

**DISEÑOS ALTERNATIVOS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA POBLACIONES MENORES A CINCUENTA MIL
HABITANTES**

**JULIO CESAR CALVO CORREDOR
ANDREY FERNANDO TORRES GAONA**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

**DISEÑOS ALTERNATIVOS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA POBLACIONES MENORES A CINCUENTA MIL
HABITANTES**

**JULIO CESAR CALVO CORREDOR
ANDREY FERNANDO TORRES GAONA**

Trabajo de grado como requisito para optar el título de Ingeniero Civil

**Director
MARIO GARCÍA SOLANO
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE CIENCIAS FISICOMECAICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

DEDICATORIA

A DIOS por llenar mi vida de amor, sueños y bendiciones

A mi esposa Yaneth Quintero López con todo mi amor por todo el apoyo que me ha brindado a lo largo de estos años

A mis hijos Paula Andrea, Julio Andrés y Daniel Felipe que son la luz que iluminan mi vida

A mi suegra Carmencita, a mis padres, hermanos, sobrinos, de demás familiares

A mis compañeros de estudio por la amistad que me brindaron, en especial a Neira Valderrama, Andrés Vila, Oscar Almeida, Andrey Torres, Cristian Almeyda, Miguel Amado, Jaime de La Hoz y William Méndez

A Todos mis profesores por sus enseñanzas

JULIO CESAR CALVO CORREDOR

DEDICATORIA

A DIOS, por guiarme, protegerme en todo momento que necesite de su apoyo y sus bendiciones.

A mis padres, Olga Gaona y Norberto Torres quienes con gran esfuerzo, amor y dedicación me brindado la oportunidad de realizar mi sueño de ser profesional

A mis hermanos Fredy, Ana y Julian, que me dieron fuerzas, ánimo y apoyo cuando más lo necesite en este transcurrir de mi vida.

A Ana María y Eva quienes siempre estuvieron en esos momentos difíciles de mi carrera apoyándome incondicionalmente.

A todos mis compañeros de salón quienes me enseñaron el valor de la amistad, el respeto y responsabilidad.

A cada uno de los profesores que me regalaron sus enseñanzas para hacer realidad este sueño.

A toda mi familia y amigos que de una u otra manera me ayudaron al cumplimiento de este logro en mi vida.

ANDREY FERNANDO TORRES GAONA

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus más sinceros agradecimientos a:

Ingeniero MARIO GARCÍA SOLANO por su dedicación, aporte y valiosa orientación en la dirección de este proyecto.

A la Universidad Industrial de Santander, en especial a la Escuela de Ingeniería Civil por la formación que nos brindaron.

TABLA DE CONTENIDO

	pág.
GLOSARIO	18
INTRODUCCIÓN	31
1. AGUA RESIDUAL	34
1.1 AGUA RESIDUAL MUNICIPAL	34
2. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DEL DISEÑO	37
2.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN	37
2.1.1 Método Aritmético.....	38
2.1.2 Método Geométrico.....	38
2.1.3 Método Exponencial.....	39
2.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD.....	39
2.3 DOTACIÓN NETA.....	40
2.4 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS	41
2.5 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES.....	42
2.6 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES COMERCIALES.....	42
2.7 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES.....	42
2.8 CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES.....	43
2.9 CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS.....	43
2.10 CAUDAL DE INFILTRACIÓN	44
2.11 CAUDAL MÁXIMO HORARIO.....	44

2.12 FACTOR DE MAYORACION (F).....	44
3. SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	46
4 PRETRATAMIENTOS.....	50
4.1 REJILLAS.....	50
4.2 DESARENADORES.....	52
5. TRATAMIENTO PRIMARIO	55
5.1 SEDIMENTADOR PRIMARIO.....	55
6. TRATAMIENTO SECUNDARIO AEROBICO.....	58
6.1 LODOS ACTIVADOS	58
6.1.1 Tanque de aireación.....	61
6.1.2 Equipo de retorno de lodos	62
6.1.3 Bombas para el retorno del lodo	63
6.1.4 Tubería de retorno de lodo	64
6.1.5 Sistema de aireación	64
6.2 SEDIMENTADOR SECUNDARIO.....	67
6.3 FILTROS PERCOLADORES	71
7. TRATAMIENTO SECUNDARIO ANAEROBIO	76
7.1 REACTOR UASB (RAFA)	76
7.1.1 Tiempo de retención hidráulica.	78
7.1.2 Altura del reactor.	79
7.1.3 Separador gas-sólido-líquido.....	79
7.1.4 Distribución de caudales.	81
7.2 REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO PISTÓN (RAP)	83
7.3 FILTROS ANAEROBIOS.....	83

7.4 MANEJO DE GASES	84
8. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUMERGIDO	87
9. LAGUNAS FACULTATIVAS	89
9.1 PROFUNDIDAD	89
9.2 CARGA SUPERFICIAL	90
9.3 ÁREA DE LA LAGUNA.....	91
9.4 VOLUMEN DE LA LAGUNA.....	91
9.5 PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN E INFILTRACIÓN.....	91
9.6 TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA	92
9.7 CARGA SUPERFICIAL REMOVIDA	92
9.8 DBO ₅ EN EL EFLUENTE DE LA LAGUNA	92
9.9 DIMENSIONAMIENTO DE LA LAGUNA.....	92
9.10 DISPOSITIVOS DE ENTRADA, INTERCONEXIÓN Y SALIDA	93
10. LECHOS DE SECADO DE LODOS.....	94
10.1 DRENAJES	95
11. ANÁLISIS DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES	97
12. DISEÑO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO PROPUESTAS	104
12.1 CAUDAL DE DISEÑO	105
12.2 DISEÑO DEL CRIBADO	109
12.3 CALCULO DEL DESARENADOR Y LA CANALETA PARSHALL.....	111
12.4 DISEÑO DEL REACTOR UASB.....	114
12.5 DISEÑO DEL FILTRO ANAEROBIO.....	117
12.6 DISEÑO DEL HUMEDAL DE FLUJO SUMERGIDO	119
12.7 DISEÑO DE LAGUNA FACULTATIVA.....	122

12.8 DISEÑO DEL LECHO DE SECADO	125
13. MANUAL DE PUESTA EN MARCHA, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO...	127
13.1 PRETRATAMIENTOS	127
13.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.	129
13.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO.	132
13.3.1 Reactor U.A.S.B.	133
13.4 HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUMERGIDO	134
13.5 LECHOS DE SECADO DE LODOS	135
13.6 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO.....	136
14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	138
BIBLIOGRAFÍA.....	144
ANEXOS	146

LISTA DE CUADROS

pág.

