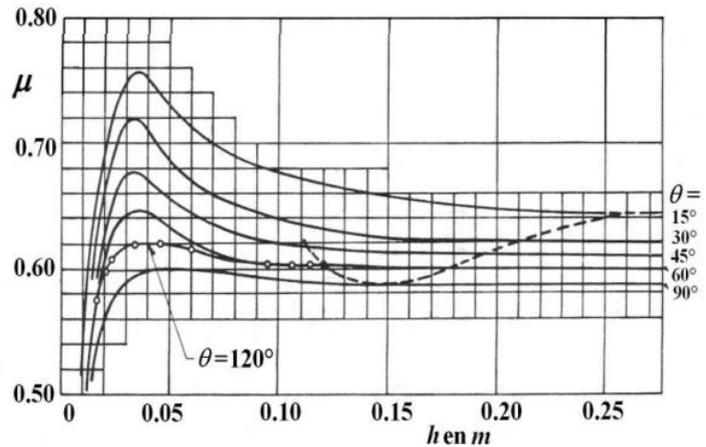


Figura 7.5 Coeficiente de gasto μ para vertedores triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile (Sotelo, 2006)

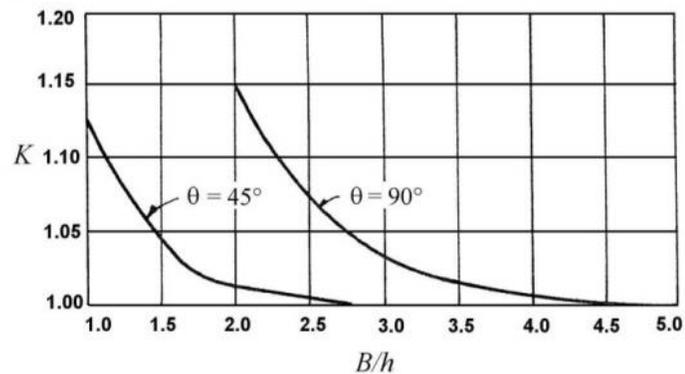


Figura 7.6 Coeficiente de gasto K para vertedores triangulares en la fórmula de la Universidad Católica de Chile (Sotelo, 2006)

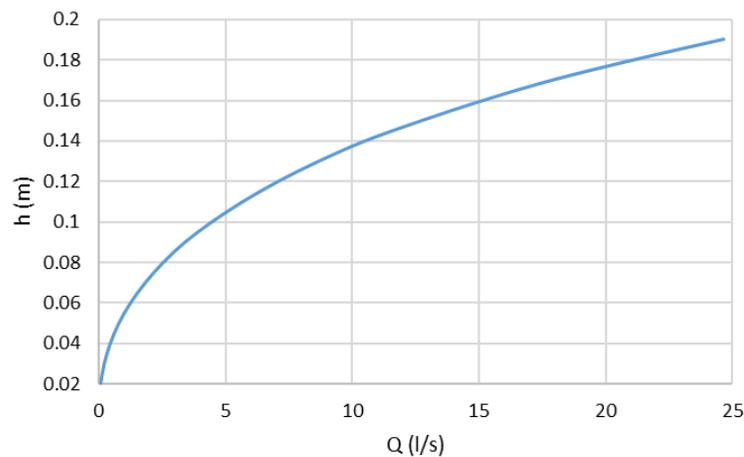


Figura 7.7 Carga sobre el vertedor contra gasto de un vertedor triangular con $\theta = 90^\circ$ y $B = 40$ cm

Nivel del agua en el vertedor rectangular

La ecuación general para calcular el gasto en un vertedor rectangular es:

$$Q = C \cdot B \cdot h^{\frac{3}{2}} \quad (7.5)$$

Donde,

Q = Gasto que pasa por el vertedor (m³/s)

C = Coeficiente (m^{1/2}/s)

B = Ancho del vertedor (m)

h = Carga sobre el vertedor (m)

El coeficiente C se calcula como:

$$C = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu = 2.952\mu \quad (7.6)$$

Donde,

g = Aceleración de la gravedad a nivel del mar (9.81 m/s²)

μ = Coeficiente de gasto

Al despejar h de la ecuación 7.2 se obtiene el nivel de operación al sumársela al nivel de cresta del vertedor. Se utiliza el gasto de retrolavado:

$$h = \sqrt[{\frac{2}{3}}]{\frac{Q}{C \cdot B}} = \sqrt[{\frac{2}{3}}]{\frac{0.0018}{1.8C}} \quad (7.7)$$

La ecuación de Rehbock (Kozeny, 1953) para calcular el coeficiente de gasto es válida para este tipo de vertedor ya que no tiene contracciones laterales, además es muy precisa.

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.0011}{w} \right) \right] \left[1 + \frac{0.0011}{h} \right]^{3/2} \quad (7.8)$$

Donde,

w = Altura desde el nivel superior de lecho filtrante hasta el nivel de cresta del vertedor (m).

Al sustituir C y variar h hasta que ambos lados de la ecuación 7.4 sean iguales se obtiene una carga sobre el vertedor h de 0.6 cm. El nivel del agua en el vertedor es prácticamente imperceptible durante la filtración.

Cálculo del perfil hidráulico

- Pérdidas de carga a través del lecho filtrante

En su trabajo, Millán Salazar, midió pérdidas de carga menores a los 15 cm durante la filtración con el lecho colmatado (Millán Salazar, 2005). Además, durante la filtración la carga hidráulica es tan pequeña que no genera pérdidas de carga considerables.

- Otras pérdidas de carga

Las demás pérdidas son despreciables ya que del desarenador a la caja repartidora hay una carga de 3 metros y entre la celda de filtración y el tanque de agua tratada solo hay una tubería de 20 cm de largo. Además, la carga de velocidad es muy pequeña ya que el gasto máximo es de 1.8 l/s.

Gasto del aire

La concentración de oxígeno disuelto en el agua es muy importante para el desarrollo de la capa aerobia efectiva de la biopelícula. La concentración de oxígeno disuelto óptimo esta entre 2 y 3 mg/l (Iwai y Kitao, 1994). Se debe introducir la menor cantidad de aire necesaria para alcanzar esa concentración y así ahorrar la mayor cantidad de energía.

El aire teórico requerido se puede calcular con las siguientes ecuaciones (Qasim, 1994):

$$\text{Oxígeno disuelto} = \frac{N}{\frac{C'_{sw} \cdot Fa \cdot \beta - C}{C_{sw}} (1.024)^{T-20} \cdot \alpha} \quad (7.9)$$

Donde,

N = El oxígeno teórico (kg/d)

Q = Gasto (m^3/d)

DBO_i = Demanda biológica de oxígeno en el influente (kg/m^3)

DBO_e = Demanda biológica de oxígeno en el efluente (kg/m^3)

C_{sw} = Solubilidad del oxígeno en agua a 20°C (9.17 mg/l)

C'_{sw} = Solubilidad del oxígeno en agua a temperatura de campo (mg/l)

C = Oxígeno mínimo disuelto (mg/l)

β = Factor de tensión superficial (0.9)

α = Factor de correlación de transferencia de oxígeno (0.8 – 0.9)