Cuadro 1.1 Composición típica de agua residual municipal.....	36
Cuadro 2.1 Métodos de cálculo permitidos según nivel de complejidad	38
Cuadro 2.2 Asignación del nivel de complejidad.....	40
Cuadro 2.3 Dotación neta según nivel de complejidad.	40
Cuadro 2.4 Variación a la dotación neta según el clima y nivel de complejidad ..	41
Cuadro 2.5 Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas.	41
Cuadro 2.6 Contribución Industrial.....	42
Cuadro 2.7 Contribución comercial.....	42
Cuadro 2.8 Contribución Institucional.	43
Cuadro 2.9 Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.	43
Cuadro 2.10 Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial.	43
Cuadro 2.11 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación.....	44
Cuadro 5.1 Eficiencia en la remoción de constituyentes	49
Cuadro 4.1 Coeficiente de pérdidas para rejillas.	52
Cuadro 4.2 Geometría recomendada para desarenadores de diferente tipo.	54
Cuadro 6.1 Eficiencias esperadas en sistemas de lodos activados.....	61
Cuadro 6.2 Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados.	63
Cuadro 6.3 Tipos de aireadores.....	64
Cuadro 6.4 Rangos típicos de potencia.	66
Cuadro 6.5 Tipos de aireadores y difusores	66
Cuadro 6.6 Valores recomendados de Tasa de desbordamiento superficial	68
Cuadro 6.7 Valores recomendados de tasa másica de carga.....	69

Cuadro 6.8	Valores de profundidad de agua	70
Cuadro 6.9	Granulometrías de los medios de roca o similares.....	72
Cuadro 6.10	Comparación de propiedades físicas de medios de filtros percoladores.	73
Cuadro 6.11	Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores	74
Cuadro 7.1	Cargas aplicables en lodo granular y lodo floculento en reactores UASB en relación con la concentración del agua residual y la fracción insoluble de DQO en el agua residual.....	77
Cuadro 7.2	Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional	78
Cuadro 7.3	Tiempos de retención hidráulicos aplicados a diferentes rangos de temperatura.....	79
Cuadro 7.4	Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un reactor UASB	81
Cuadro 7.5	Valores que se deben usar para el análisis de impacto de emisiones de sulfuro de hidrógeno.	84
Cuadro 7.6	Composición del biogás.	85
Cuadro 10.1	Área requerida según la fuente del lodo y el cubrimiento del lecho	95
Cuadro 10.2	Valores de tasa de carga másica	96
Cuadro 11.1	Tendencias de comportamiento para las diferentes tecnologías.....	98
Cuadro 11.2	Valores típicos de ponderación adoptadas a cada variable	99
Cuadro 11.4	Precios de inversión per cápita	102
Cuadro 11.5	Costos de mantenimiento típicos en sistemas de tratamiento.....	103
Cuadro 12.1	Valores de la sección transversal del desarenador	112

TABLA DE FIGURAS

	pág.
Figura 3.1 Tratamientos típicos de aguas residuales.....	48
Figura 4.1 Diferentes formas de rejillas	51
Figura 12.1 Alternativa de PTAR propuesta No.1	104
Figura 12.2 Alternativa de PTAR propuesta No.2	105

LISTA DE ANEXOS

	pág.
ANEXO 1: Memoria de calculo en Excel.....	146
ANEXO 2: Plano 1 de 7.....	146
ANEXO 3: Plano 2 de 7.....	146
ANEXO 4: Plano 3 de 7.....	146
ANEXO 5: Plano 4 de 7.....	146
ANEXO 6: Plano 5 de 7.....	146
ANEXO 7: Plano 6 de 7.....	146
ANEXO 8: Plano 7 de 7.....	146

GLOSARIO

ABSORCIÓN: concentración selectiva de sólidos disueltos en el interior de un material sólido, por difusión.

ACETOGÉNESIS: etapa básica del proceso anaerobio en la cual los productos de la acidogénesis son convertidos en ácido acético, hidrógeno y gas carbónico.

ACIDOGÉNESIS: etapa básica del proceso anaerobio en la cual las moléculas pequeñas, producto de la hidrólisis, se transforman en hidrógeno, gas carbónico y ácidos orgánicos (butírico, propiónico y acético).

ADSORCIÓN: transferencia de una masa gaseosa, líquida o de material disuelto a la superficie de un sólido.

AFLUENTE: agua residual u otro líquido que ingrese a un reservorio, o algún proceso de tratamiento.

AGUAS CRUDAS: aguas residuales que no han sido tratadas.

AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES: agua residual de origen doméstico, comercial e institucional que contiene desechos humanos.

AGUAS RESIDUALES: agua que contiene material disuelto y en suspensión, luego de ser usada por una comunidad o industria.

AGUAS SERVIDAS: aguas de desecho proveniente de lavamanos, tinas de baño, duchas, lavaplatos, y otros artefactos que no descargan materias fecales.

AIREACIÓN: proceso de transferencia de masa, generalmente referido a la transferencia de oxígeno al agua por medios naturales (flujo natural, cascadas, etc.) o artificiales (agitación mecánica o difusión de aire comprimido).

AMBIENTE AEROBIO: proceso que requiere o no es destruido por la presencia de oxígeno.

AMBIENTE ANAEROBIO: proceso desarrollado en ausencia de oxígeno molecular.

AMBIENTE ANÓXICO: ambiente bioquímico en el cual no existe oxígeno molecular pero existe oxígeno en forma combinada como nitratos y nitritos.

ANÁLISIS: examen del agua, agua residual o lodos, efectuado por un laboratorio.

BACTERIA: grupo de organismos microscópicos unicelulares, rígidos carentes de clorofila, que desempeñan una serie de procesos de tratamiento que incluyen oxidación biológica, fermentaciones, digestión, nitrificación y desnitrificación.

BIODEGRADACIÓN: degradación de la materia orgánica por acción de microorganismos sobre el suelo, aire, cuerpos de agua receptores o procesos de tratamiento de aguas residuales.

BIOPELÍCULA: película biológica adherida a un medio sólido que lleva a cabo la degradación de la materia orgánica.

CÁMARA: compartimento con paredes, empleado para un propósito específico.

CARGA DE DISEÑO: producto del caudal por la concentración de un parámetro específico; se usa para dimensionar un proceso de tratamiento, en condiciones aceptables de operación. Tiene unidades de masa por unidad de tiempo, (M/T).