T = Temperatura del agua

Fa = Factor de correlación de solubilidad de oxígeno en función a la altura

$$N = \frac{Q \cdot (DBO_i - DBO_e)}{\frac{DBO_i}{DBO_e}} \quad (7.8)$$

$$Fa = \left(1 - \frac{\text{altura}(m)}{9450} \right) \quad (7.9)$$

El agua residual de la planta tiene una DBO en el influente de 250 mg/l en promedio (García Gil, 2007) y se espera una DBO en el efluente menor a 30 mg/l (NOM-003-SEMARNAT-1997). Con la ecuación 7.8 se calcula el oxígeno teórico:

$$N = \frac{155.52 \cdot (0.25 - 0.03)}{\frac{0.25}{0.03}} = 4.1 \frac{kg}{d}$$

La altura de la planta de Ciudad Universitaria es de 2273 msnm. Con la ecuación 7.9 se calcula el factor de correlación de solubilidad de oxígeno en función a la altura:

$$Fa = \left(1 - \frac{2273}{9450} \right) = 0.76$$

A una temperatura de 15°C la solubilidad del oxígeno en agua es de 10.15 mg/l. Se calcula el oxígeno disuelto con la ecuación 7.9 para una temperatura de 15°C y una de 20°C porque la temperatura del agua en la Ciudad de México no varía mucho a lo largo del año.

$$\text{Oxígeno disuelto a } 15^{\circ}\text{C} = \frac{4.1}{\frac{10.15 \cdot 0.76 \cdot 0.9 - 3}{9.17} (1.024)^{15-20} \cdot 0.8} = 10.6 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

$$\text{Oxígeno disuelto a } 20^{\circ}\text{C} = \frac{4.1}{\frac{9.17 \cdot 0.76 \cdot 0.9 - 3}{9.17} (1.024)^{20-20} \cdot 0.8} = 14.4 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

El gasto de aire necesario se calcula considerando que la densidad del aire es de 1.201 kg/m³ y que contiene un 23.2% de oxígeno.

$$Q_{\text{aire}_{15^{\circ}\text{C}}} = \frac{12.23 \text{ kg/d}}{1.201 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.232} = 38.1 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 26.5 \frac{\text{l}}{\text{min}}$$

$$Q_{\text{aire}_{20^{\circ}\text{C}}} = \frac{13.1 \text{ kg/d}}{1.201 \text{ kg/m}^3 \cdot 0.232} = 51.7 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} = 35.9 \frac{\text{l}}{\text{min}}$$

El filtro requiere entre 43.9 y 46.9 m³ al día de aire.

Durante el retrolavado

Gasto de retrolavado

El volumen de agua que se debe retrolavar se calcula con la ecuación 5.6:

$$V_{\text{retrolavado}} = 3(3.24 \cdot 1) = 9.72 \text{ m}^3$$

El gasto de retrolavado se calcula con la ecuación 5.7:

$$Q_r = \frac{9.72}{180} = 0.054 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 54 \frac{\text{l}}{\text{s}}$$

Nivel del agua en el vertedor rectangular

Al sustituir en la ecuación 7.4 el gasto de retrolavado queda la ecuación 7.10:

$$h = \sqrt[2/3]{\frac{Q}{C \cdot B}} = \sqrt[2/3]{\frac{0.054}{1.8C}} \quad (7.10)$$

Al sustituir C y variar h hasta que ambos lados de la ecuación 7.6 sean iguales se obtiene una carga sobre el vertedor h de 6.5 cm.

Cálculo del perfil hidráulico

- Pérdidas de carga a través del lecho filtrante

Lo primero que se debe hacer para calcular la pérdida de carga a través de un lecho filtrante es determinar el régimen de flujo. Esto se logra con el número de Reynolds:

$$Re = \frac{\rho_w v d}{\mu} \quad (7.11)$$

Donde,

Re = Número de Reynolds

ρ_w = Densidad del fluido (kg/m^3)

v = Velocidad superficial o carga hidráulica (m/s)

d = Diámetro de las partículas del medio (m)

μ = Viscosidad dinámica del fluido ($1.14 \times 10^{-3} \text{ kg/m}\cdot\text{s}$)

Durante el retrolavado la carga hidráulica es:

$$CH = v = \frac{Q}{A} = \frac{0.054}{3.24} = 0.0167 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Sustituyendo valores de la ecuación 7.11:

$$Re = \frac{(1000)(0.0167)(4.75 \times 10^{-3})}{1.14 \times 10^{-3}} = 69.44$$

Cada régimen de flujo se encuentra acotado por los rangos (Crittenden *et al.*, 2012):

- $Re < 1$: Flujo Darcy (viscoso)*
- $1 < Re < 100$: Flujo Forchheimer*
- $100 < Re < 600$: Flujo laminar
- $600 < Re < 800$: Flujo de transición
- $Re > 800$: Flujo turbulento

*Ambos se pueden describir como flujo laminar

Cuando el número de Reynolds es mayor a uno la pérdida de carga es mayor, por lo tanto, Forchheimer (1901) propuso una ecuación no lineal para pérdida de carga a mayor carga hidráulica (Crittenden *et al.*, 2012).

$$\frac{h_L}{L} = k_1 v + k_2 v^2 \quad (7.12)$$

Donde,

h_L = pérdida de carga (m)

L = Longitud o profundidad del medio filtrante (m)

k_1 = Coeficiente de permeabilidad para término lineal (s/m)

k_2 = Coeficiente de permeabilidad para término al cuadrado (s^2/m^2)

Ergun (1952) desarrolló una ecuación de esta forma para describir la pérdida de carga a través de un medio granular en condiciones de flujo Forchheimer (Crittenden *et al.*, 2012):

$$h_L = \kappa_V \frac{(1 - \varepsilon)^2}{\varepsilon^3} \frac{\mu L v}{\rho_w g d^2} + \kappa_I \frac{1 - \varepsilon}{\varepsilon^3} \frac{L v^2}{g d} \quad (7.13)$$

Donde,

ε = Porosidad aparente

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

κ_v = Coeficiente de pérdidas debido a fuerzas viscosas

κ_i = Coeficiente de pérdidas debido a fuerzas inerciales

El primer término corresponde a pérdidas por energía viscosa y el segundo a pérdidas por energía cinética.

Es recomendable utilizar la ecuación de flujo Forchheimer para el cálculo de la pérdida sin importar el tipo de régimen (Crittenden *et al.*, 2012).

La tabla 7.2 muestra los parámetros recomendados para los coeficientes.

Tabla 7.2 Parámetros de coeficientes para pérdida de carga a través de un medio granular

Medio	κ_v	κ_i
Arena	110-115	2.0-2.5
Antracita	210-245	3.5-5.3

(Rhodes Trussell y Chang, 1999).

La pérdida de carga se calcula con la ecuación 7.9 y se consideran los valores de las constantes para antracita más grandes debido a que se desconocen los valores para tezontle o roca volcánica. Se considera que el lecho se encuentra parcialmente colmatado por lo que la porosidad se toma como 0.3 en lugar de 0.5. Esto quiere decir que el 40% de los espacios vacíos dentro de la cama filtrante se encuentran bloqueados.

$$h_L = 245 \frac{(1 - 0.3)^2}{0.3^3} \frac{(1.14 \times 10^{-3})(1)(0.0167)}{(1000)(9.81)(4.75 \times 10^{-3})^2} + 5.3 \frac{1 - 0.3}{0.3^3} \frac{(1)(0.0167)^2}{(9.81)(4.75 \times 10^{-3})} = 1.16 \text{ m}$$

- Otras pérdidas de carga

Las pérdidas a lo largo de las tuberías se consideran despreciables ya que la longitud de las tuberías es muy pequeña haciendo el término L/D de la ecuación 7.14 de Darcy - Weisbach para el cálculo de pérdidas en tuberías a presión muy pequeño.

$$h_L = f \frac{L V^2}{D 2g} \quad (7.14)$$

Presión del aire requerida para suspender el lecho

Ya que el aire para retrolavado se introduce en pulsos a alta presión para generar una burbuja que empujen el lecho y lo suspenda, se debe de vencer la carga estática que generan el lecho y el agua sobre el falso fondo.