CARGA ORGÁNICA: producto de la concentración media de DBO por el caudal medio determinado en el mismo sitio; se expresa en kilogramos por día (kg/d).

CARGA SUPERFICIAL: caudal o masa de un parámetro por unidad de área y por unidad de tiempo, que se emplea para dimensionar un proceso de tratamiento (m^3/m^2 -día), $kg\ DBO_5/(Ha$ -día).

CAUDAL MÁXIMO HORARIO: caudal a la hora de máxima descarga.

CAUDAL MEDIO: caudal medio anual.

CLARIFICADOR: tanque de sedimentación rectangular o circular usado para remover sólidos sedimentables del agua residual.

CLORACIÓN: aplicación de cloro, o compuestos de cloro, al agua residual para desinfección; en algunos casos se emplea para oxidación química o control de olores.

COLIFORMES: bacterias gram negativas de forma alargada capaces de fermentar lactosa con producción de gas a la temperatura de 35 o 37 °C (coliformes totales). Aquellas que tienen las mismas propiedades a la temperatura de 44 o 44,5 °C se denominan coliformes fecales. Se utilizan como indicadores de contaminación biológica.

COMBINADO: sistema de alcantarillado que recibe aguas lluvias y aguas residuales de origen doméstico y/o industrial.

COMPENSACIÓN Y HOMOGENEIZACIÓN: operación unitaria usada para evitar las descargas violentas, aplicables a descargas de origen industrial en el cual se almacena el desecho para aplanar el histograma diario de descarga y para homogeneizar la calidad del desecho.

CONCENTRACIÓN: denominase concentración de una sustancia, elemento o compuesto en un líquido, la relación existente entre su peso y el volumen del líquido que lo contiene.

CRITERIOS DE DISEÑO: 1. normas o guías de ingeniería que especifican objetivos, resultados o límites que deben cumplirse en el diseño de un proceso, estructura o componente de un sistema. 2. Guías que especifican detalles de construcción y materiales.

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO) Ó DEMANDA DE OXÍGENO: Cantidad de oxígeno usado en la estabilización de la materia orgánica carbonácea y nitrogenada por acción de los microorganismos en condiciones de tiempo y temperatura especificados (generalmente cinco días y 20 °C). Mide indirectamente el contenido de materia orgánica biodegradable.

DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO): medida de la cantidad de oxígeno requerido para oxidación química de la materia orgánica del agua residual, usando como oxidantes sales inorgánicas de permanganato o dicromato en un ambiente ácido y a altas temperaturas.

DESARENADORES: cámara diseñada para permitir la separación gravitacional de sólidos minerales (arena).

DESCOMPOSICIÓN ANAEROBIA: degradación de la materia orgánica en ausencia de oxígeno molecular por efecto de microorganismos. Usualmente va acompañada de la generación de ácidos y gas metano.

DESHIDRATACIÓN DE LODOS: proceso de remoción del agua de lodos hasta formar una pasta.

DESINFECCIÓN: destrucción de bacterias y virus de origen fecal en las aguas residuales, mediante un agente desinfectante.

DIGESTIÓN AEROBIA: descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo en presencia de oxígeno.

DIGESTIÓN ANAEROBIA: descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo en ausencia de oxígeno.

DIGESTIÓN DE ALTA TASA: descomposición de lodos que requiere un proceso separado de espesamiento posterior a la digestión.

DIGESTIÓN DE TASA ESTÁNDAR: descomposición de los lodos realizada en un tanque de tres zonas. En la parte alta se forma una capa de espuma y debajo el sobrenadante y la zona de lodos.

DIGESTIÓN EN DOS ETAPAS: descomposición de lodos mediante dos procesos independientes de sedimentación y espesamiento.

DIGESTIÓN: descomposición biológica de la materia orgánica de un lodo en presencia de oxígeno.

DISPOSICIÓN EN EL SUELO: reciclaje de agua residual o lodos parcialmente tratados en el terreno, bajo condiciones controladas.

DISPOSICIÓN FINAL: disposición del efluente de una planta de tratamiento o de los lodos tratados.

EFICIENCIA DE TRATAMIENTO: relación entre la masa o concentración removida y la masa o concentración en el afluente, para un proceso o planta de tratamiento y un parámetro específico; normalmente se expresa en porcentaje.

EFLUENTE FINAL: líquido que sale de una planta de tratamiento de aguas residuales.

EFLUENTE: líquido que sale de un proceso de tratamiento.

EMISARIO: canal o tubería que recibe las aguas residuales de un sistema de alcantarillado y las lleva a una planta de tratamiento o de una planta de tratamiento y las lleva hasta el punto de disposición final.

FILTRACIÓN INTERMITENTE: aplicación intermitente de agua residual, previamente sedimentada, a un lecho de material granular, que es drenado para recoger y descargar el efluente final.

FILTRO ANAEROBIO: consiste en una columna llenada con varios tipos de medios sólidos usados para el tratamiento de la materia orgánica carbonácea en aguas residuales.

FILTRO PERCOLADOR: tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos o piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual se aplican las aguas

residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles. Este es un sistema de tratamiento aerobio.

HIDRÓLISIS: proceso químico en el cual la materia orgánica se desdobla en partículas más pequeñas por la acción del agua.

LAGUNA AEROBIA: término a veces utilizado para significar “laguna de alta producción de biomasa”. Lagunas de poca profundidad, que mantienen oxígeno disuelto (molecular) en todo el tirante de agua.

LAGUNA ANAEROBIA: laguna con alta carga orgánica en la cual se efectúa el tratamiento en ausencia de oxígeno disuelto (molecular), con la producción de gas metano y otros gases como el sulfuro de hidrógeno (H₂S).

LAGUNA FACULTATIVA: laguna de coloración verdosa cuyo contenido de oxígeno varía de acuerdo con la profundidad y hora del día. En el estrato superior de una laguna facultativa primaria existe una simbiosis entre algas y bacterias, en presencia de oxígeno; en los estratos inferiores se produce una biodegradación anaerobia de los sólidos sedimentables.

LECHOS DE SECADO: dispositivos que eliminan una cantidad de agua suficiente de lodos para que puedan ser manejados como material sólido.

LODO BIOLÓGICO: lodo excedente que se genera en los procesos biológicos de las aguas residuales.

LODOS ACTIVADOS: procesos de tratamiento biológico de aguas residuales en ambiente químico aerobio, donde las aguas residuales son aireadas en un tanque que contiene una alta concentración de microorganismos degradadores. Esta alta

concentración de microorganismos se logra con un sedimentador que retiene los flóculos biológicos y los retorna al tanque aireado.