La carga que genera la cama se calcula con la ecuación 7.15.

$$W_{LF} = \rho_m \cdot V \cdot (1 - \varepsilon) \quad (7.15)$$

Donde,

W_{LF} = Peso del lecho filtrante (kg)
 ρ_m = Densidad específica del medio filtrante (kg/m^3)
 V = Volumen total del lecho filtrante (m^3)
 ε = Porosidad aparente del medio filtrante

La densidad del tezontle es de $1,921 \text{ kg}/\text{m}^3$ (Cobos Becerra, 2013), el volumen del lecho filtrante es de 3.24 m^3 y la porosidad aparente es del 50%.

$$W_{LF} = 1,921 \cdot 3.24 \cdot (1 - 0.5) = 3,112 \text{ kg}$$

La carga que genera el agua al nivel de superficie del lecho filtrante se calcula con la ecuación 7.16.

$$W_w = \rho_0 \cdot V \cdot \varepsilon \quad (7.16)$$

Donde,

W_w = Peso del lecho filtrante (kg)
 ρ_0 = Densidad del agua ($1,000 \text{ kg}/\text{m}^3$)

$$W_w = 1,000 \cdot 3.24 \cdot 0.5 = 1,620 \text{ kg}$$

La suma de estas dos cargas dividida entre el área de contacto (igual al área de filtración) resulta en la presión que se debe vencer durante el retrolavado.

$$P = \frac{W_{LF} + W_w}{A_f} = \frac{3,112 + 1,620}{3.24} = 1,460.5 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.14605 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.1432 \text{ bar}$$

La carga del lecho y el agua no influyen en la suspensión del lecho, por lo tanto, se debe considerar que el empaque de las partículas y la fricción entre estas es la principal fuerza por vencer durante el retrolavado. En otros trabajos se tuvo una buena suspensión del lecho durante el retrolavado realizándolo con pulsos de aire a 40 psi (2.75 bar) de presión durante el retrolavado (Cobos Becerra, 2013; Domínguez Fabela, 2012). Se recomienda utilizar pulsos alrededor de los 2.75 bar para el retrolavado.

7.2 Elaboración de planos

Los planos de los nuevos filtros biológicos aireados (**anexo 4**) se desarrollan con base en los planos originales (**anexo 3**). Es necesario complementar los planos con un perfil hidráulico del funcionamiento de los filtros, el cual surge de conocer los niveles de operación de los filtros.

Durante la filtración, el nivel del agua en la caja repartidora se mantiene constante a través de la modificación del nivel de cresta de los 7 vertedores triangulares. A la caja entra un gasto constante. En caso de que se suba la placa del vertedor de alguno de los filtros para cortar el suministro o disminuir el caudal, se baja la placa del vertedor de demás hasta un nivel que desfogue dicho gasto sobrante.

El nivel en la celda de filtración depende del nivel en el cárcamo de agua tratada de la planta como se muestra en el perfil hidráulico (figura 7.7). Por lo tanto, cuando el nivel del agua en el cárcamo se encuentra por arriba de la cresta del vertedor rectangular el agua fluye por vasos comunicantes.

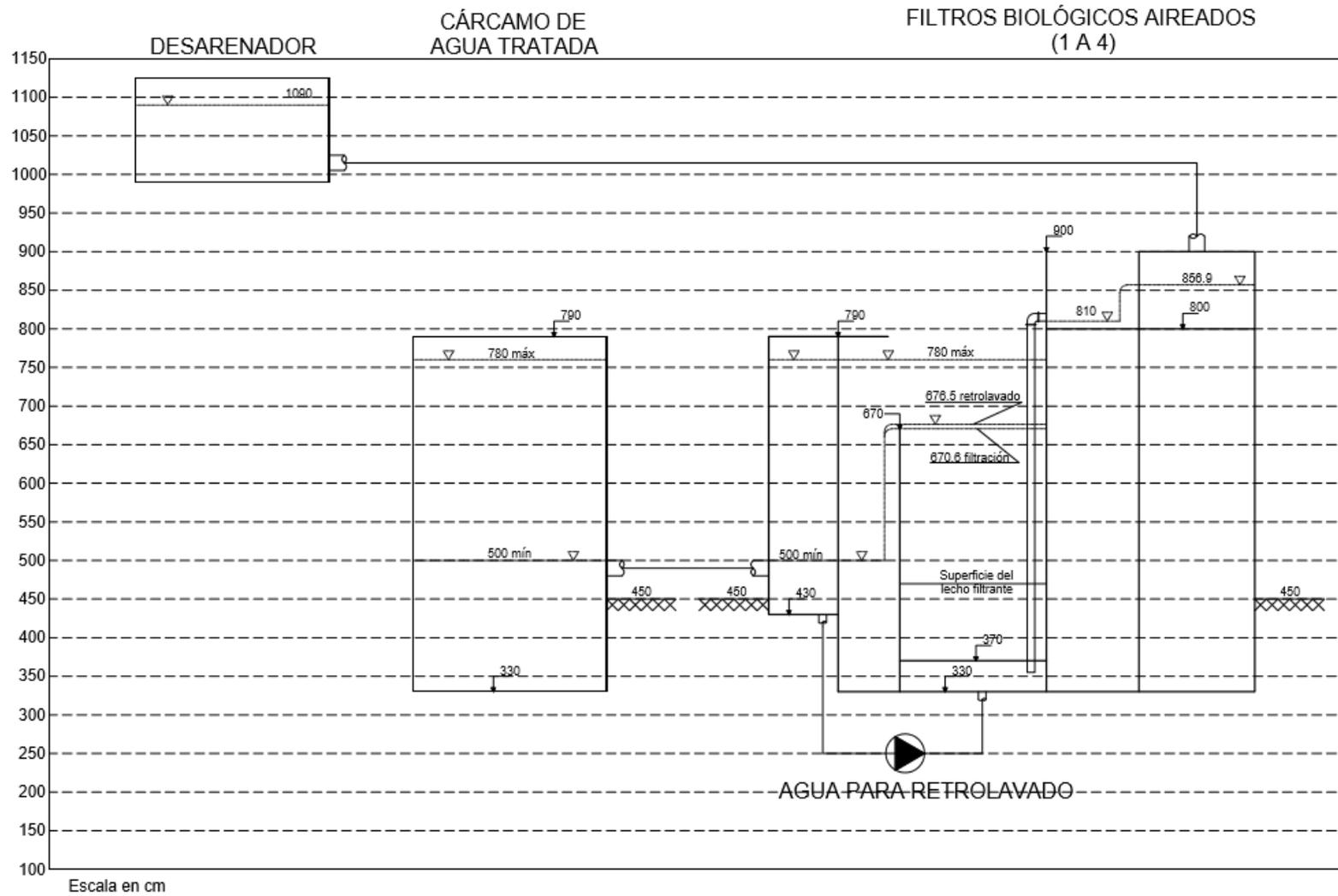


Figura 7.8 Perfil hidráulico de los nuevos filtros biológicos aireados

7.3 Especificación de equipo auxiliar

Bomba de agua

El caso más desfavorable se presenta cuando el agua en el cárcamo de agua tratada se encuentra al nivel más bajo, en el cual la diferencia de niveles entre el vertedor rectangular y el nivel del agua en el tanque de agua tratada es de 2.2 metros (nivel de vertido 7.2 – nivel del agua 5). Al sumarle la pérdida a través del lecho filtrante se obtiene la carga mínima de la bomba.

$$H_B = 2.2 + 1.16 = 3.36 \text{ m}$$

Se debe instalar un equipo de bombeo que pueda suministrar 54 l/s de agua con una carga de 3.4 metros aproximadamente.