METALES PESADOS: son elementos tóxicos que tiene un peso molecular relativamente alto. Usualmente tienen una densidad superior a 5,0 g/cm³ por ejemplo, plomo, plata, mercurio, cadmio, cobalto, cobre, hierro, molibdeno, níquel, zinc.

METANOGENÉISIS: etapa del proceso anaerobio en la cual se genera gas metano y gas carbónico.

PASO DIRECTO (BY PASS): conjunto de tuberías, canales, válvulas y compuertas que permiten desvío del agua residual de un proceso o planta de tratamiento en condiciones de emergencia o de mantenimiento correctivo.

PLANTA DE TRATAMIENTO (DE AGUA RESIDUAL): conjunto de obras, instalaciones y procesos para tratar las aguas residuales.

PLANTA PILOTO: planta de tratamiento a escala de laboratorio o técnica, que sirve para el estudio de la tratabilidad de un desecho líquido o la determinación de las constantes cinéticas y los parámetros de diseño del proceso.

POBLACIÓN EQUIVALENTE: población estimada al relacionar la carga total o volumen total de un parámetro en un efluente (DBO₅, sólidos en suspensión, caudal) con el correspondiente aporte per capita (kgDBO/hab/día), L/hab/día.

PRETRATAMIENTO: procesos de tratamiento localizados antes del tratamiento primario.

PROCESO BIOLÓGICO: proceso en el cual las bacterias y otros microorganismos asimilan la materia orgánica del desecho, para estabilizar el desecho e incrementar la población de microorganismos (lodos activados, filtros percoladores, digestión, etc.).

PROCESOS ANAEROBIOS DE CONTACTO: los lodos del digester de alta tasa son sedimentados en un digester de segunda etapa. El digester de segunda etapa opera como un tanque de sedimentación que permite la remoción de microorganismos del efluente. Los organismos, como en un proceso de lodos activados, retornan al digester y se siembran en agua residual cruda.

REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO ASCENDENTE (UASB): proceso continuo de tratamiento anaerobio de aguas residuales en el cual el desecho circula de abajo hacia arriba a través de un manto de lodos o filtro, para estabilizar parcialmente de la materia orgánica. El desecho se retira del proceso en la parte superior; normalmente se obtiene gas como subproducto del proceso.

REJA GRUESA: por lo general, de barras paralelas de separación uniforme (4 a 10 cm), utilizado para remover sólidos flotantes de gran tamaño, aguas arriba de bombas de gran capacidad.

REJILLA MEDIA: artefacto de barras paralelas de separación uniforme (2 a 4 cm), utilizado para remover sólidos flotantes y en suspensión. Son las más empleadas en el tratamiento preliminar.

SEDIMENTACIÓN: proceso físico de clarificación de las aguas residuales por efecto de la gravedad. Junto con los sólidos sedimentables precipita materia orgánica del tipo putrecible.

SÓLIDOS NO SEDIMENTABLES: materia sólida que no sedimenta en un período de 1 hora, generalmente.

SÓLIDOS SEDIMENTABLES: materia sólida que sedimenta en un periodo de 1 hora.

TASA DE CARGA VOLUMÉTRICA: corresponde a los kilogramos de sólidos volátiles adicionados por día y por metro cúbico de capacidad de digestor.

TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA: tiempo medio teórico que se demoran las partículas de agua en un proceso de tratamiento. Usualmente se expresa como la razón entre el caudal y el volumen útil.

TRATAMIENTO ANAEROBIO: estabilización de un desecho por acción de microorganismos en ausencia de oxígeno.

TRATAMIENTO AVANZADO: proceso de tratamiento fisicoquímico o biológico usado para alcanzar un grado de tratamiento superior al de tratamiento secundario. Puede implicar la remoción de varios parámetros, como remoción de sólidos en suspensión, complejos orgánicos disueltos, compuestos inorgánicos disueltos o nutrientes.

TRATAMIENTO BIOLÓGICO: procesos de tratamiento en los cuales se intensifican la acción natural de los microorganismos para estabilizar la materia orgánica presente. Usualmente se utilizan para la remoción de material orgánico disuelto.

TRATAMIENTO CONVENCIONAL: procesos de tratamiento bien conocidos y utilizados en la práctica. Generalmente se refiere a procesos de tratamiento

primario o secundario. Se excluyen los procesos de tratamiento terciario o avanzado.

TRATAMIENTO PRIMARIO: tratamiento en el que se remueve una porción de los sólidos suspendidos y de la materia orgánica del agua residual. Esta remoción normalmente es realizada por operaciones físicas como la sedimentación. El efluente del tratamiento primario usualmente contiene alto contenido de materia orgánica y una relativamente alta DBO_5 .

TRATAMIENTO SECUNDARIO: es aquel directamente encargado de la remoción de la materia orgánica y los sólidos suspendidos.

VERTEDEROS: son dispositivos que permiten determinar el caudal. Poseen una ecuación general que depende de la gravedad, de su geometría, de su espesor de pared. La variable independiente será siempre la altura de la lámina de agua sobre el nivel de referencia. De esta forma cualquier vertedero puede calibrarse mediante una curva de calibración del mismo con base en diferentes alturas de la lámina de agua de los diferentes caudales.

RESUMEN

TITULO: DISEÑOS ALTERNATIVOS DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MENORES A CINCUENTA MIL HABITANTES.*

Autores:

Julio César Calvo Corredor **
Andrey Fernando Torres Gaona

Palabras Claves: agua residual, tratamiento anaerobio, tratamiento aerobio, cribado, desarenador, reactor UASB, filtro, laguna facultativa, humedal, RAS 2000.

Descripción: La problemática en el manejo de las aguas residuales es muy alta en países como Colombia, donde las razones se deben en la mayoría de los casos a falta de compromisos de los administradores municipales, falta de operación en los sistemas construidos, poca gestión hacia las fuentes de financiación y/o desconocimiento del tema en general.

Si se tiene en cuenta que existen el RAS 2000 donde se especifican diferentes opciones para lograr el tratamiento adecuado, que permita degradar la contaminación que se genera al cuerpo receptor, para que este tenga un uso aguas abajo, es importante evaluar variables tales como los costos de inversión, operación y mantenimiento, el área requerida, la complejidad de la tecnología a utilizar, la producción de olores, la generación de lodos, y los impactos ambientales en recursos naturales y poblaciones afectadas, con el fin de tomar la decisión de cual tipo de planta de tratamiento de aguas residuales se debe construir.

Este documento hace referencia a las aguas residuales, los diferentes tipos de tratamiento, las variables para tomar la decisión de escoger las alternativas y dos diferentes opciones para lograr la descontaminación de los cuerpos receptores, basados en el RAS 2000, en experiencias de algunos autores sobre el tema, pero también en la falta del compromiso moral y ético con nuestra sociedad de las personas que administran los recursos, o la instituciones de educación superior, que si bien no es el primer responsable, si debe contribuir a la solución de la problemática que se tiene por el manejo inadecuado de las aguas residuales, en especial en lo que hace referencia a las descargas domesticas de los centros urbanos.

Se generaron una hoja de cálculo y planos en detalle de los sistemas propuestos, para facilitar el diseño y la construcción, al momento que algún ente ya sea municipal, ambiental, o privado, decida implementarlo en un municipio.

* Proyecto de Grado

** Facultad de Ingenierías Físico mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Mario García Solano

SUMMARY

Title: ALTERNATIVE DESIGNS OF SYSTEMS OF TREATMENT OF WASTE WATER FOR MINOR POPULATIONS TO FIFTY THOUSAND INHABITANTS.*

Author:

Julio César Calvo Corredor**

Andrey Fernando Torres Gaona

Keywords: wastewater, anaerobic treatment, aerobic treatment, screening, sand removal, UASB reactor, filter, facultative pond, wetland, RAS 2000.

Description: The problem in the management of wastewater is very high in countries like Colombia, where the reasons are in most cases a lack of commitment of municipal managers, lack of operation systems built and poor management to funding sources and / or ignorance of the subject in general.

Taking into account that there is the RAS 2000 which specifies various options to achieve the proper treatment, which allows degradation of the pollution generated by the receiving body, for this has a downstream use, monitor variables such as costs investment, operation and maintenance, the required area, the complexity of the technology to use, produce odors, sludge generation, and environmental impacts on natural resources and affected populations in order to make the decision on what kind treatment plant wastewater to be produced.

This document applies to waste water, different types of treatment, the variables to make the decision to choose two different alternatives and options to achieve the decontamination of the receiving bodies, based on the RAS 2000, experiences of some authors the subject, but also in the lack of moral and ethical commitment to our society of people who manage the resources, or institutions of higher education, although not the primary responsibility, whether to contribute to solving the problems it is the inadequate handling of wastewater, especially in what refers to domestic discharges from urban centers.

We generated a spreadsheet and detailed drawings with the proposed systems to facilitate the design and construction, at the time being a municipal, environmental, and private or in a municipality decide to implement it

* Degree Project.

** Faculty of Physical Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Directress: Mario García Solano

INTRODUCCIÓN

Debido a la inexistente o inadecuada recolección, tratamiento y disposición final de los vertimientos de agua residual de origen doméstico, en el país se han generado, en forma sucesiva e incremental, problemas de salubridad y de calidad de agua en varias regiones. La situación comienza a ser insostenible, en la medida en que los cuerpos receptores exceden la capacidad de asimilación de estos contaminantes, y tiene como consecuencia la alteración de la calidad de recurso para su uso posterior, lo cual agrega un costo adicional para su tratamiento.

El gobierno nacional ha adelantado diferentes acciones con la finalidad de ampliar la cobertura de saneamiento básico y reducir los impactos sanitarios y ambientales más significativos. En este contexto, se han desarrollado e implementado diferentes instrumentos y estrategias, entre las cuales se destacan: la política de agua potable y saneamiento básico, con metas específicas para el incremento de la cobertura de acueducto y alcantarillado; la política ambiental, en cuyo marco se han desarrollado instrumentos económicos como la tasa retributiva, los diagnósticos, guías y modelos de priorización para la gestión de aguas residuales; y el establecimiento de agendas conjuntas entre los ministerios.

Adicionalmente debe resaltarse la labor de algunas entidades ambientales y de los municipios en la construcción de la infraestructura en saneamiento básico y de sistemas de tratamiento de aguas residuales, lo cual ha contribuido al fortalecimiento de la gestión para la descontaminación del recurso hídrico.

La Ley 373 de 1997, aunque con énfasis en el uso eficiente y ahorro del agua, contribuye de manera indirecta a la menor generación de aguas residuales y fomenta el desarrollo del reuso de las aguas residuales como alternativa de bajo costo que debe ser valorada.

En la actualidad de los 1119 municipios que hay en el país solo el 22% de los mismos realizan algún tipo de tratamiento de sus aguas residuales, en el departamento de Santander la Secretaria de Transporte e Infraestructura por intermedio de Grupo de Aguas y Saneamiento Básico de la Gobernación de Santander, contrato el diagnóstico de aguas residuales y residuos sólidos para las cabeceras municipales, donde se estableció que en el departamento existen 350 descargas de aguas residuales domésticas de las cuales solo el 10% tiene algún tipo de tratamiento, conociendo además que solamente en 8 de estos tratamientos, se operan y realizan mantenimientos para que funcionen correctamente.

Dentro de las razones por la cual no se cuenta en los municipios con sistemas de tratamiento para sus aguas residuales se puede nombrar la falta de conocimiento de la existencia de recursos del estado para la construcción de las mismas, la falta de gestión de los administradores municipales, la falta de profesionales en los municipios para diseñar los sistemas de tratamiento, entre otros.

Por las anteriores consideraciones se propone este documento como ayuda para los municipios en la gestión integral para el manejo y tratamiento de sus aguas residuales, por esto se contempla como alternativas de solución dos sistemas de tratamiento que logran remociones mayores al 80% de cargas contaminantes, ajustándose a la normatividad ambiental que en el país existe al respecto y que de

uno u otro modo son fáciles de construir y operar, ya que no requiere de alta tecnología.

Dentro de las alternativas propuestas se contempló sistemas de tratamiento que combinaran proceso anaerobios y aerobios conformada por unidades de tratamiento como el cribado, desarenador con canaleta Parshall para el control del caudal, reactor UASB, filtro anaerobio y laguna facultativa ó un humedal artificial de flujo subsuperficial, los diseños se realizaron teniendo en cuenta el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000 y las recomendaciones del director del proyecto.

1. AGUA RESIDUAL

Cuando se habla de aguas residuales se debe manejar el concepto de gestión para el manejo y tratamiento de las mismas y no se debe reducir simplemente al tratamiento de los vertimientos del alcantarillado, sino que además debe trascender a una gestión más integral reflejada en la reducción de cantidad de vertimientos, control de la calidad de los vertidos, ampliación en la cobertura de recolección, formulación de planes maestros de saneamiento, gestión de los proyectos de inversión, construcción de la infraestructura de tratamiento, seguimiento sanitario y ambiental, y programas de educación ambiental entre otros.