Bomba de aire

Se debe instalar un equipo de aireación con el que se pueda suministrar entre 26.5 y 35.9 l/min de aire y que de una presión mínima de 2.75 bares o 40 psi.

7.4 Operación

7.4.1 Filtración

Para la filtración en los 6 filtros el gasto de entrada desde el desarenador es de $Q = 10.8 \text{ l/s}$. La tabla 7.3 muestra las válvulas están abiertas y cerradas durante la filtración.

Tabla 7.3 Válvulas durante la filtración para los 6 filtros

Válvulas abiertas	Válvulas Cerradas
A1, A2, A3, A4, A5, A6	-
-	B1, B2, B3, B4, B5, B6
-	C1, C2, C3, C4, C5, C6
-	D1, D2, D3, D4, D5, D6
-	F1, F2, F3, F4, F5, F6
I	-
E	-
-	R

Los vertedores triangulares operan con los gastos y cargas especificados en la tabla 7.4, 7.5 y 7.6 para un tiempo de contacto de 15 minutos, media hora y 1 hora, respectivamente.

Tabla 7.4 Vertedores durante la filtración para los 6 filtros ($TRH = 15 \text{ min}$)

Vertedores en operación	Gasto (l/s)	Carga sobre el vertedor (h en cm)
V1	1.8	6.9
V2	1.8	6.9
V3	1.8	6.9
V4	1.8	6.9
V5	1.8	6.9
V6	1.8	6.9
Vd	0	0

Tabla 7.5 Vertedores durante la filtración para los 6 filtros ($TRH = 30$ min)

Vertedores en operación	Gasto (l/s)	Carga sobre el vertedor (h en cm)
V1	0.9	5.3
V2	0.9	5.3
V3	0.9	5.3
V4	0.9	5.3
V5	0.9	5.3
V6	0.9	5.3
Vd	5.4	10.7

Tabla 7.6 Vertedores durante la filtración para los 6 filtros ($TRH = 60$ min)

Vertedores en operación	Gasto (l/s)	Carga sobre el vertedor (h en cm)
V1	0.45	4
V2	0.45	4
V3	0.45	4
V4	0.45	4
V5	0.45	4
V6	0.45	4
Vd	8.1	12.5

7.4.2 Retrolavado

Para el retrolavado de un filtro (p.e. filtro 1) el gasto de entrada desde el desarenador se mantiene en $Q = 10.8$ l/s.

Paso 1 – Se detiene el suministro de aire y se desfoga el filtro hasta que el nivel del agua esté al mismo nivel que la superficie del lecho filtrante. Para lograr esto se deben abrir y cerrar las válvulas como se indica en la tabla 7.7.

Tabla 7.7 Válvulas durante el desfogue del filtro 1

Válvulas abiertas	Válvulas Cerradas
A2, A3, A4, A5, A6	A1
B1	B2, B3, B4, B5, B6
C1	C2, C3, C4, C5, C6
D1	D2, D3, D4, D5, D6
-	F1, F2, F3, F4, F5, F6
I	-
E	-
-	R

Paso 2 – Se cierran las válvulas C1 y D1 y se introducen 5 pulsos de aire a presión (40 psi) en un periodo máximo de 2 minutos. Durante esta etapa las válvulas se abren y cierran como se indica en la tabla 7.8.

Paso 3 – Se detiene el suministro de aire a alta presión y se mantiene a baja presión para mantener el lecho suspendido. Se activa la bomba de retrolavado para introducir el agua tratada de lavado al filtro. Las válvulas se abren y cierra como se muestra en la tabla 7.9.

Tabla 7.8 Válvulas durante la alimentación de aire a alta presión en el filtro 1

Válvulas abiertas	Válvulas Cerradas
A2, A3, A4, A5, A6	A1
B1	B2, B3, B4, B5, B6
-	C1, C2, C3, C4, C5, C6
-	D1, D2, D3, D4, D5, D6
-	F1, F2, F3, F4, F5, F6
I	-
E	-
-	R

Tabla 7.9 Válvulas durante la alimentación de aire a baja presión y agua de retrolavado en el filtro 1

Válvulas abiertas	Válvulas Cerradas
A2, A3, A4, A5, A6	A1
B1	B1, B2, B3, B4, B5, B6
C1	C2, C3, C4, C5, C6
D2, D3, D4, D5, D6	D1
F1, F2, F3, F4, F5, F6	-
I	-
E	-
R	-

Paso 4 – Se mantiene un gasto de 54 l/s con la bomba durante 3 minutos y al término se retoma la filtración normal. Durante el retrolavado los vertedores operan con las cargas y gastos mostrados en tabla 7.10 para un tiempo de contacto de 15 minutos.

Tabla 7.10 Vertedores durante el retrolavado del filtro 1 (TRH = 15 min)

Vertedores en operación	Gasto (l/s)	Carga sobre el vertedor (h en cm)
V1	0	0
V2	1.8	6.9
V3	1.8	6.9
V4	1.8	6.9
V5	1.8	6.9
V6	1.8	6.9
Vd	1.8	6.9

El retrolavado de los demás filtros es igual solo que con cada filtro n , las válvulas D en el paso 1 se abren desde D_n hasta D1 (en retroceso) y las válvulas F en el paso 3 se abren de F_n hasta F6.

7.4.3 Producción de lodo

La producción de lodos en los filtros biológicos aireados se genera durante el retrolavado. El agua que contiene estos lodos se manda a la trinchera a un costado de los filtros y de ahí al colector municipal ya que no se cuenta con un sistema para el tratamiento de lodos y que no hay normativas que lo prohíban.

8. CONCLUSIONES

- Esta propuesta demuestra que es posible, con modificaciones simples, adaptar las estructuras existentes que conforman los filtros de arena de la planta para tratamiento de agua residual de Ciudad Universitaria como filtros biológicos aireados.
- La propuesta indica que las estructuras requeridas para filtros biológicos aireados son más simples que las requeridas para filtración en arena. Los tanques de agua de retrolavado y de agua tratada dejan de ser necesarios.
- Después de una intensa búsqueda en literatura, se concluye que no hay procedimientos de diseño de filtros biológicos aireados como comúnmente se encuentra para otros sistemas para tratamiento de aguas residuales. Los filtros biológicos aireados son sistemas que requieren elementos de control de caudal que no son necesarios para filtros de arena.
- Esta propuesta considera que las características del agua residual, las características del medio filtrante, la profundidad del lecho filtrante y el control del caudal que fluye por cada filtro son los principales factores necesarios para el diseño de un filtro biológico aireado.
- El sistema de distribución del gasto es la parte más importante del funcionamiento hidráulico ya que permite regular, de manera individual, el caudal entrante a cada filtro. Se seleccionaron vertedores triangulares porque son sistemas de fácil construcción y control de pequeños caudales.
- Se propone la operación de flujo ascendente para que, si fuera necesario en el futuro y así lo decidiera la operación de la planta, sea posible desnitrificar colocando una sencilla recirculación de agua tratada a la caja distribuidora.
- Las estructuras de los filtros biológicos aireados se proponen abiertos para facilitar la operación manual y su mantenimiento.