Como consecuencia de la falta de gestión existe una gran problemática ambiental, sanitaria y socioeconómica en el país, que exige soluciones inmediatas con el fin de recuperar las fuentes receptoras de las descargas incontroladas que se vienen realizando a diario en los centros poblados.

Dentro del contexto del tratamiento de las aguas residuales se hace necesario conocer algunos conceptos teóricos que sean la base para diseñar los diferentes sistemas de tratamiento.

1.1 AGUA RESIDUAL MUNICIPAL

Son esencialmente aquellas aguas de abastecimiento que después de ser utilizadas en actividades domésticas y productivas son descargadas a los alcantarillados domiciliarios o directamente al ambiente.

Las características físicas, químicas y bacteriológicas del agua residual de cada centro urbano varía de acuerdo con factores externos como: localización,

temperatura, origen del agua captada, entre otros; y a factores internos como la población, el desarrollo socioeconómico, el nivel industrial, el tipo de aparatos sanitarios, el tipo de alimentación, las practicas de uso eficiente de agua, etc. Igualmente los vertimientos varían en su caudal en el tiempo, presentando a nivel domestico mayores volúmenes especialmente en horas de comidas y de quehaceres domésticos. Por esta razón cada municipio presenta características moderadamente variables en sus vertimientos.

El principal contaminador de las aguas residuales domésticas son las heces fecales y la orina humana, seguido de los residuos orgánicos de la cocina; las cuales presentan un contenido de materia orgánica biodegradable y de microorganismos que por lo general son patógenos.

Cuando un municipio tiene un alto desarrollo industrial pueden predominar compuestos inorgánicos poco biodegradables (metales pesados, plaguicidas, sólidos, etc) y dependiendo de estado del alcantarillado (fugas o conexiones erradas) o si es combinado o sanitario pueden ser más o menos diluidas.

La composición típica de un agua residual municipal se presenta en el siguiente cuadro.

La materia orgánica presente en las aguas residuales domésticas es biodegradada por los microorganismos, en condiciones aeróbicas cuando los cuerpos de agua no están altamente contaminados, o en condiciones anaeróbicas cuando se superan los niveles de asimilación, agotando el oxígeno disuelto, limitando la vida acuática y generando malos olores producto de los procesos de descomposición.

Cuadro 1.1 Composición típica de agua residual municipal

Componente	Concentración (mg/L)		
	Alta	Media	Baja
Sólidos Totales	1000	500	300
Sólidos Suspendidos	500	300	100
Sólidos Sedimentables	12	8	4
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅)	300	200	100
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	1000	500	250
Nitrógeno Total	80	50	25
Fosforo Total	20	15	5
Grasas y Aceites	40	20	0
Coliformes Fecales (NMP/100 ml)	10 ⁹	10 ⁷	10 ⁵
Fuente: Guía gestión para el manejo tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales.			

El alto número de microorganismos presentes en los vertimientos principalmente los coliformes fecales pueden sobrevivir en el ambiente hasta 90 días, este hecho afecta notablemente la disponibilidad del recurso para consumo humano, ya que cualquier microorganismo patógeno, que esté presente en los vertimientos es potencialmente peligroso y susceptible de afectar la salud humana si no es controlado.

Los otros constituyentes de las aguas residuales domésticas como: sólidos, detergentes, grasas y aceites, nitrógeno y fósforo se encuentran en concentraciones relativamente moderadas, cuya asimilación depende del estado del cuerpo receptor.

2. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DEL DISEÑO

Para la determinación del caudal de diseño se puede recurrir a realizar un programa intensivo de aforos de caudal de los efluentes finales del sistema de alcantarillado o guiarse por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS 2000, el cual plantea los procedimientos necesarios para determinar los caudales y concentraciones de los compuestos de interés sanitario y ambiental de los vertimientos.

Según el RAS 2000, el caudal de diseño depende de una serie de variables las cuales se enumeran a continuación

2.1 ESTIMACIÓN DE LA POBLACIÓN

Según el RAS 2000 capítulo B.2, la estimación de la población urbana es el aspecto principal en la definición del nivel de complejidad, dicha población debe corresponder a la proyectada al final del periodo de diseño, para lo cual se hace necesario contar con datos demográficos de la población, en especial los censos de población del DANE y/o los censos disponibles por entidades de la localidad, esto con el fin de poder obtener las tasas de crecimiento de la población en estudio.

Existen diferentes métodos de cálculo para la proyección de la población los cuales dependen del nivel de complejidad del sistema, como se muestra en la siguiente tabla.

Cuadro 2.1 Métodos de cálculo permitidos según nivel de complejidad

Método por emplear	Nivel de complejidad			
	Bajo	Medio	Medio alto	Alto
Aritmético, Geométrico y Exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + Exponencial + otros			X	X
Por componentes demográficos			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X
Fuente: Norma RAS 2000				

2.1.1 Método Aritmético. La ecuación para estimar la población proyectada es:

$$P_f = P_{uc} + \left(\frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} \right) * (T_f - T_{uc}) \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

P_f = Población al año en que se quiere proyectar (habitantes)

P_{uc} = Población del último censo (habitantes)

P_{ci} = Población censo inicial (habitantes)

T_f = Tiempo a proyectar (años)

T_{uc} = Tiempo del último censo (años)

T_{ci} = Tiempo del censo inicial (años)

2.1.2 Método Geométrico. La ecuación para estimar la población es:

$$P_f = P_{uc} * (1 + r)^{(T_f - T_{uc})} \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde:

r = Tasa de crecimiento anual de la población y se calcula así:

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{(T_{uc} - T_{ci})}} - 1 \quad \text{Ecuación 3}$$

2.1.3 Método Exponencial. Para usar este método se requiere conocer por lo menos tres (3) censos, la ecuación para estimar la población proyectada es:

$$P_f = P_{ci} * e^{K*(T_f - T_{uc})} \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

K = Tasa de crecimiento anual de la población, la cual se calcula como el promedio de las tasas calculadas por cada par de censos:

$$K = \frac{\text{Ln } P_{cp} - \text{Ln } P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}} \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

P_{cp} = Población del censo posterior (habitantes)

P_{ca} = Población del censo anterior (habitantes)

T_{cp} = Tiempo del censo posterior (años)

T_{ci} = Tiempo del censo anterior (años)

Para la estimación de la población en los niveles de complejidad medio alto y alto se considera realizar estudios demográficos.