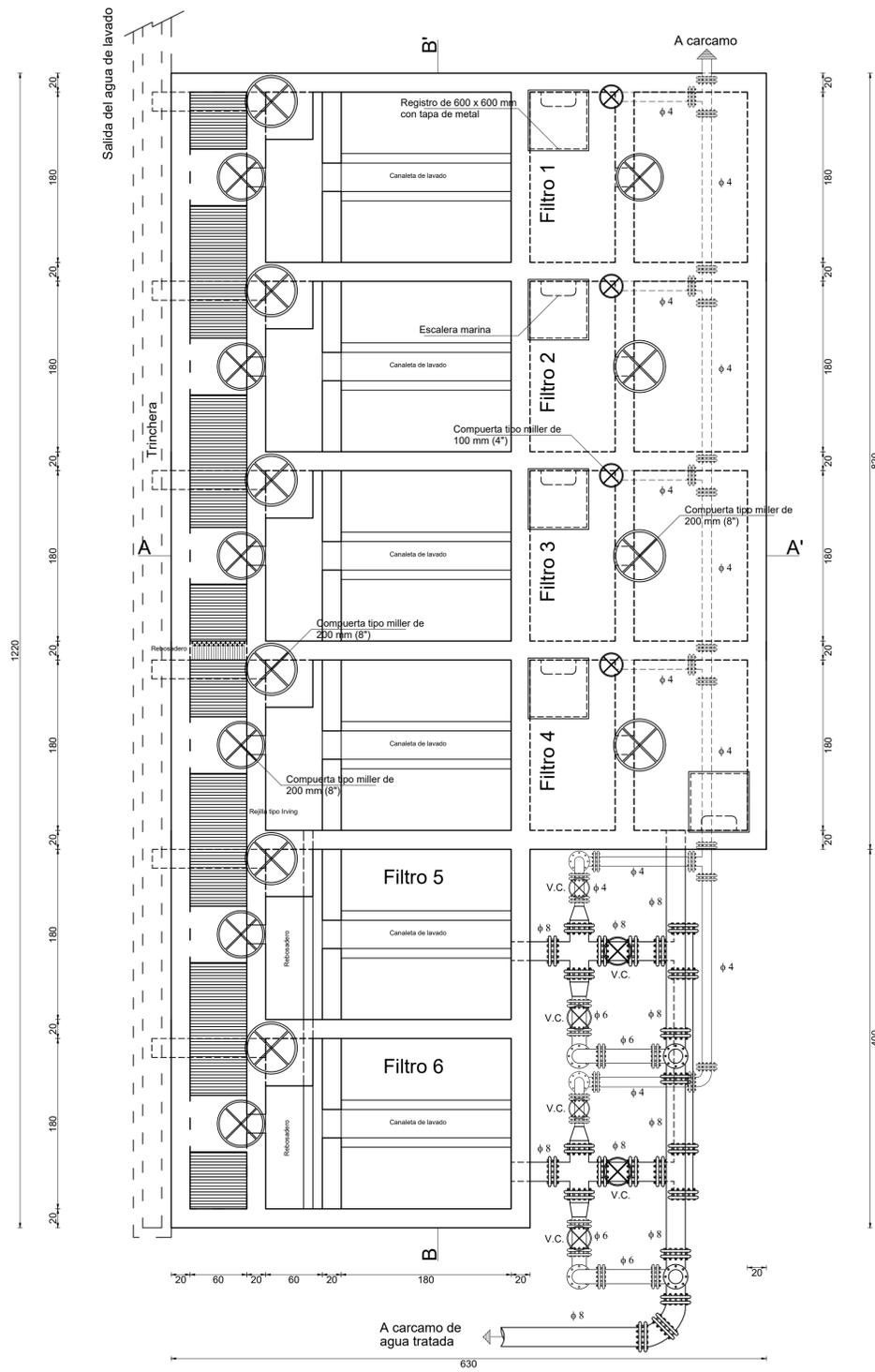
- Para lograr un retrolavado adecuado se propone realizarlo primero expandiendo el lecho filtrante con aire a presión y posteriormente arrastrando con agua, sin suspender el suministro de aire, las partículas en suspensión que se desprenden del material filtrante.
- El procedimiento de diseño del lecho filtrante se realizó considerando que los porcentajes de flujo pistón y mezcla completa están bien definidos dentro del reactor. Para fines prácticos el comportamiento corresponde con el modelo de flujo no ideal de dispersión axial.
- Como la remoción de materia orgánica se lleva a cabo por microorganismos y estos se desarrollan como biopelícula sobre el material filtrante, se propone usar el modelo de Monod por su demostrada utilidad y sencillez.

9. REFERENCIAS

- Boller, M., Gujer, W., & Tschui, M. (1994). Parameters affecting nitrifying biofilm reactors. *Water, Science and Technology*, 1 - 11.
- Carman, P. C. (1937). Fluid flow through granular beds. *Trans. Inst. Chem. Eng.*, 150-166.
- Cecen, F., & Gönenc, J. E. (1994). Nitrogen removal characteristics of nitrification and denitrification filters. *Institute of Environmental Engineering*, 409-416.
- Cobos Becerra, Y. L. (Octubre de 2013). Filtración biológica de aguas residuales conteniendo colorantes AZO. Ciudad de México, UNAM, México.
- Cohen, Y. (2001). Biofiltration – the treatment of fluids by microorganisms immobilized into the filter bedding material: a review. *Bioresource Technology*, 257-274.
- Crittenden, J. C., Rhodes Trussell, R., Hand, D. W., Howe, K. J., & Tchobanoglous, G. (2012). *MWH's Water Treatment: Principles and Design*. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.
- Domínguez Fabela, L. T. (2012). Tratamiento de aguas residuales municipales en un Filtro Biológico Aerobio utilizando tezontle con dos diferentes tamaños de partículas. Ciudad de México, UNAM, México.
- Fitzpatrick, C. (1998). Media properties and their effect on filter performance and backwashing. *Water, Science and Technology*, 105-111.
- García Gil, J. H. (2007). *Evaluación diagnóstica de la planta de tratamiento de aguas residuales de Cerro del Agua*. Dirección de Obras y Conservación, UNAM, México.

- González Barceló, O., Briones Méndez, R., Membrillo Pacheco, R., Noyola Robles, A., González Martínez, S., & Morgan Sagastume, J. M. (2011). *Rehabilitación y modernización de la planta de tratamiento de aguas residuales de Cerro del Agua (Parte 1/2: Diagnostico, evaluación y propuesta de mejoramiento)*. Informe de Proyecto, 9313, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- González Martínez, S. (1982). *Planta para tratamiento de aguas de desecho de la Ciudad Universitaria: Descripción del estado actual*. Informe de Proyecto, 2326, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Henze, M., & Comeau, Y. (2008). Wastewater Characterization. En M. Henze, M. C. van Loosdrecht, G. A. Ekama, & D. Brdjanovic, *Biological Wastewater Treatment. Principles, Modeling and Design* (págs. 33-52). Londres: IWA Publishing.
- Higuera Rivera, A. I. (Septiembre de 2017). Determinación de parámetros cinéticos en un filtro biológico aireado (BAF) para tratamiento de agua residual. Ciudad de México, UNAM, México.
- Huisman, L., & Wood, W. E. (1974). *Slow sand filtration*. Ginebra: World Health Organization.
- Humby, M. S., & Fitzpatrick, C. S. (1996). Attrition of granular filter media during backwashing with air and water. *Water, Science and Technology*, 291-294.
- Iwai, S., & Kitao, T. (1994). *Wastewater treatment with microbial films*. Estados Unidos: Technomic Publishing Co.
- Jiménez Cisneros, B. E. (1986). *La operación de la planta de tratamiento de aguas residuales de C.U. comentarios y actividades propuestas*. Informe de Proyecto 5308, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Kozeny, J. (1953). *Hydraulik*. Viena: Springer Verlag.
- Lazarova, V., & Manem, J. (1994). Advances in biofilm aerobic reactors ensuring effective activity control. *Water, Science and Technology*, 319-327.
- Mann, A. T., Mendoza Espinosa, L., & Stephenson, T. (1999). Performance of floating and sunken media biological aerated filters under steady state conditions. *School of Water Sciences*, 1108-1113.
- Martin, J. (1999). *A new generation of aerated filter. 3rd International Meeting on Biological Aerated Filters — BAF 3*. Cranfield: School of Water Sciences, Cranfield University.
- Metcalf & Eddy, Inc. (2003). *Wastewater Engineering. Treatment and Reuse*. Nueva York: McGraw Hill.
- Mendoza Espinosa, L. G., & Stephenson, T. (Mayo de 1998). A process model to evaluate the performance of a biological aerated filter. *Biotechnology Techniques*, 373-375.
- Mendoza Espinosa, L. G., & Stephenson, T. (1999). A review of Biological Aerated Filters (BAFs) for wastewater treatment. *Environmental Engineering Science*, 201-216.
- Millán Salazar, T. C. (2005). Filtración biológica aerada de aguas residuales en un lecho profundo. Ciudad de México, UNAM, México.
- Moore, R., Quarmby, J., & Stephenson, T. (2001). *The effects of the media size on the performance of biological aerated filters*. Cranfield: School of Water Sciences, Cranfield University.