2.2 NIVEL DE COMPLEJIDAD

Se debe definir el nivel de complejidad del sistema según se establece en el Capítulo A.3 del RAS 2000, la clasificación en uno de estos niveles depende del número de habitantes en la zona urbana del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiere para adelantar el proyecto.

Cuadro 2.2 Asignación del nivel de complejidad

Nivel De Complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (Habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta
Fuente: Norma RAS 2000		
Notas:		
(1) Proyectado al periodo de diseño incluye la población flotante.		
(2) Incluye la capacidad económica de la población flotante debe ser evaluada según metodología del DNP.		

2.3 DOTACIÓN NETA

Según la norma RAS 2000 capítulo B.2.4, la dotación neta es la cantidad mínima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas por habitante sin considerar pérdidas en el acueducto, y depende del nivel de complejidad.

Cuadro 2.3 Dotación neta según nivel de complejidad.

Nivel De Complejidad	Dotación neta mínima (L/hab-día)	Dotación neta máxima (L/hab-día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio alto	130	-
Alto	150	-
Fuente: Norma RAS 2000		

También se puede obtener la dotación neta según registros históricos y por comparación con poblaciones similares.

La dotación neta se debe corregir teniendo en cuenta estudios socioeconómicos del municipio, el costo marginal de los servicios y el efecto del clima en el consumo, este varía según el nivel de complejidad y debe ser menor del 20%.

Cuadro 2.4 Variación a la dotación neta según el clima y nivel de complejidad

Nivel de complejidad	clima cálido (mas de 28 °c)	Clima Templado (entre 20 °c y 28 °c)	Clima Frio (menos de 20 °c)
Bajo	+ 15%	+ 10%	No se admite corrección por clima
Medio	+ 15%	+ 10%	
Medio alto	+ 20%	+ 15%	
Alto	+ 20%	+ 15%	
Fuente: Norma RAS 2000			

2.4 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS

Según la norma RAS 2000 Capitulo D.3.2.2.1, el aporte doméstico Q_D está dado por la expresión

$$Q_D = \frac{C * D * A * R}{86400} \quad \text{ó} \quad \frac{C * P * R}{86400} \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde:

C = Dotación neta corregida de agua potable (L/Habitante-día)

D = Densidad de población (Habitante/Hectáreas)

A = Área servida (Hectáreas)

R = Coeficiente de retorno según RAS 2000 Tabla D.3.1

P = Población servida (Habitantes)

Cuadro 2.5 Coeficiente de retorno de aguas servidas domésticas.

Nivel de complejidad	Coeficiente de retorno
Bajo y medio	0,7 – 0,8
Medio alto y alto	0,8 – 0,85
Fuente: Norma RAS 2000	

2.5 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES

Según la norma RAS 2000 Capítulo D.3.2.2.2, el consumo de aguas residuales industriales Q_i , varía de acuerdo con el tipo y tamaño de la industria, se puede valorar con la siguiente tabla.

Cuadro 2.6 Contribución Industrial.

Nivel De Complejidad	Q_i (L/seg-Ha industrial)
Bajo	0,4
Medio	0,6
Medio alto	0,8
Alto	1,0 – 1,5
Fuente: Norma RAS 2000	

2.6 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES COMERCIALES

Según la norma RAS 2000 Capítulo D.3.2.2.3, el consumo de aguas residuales comerciales Q_c , varía de acuerdo con el tamaño y ubicación del comercio, se puede valorar con la siguiente tabla.

Cuadro 2.7 Contribución comercial.

Nivel De Complejidad	Q_i (L/seg-Ha comercial)
Cualquiera	0,4 - 0,5
Fuente: Norma RAS 2000	

2.7 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES INSTITUCIONALES

Según la norma RAS 2000 Capítulo D.3.2.2.4, el consumo de aguas residuales institucionales Q_{IN} , varía de acuerdo con el tipo y tamaño de las instituciones, se puede valorar con el siguiente cuadro.

Cuadro 2.8 Contribución Institucional.

Nivel De Complejidad	Q _I (L/seg-Ha institucional)
Cualquiera	0,4 - 0,5
Fuente: Norma RAS 2000	

2.8 CAUDAL MEDIO DIARIO DE AGUAS RESIDUALES

El caudal medio diario de aguas residuales Q_{MD}, para un colector con un área de drenaje dada, según la norma RAS 2000 Capitulo D.3.2.2.5, es:

$$Q_{MD} = Q_D + Q_I + Q_C + Q_{IN} \quad \text{Ecuación 7}$$

2.9 CAUDAL DE CONEXIONES ERRADAS

El aporte por conexiones erradas QCE según el RAS 2000 capitulo D.3.2.2.6, se debe suponer teniendo en cuenta si la población cuenta o no con sistema pluvial y basándose en las siguientes tablas.

Cuadro 2.9 Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.

Nivel de complejidad	Aporte (L/seg-Ha)
Bajo y medio	0,2
Medio alto y alto	0,1
Fuente: Norma RAS 2000	

Cuadro 2.10 Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial.

Nivel de Complejidad	Aporte (L/seg-Ha)
Bajo y medio	2
Medio alto y alto	2
Fuente: Norma RAS 2000	

2.10 CAUDAL DE INFILTRACIÓN

El caudal de infiltración Q_{INF} de acuerdo a la norma RAS 2000 capítulo D.3.2.2.7, se establece de acuerdo a las condiciones de diseño: topografía, calidad de colectores, nivel freático, precipitación, etc.

Cuadro 2.11 Aportes por infiltración en redes de sistemas de recolección y evacuación.