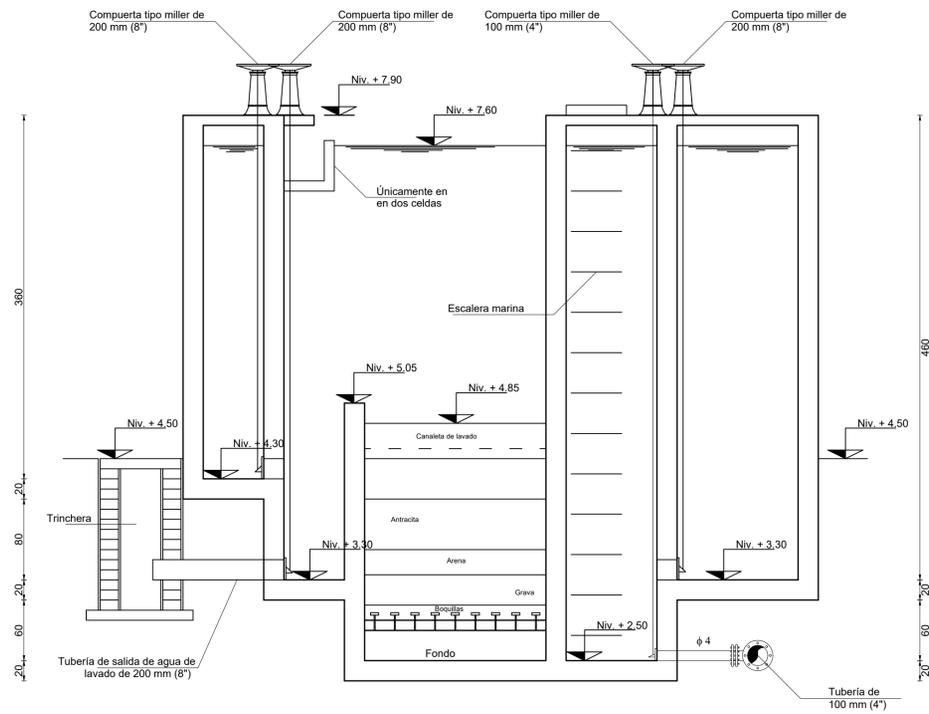
- Norouzian, M. (1983). *A Performance Evaluation and Kinetics Determination of an RBC system operating at the C.U. Wastewater Treatment Plant*. Informe de proyecto 3306, Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Ouyang, C. F., Chiou, R. J., & Lin, C. T. (2000). The characteristics of nitrogen removal by the biofilter systems. *Water, Science and Technology*, 137-147.
- Paffoni, C., Gousailles, M., Rogalla, F., & Gilles, P. (1990). Aerated biofilters for nitrification and effluent polishing. *Water, Science and Technology*, 181-189.
- Pujol, R., Canler, J. P., & Iwema, A. (1992). Biological aerated filters: an attractive and alternative biological process. *Water, Science and Technology*, 693-702.
- Pujol, R., Hamon, M., Kandel, X., & Lemmel, H. (1994). Biofilters: flexible, reliable biological reactors. *Water, Science and Technology*, 33-38.
- Rhodes Trussell, R., & Chang, M. (1999). Review of Flow Through Porous Media as Applied to Head Loss in Water Filters. *Journal of Environmental Engineering*, 998-1006.
- Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales y Pesca. (21 de septiembre de 1998). NOM-003-SEMARNAT-1997. *Norma oficial Mexicana, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público*. México.
- Smith, J. M. (1981). *Chemical Engineering Kinetics*. Nueva York: McGraw Hill.
- Sotelo, A. G. (2006). *Hidráulica general Vol. 1*. México: Limusa.
- Suez - Degremont Technologies. (2011). *INFILCO - BIOFOR*. Recuperado el 4 de mayo de 2017, de http://www.degremont-technologies.com/~degremont/cms_medias/pdf/BIOFOR_US_Infilco.pdf
- Veolia - Water Technologies. (2016). *BIOSTYR*. Recuperado el 7 de septiembre de 2017, de <http://www.veoliawatertech.com/vwst-northamerica/ressources/files/1/38658-BiostyrBrochure2016.pdf>



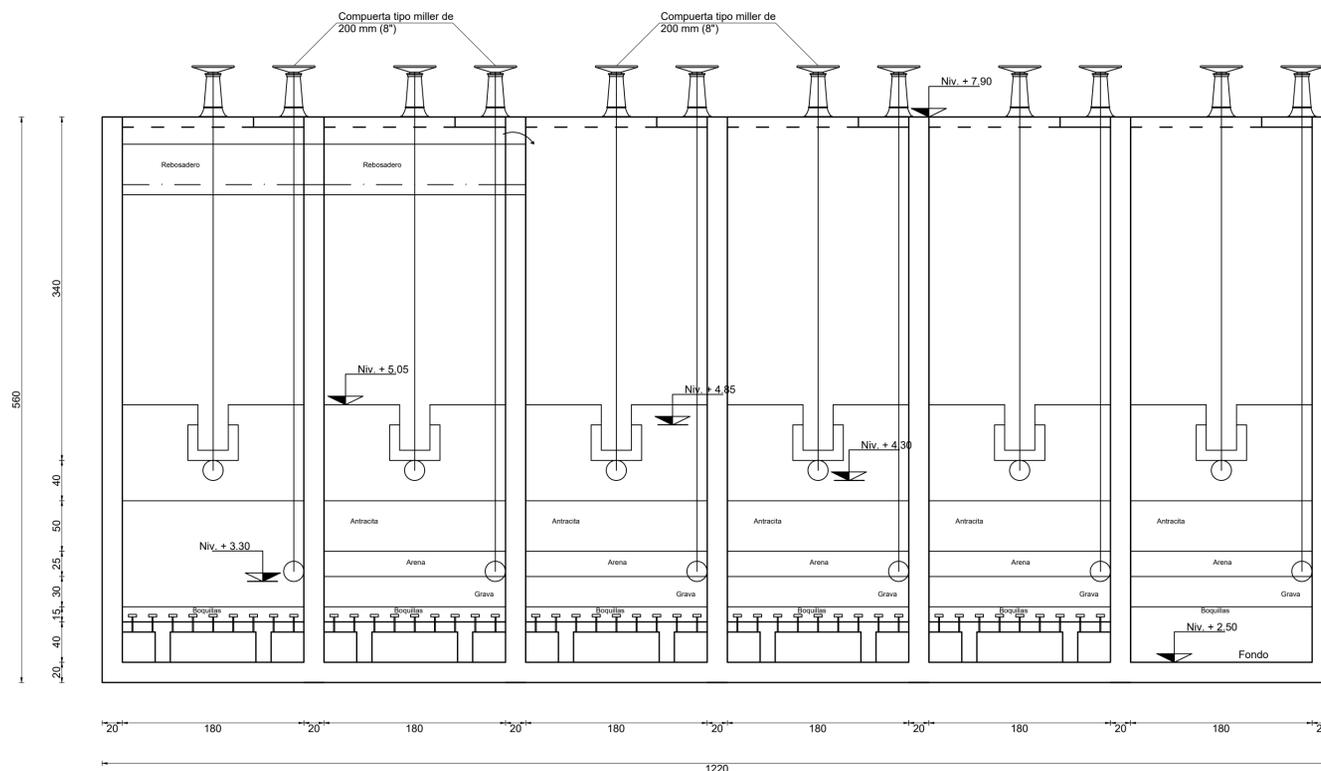
PLANTA

CANALETA DE LAVADO
DETALLE

SIN ESCALA

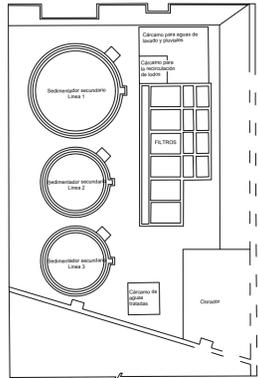


Corte A - A'



Corte B - B'

PLANTA DE LOCALIZACIÓN
PLANTA PARA TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL
Ciudad Universitaria, UNAM, Ciudad de México, Coyoacán



SIMBOLOGIA

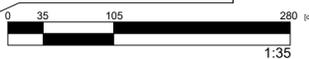
- Estructuras
- - - Parte no visible de las estructuras
- - - Tubería por debajo de otros elementos
- - - Trinchera por debajo del piso
- ⊗ Válvulas y compuertas
- ⊣ Compuerta tipo miller

PLANTA Y
CORTES DE
LOS FILTROS
DE ARENA

PLANO ORIGINAL POR:
RIVO S.A. (JUNIO 82)

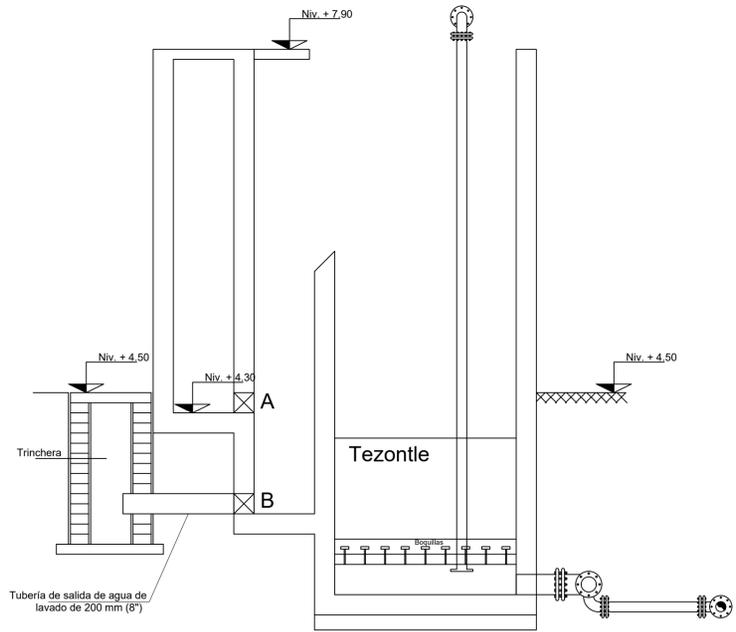
PLANO ADAPTADO POR:
EMILIO ÁLVAREZ MARTÍNEZ
MAYO 2017

ESCALA 1:35
ACOT. EN: cm

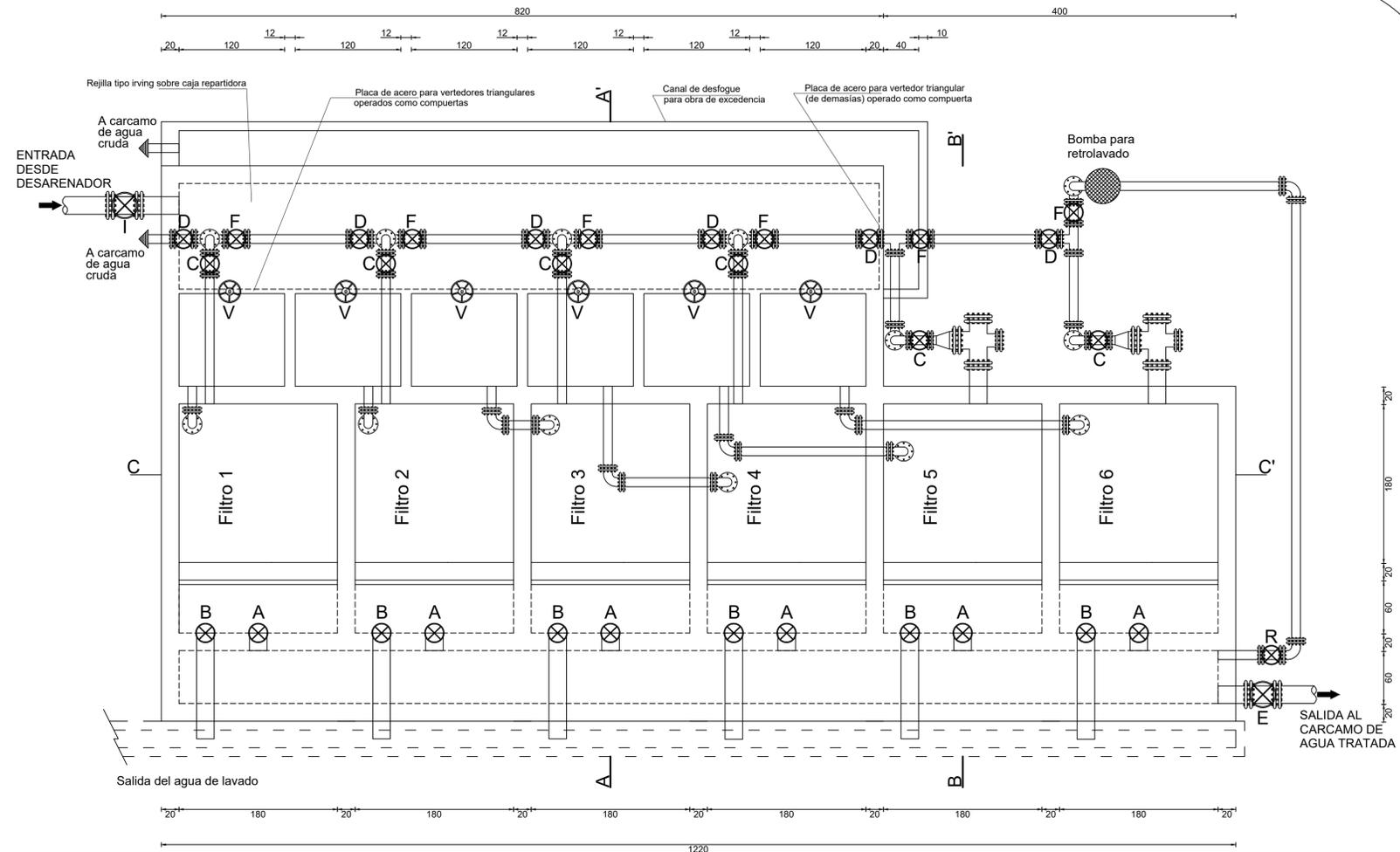


1:35

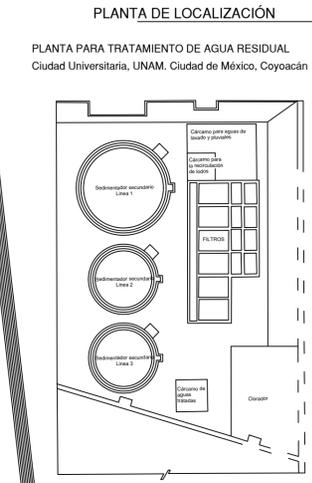
ANEXO 3



Corte B - B'

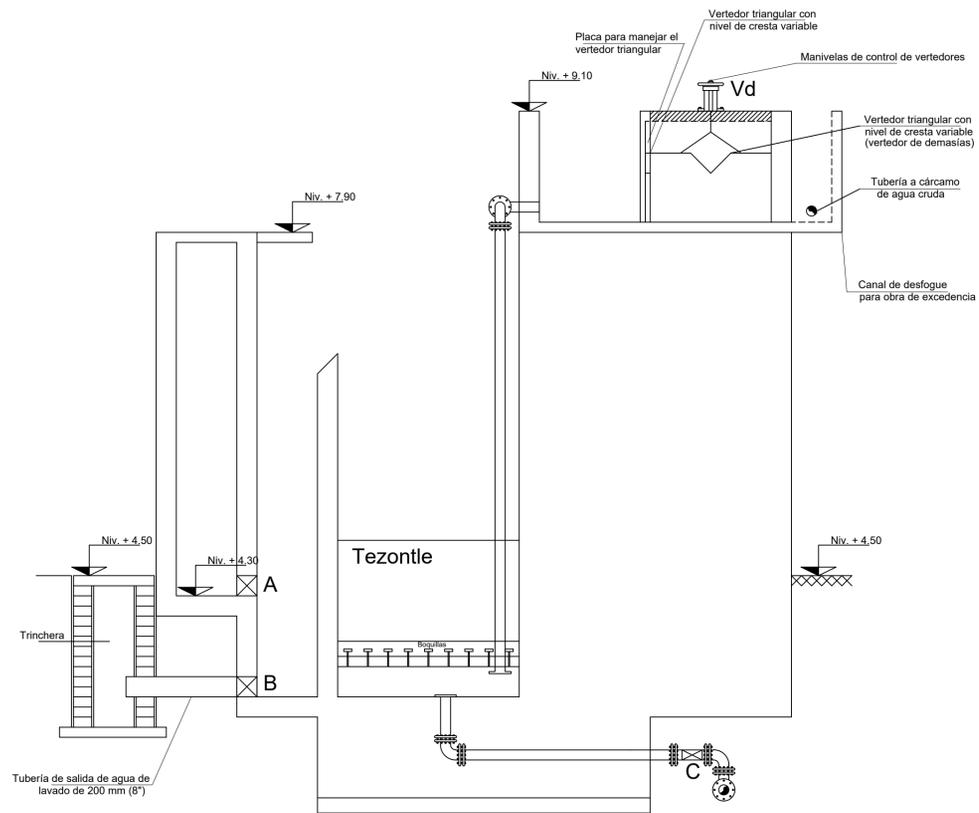


PLANTA

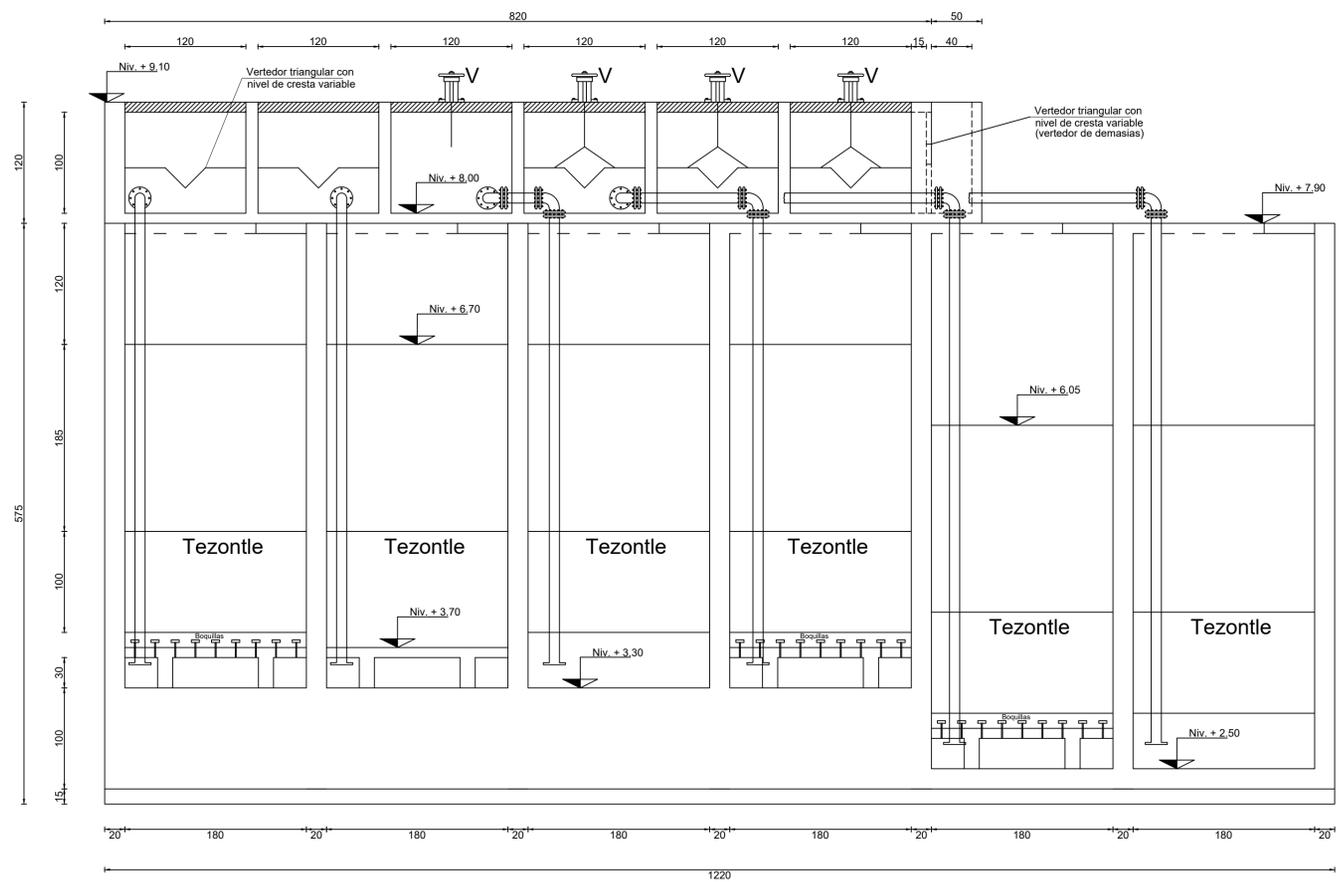


SIMBOLOGIA

- Estructuras
- - - Parte no visible de las estructuras
- Tubería de 4"
- Tubería de 6"
- Tubería de 8"
- - - Trinchera por debajo del piso
- ⊗ Válvulas
- ⊕ Manivelas de vertedores
- ▨ Rejillas tipo Irving



Corte A - A'



Corte C - C'

PLANTA Y CORTES DE LOS FILTROS BIOLÓGICOS AERADOS

PLANO GENERADO POR:
EMILIO ÁLVAREZ MARTÍNEZ
NOVIEMBRE 2017

ESCALA 1:35
ACOT. EN: cm