Nivel de complejidad	Infiltración alta (L/seg-ha)	Infiltración media (L/seg-ha)	Infiltración baja (L/seg-ha)
Bajo y medio	0,15 – 0,4	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2
Medio alto y alto	0,15 – 0,4	0,1 – 0,3	0,05 – 0,2
Fuente: Norma RAS 2000			

2.11 CAUDAL MÁXIMO HORARIO

El caudal máximo horario según el RAS 2000 en el capítulo D.3.2.3, es el que establece el caudal de diseño de un sistema de colectores de un sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Este se calcula multiplicando el caudal medio diario por un factor de mayoración.

$$Q_{MH} = Q_{MD} * F \text{ Ecuación 8}$$

2.12 FACTOR DE MAYORACIÓN (F).

El RAS 2000 en el capítulo D.3.2.4, establece que este factor debe ser estimado de mediciones hechas en campo, si no es posible se estimada con base en las relaciones aproximadas de Harmon, Babbit y Flores las cuales son validas para poblaciones de 1.000 a 1.000.000 habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0,5})} \text{ Harmon ecuación 9}$$

$$F = \frac{5}{p^{0,2}} \text{ Babbit ecuación 10}$$

$$F = \frac{3,5}{p^{0,1}} \text{ Flores ecuación 11}$$

Este factor también puede ser determinado con el caudal medio diario con las formulas de los Angeles o la de Tchobanoglous.

$$F = \frac{3,53}{Q_{MD}^{0,0914}} \text{ ecuación 12}$$

$$F = \frac{3,70}{Q_{MD}^{0,0733}} \text{ Ecuación 13}$$

El valor de F debe ser mayor o igual a 1,4.

Según el RAS 2000 en el capítulo D.3.2.5, el caudal de diseño se calcula por medio de la siguiente ecuación.

$$Q_{DT} = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE} \text{ Ecuación 14}$$

Cuando el caudal de diseño calculado sea inferior a 1,5 L/seg, se debe adoptar este valor como caudal de diseño.

3. SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de las aguas residuales es un conjunto de operaciones unitarias que se realizan en una estructura adecuada para que por medios físicos, químicos y/o biológicos, se remuevan contaminantes no deseables.

Durante décadas el hombre ha venido implementando diferentes tecnologías de tratamiento de aguas residuales que en algunos casos han funcionado eficientemente pero que por lo general presentan una alta deficiencia en la remoción de contaminantes debido a la falta de diseños adecuados y a la operación inadecuada de los procesos instalados, con lo cual no se logra el objetivo principal que es reducir la cantidad de contaminantes presentes en el agua, a tal nivel, que esa agua pueda ser vertida a los cuerpos receptores sin el perjuicio de afectar tanto su calidad fisicoquímica como microbiológica que impida dar un uso al recurso hídrico o afectar el medio acuático.

Un sistema de tratamiento de aguas residuales por lo general está compuesto de:

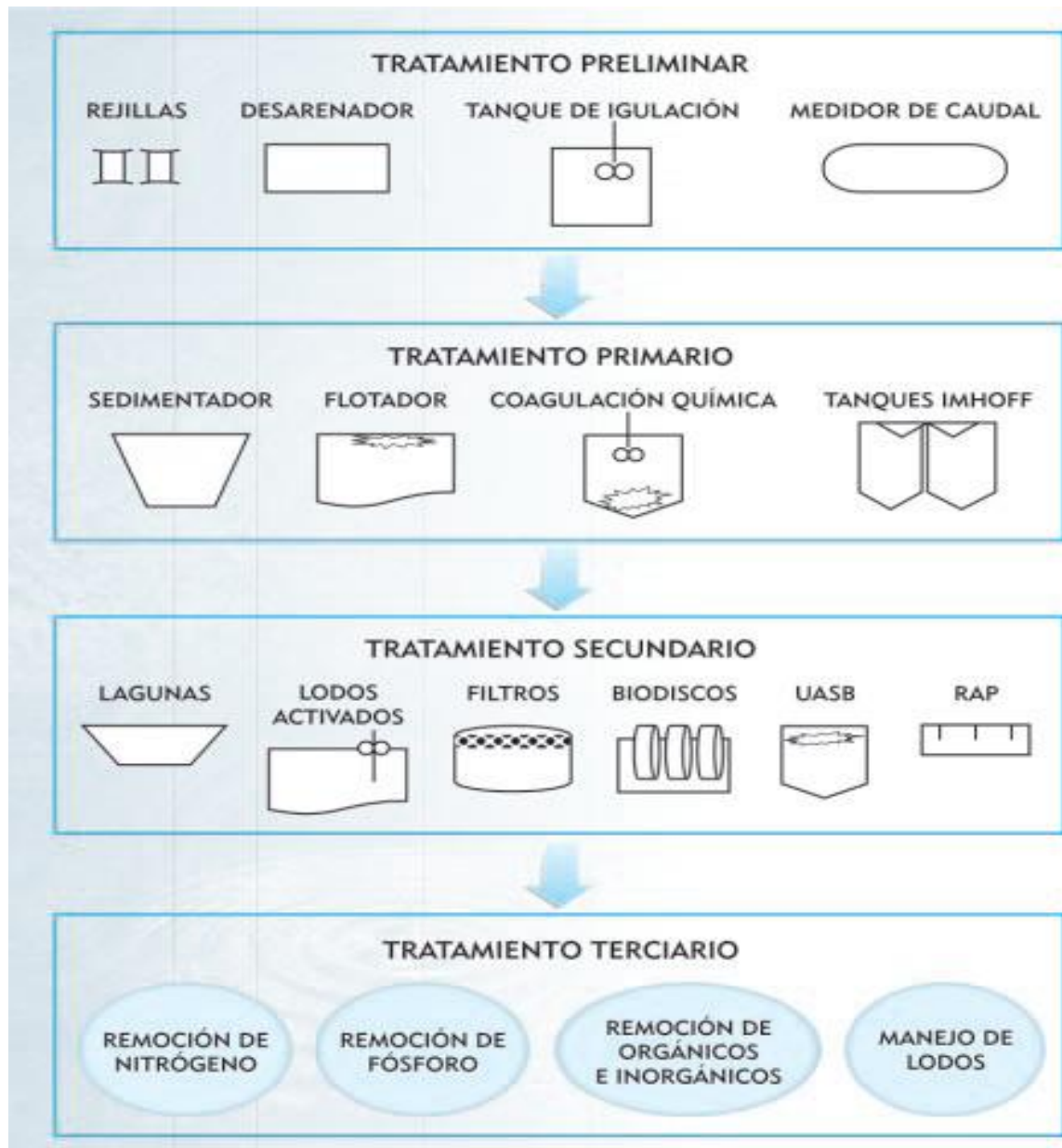
- Tratamiento preliminar: los cuales permiten aumentar la efectividad de aguas residuales en los procesos posteriores, tienen como objetivo remover objetos grandes y abrasivos. Entre las estructuras de tratamiento preliminar se caracterizan las rejillas o tamices, desarenadores y tanques de igualación u homogenización.

- Tratamientos primarios: Estos permiten remover principalmente los contaminantes sedimentables, algunos sólidos suspendidos y flotantes a través de procesos físicos y en algunos casos químicos. Entre las estructuras de tratamiento primario se caracterizan los sedimentadores, los tanques de flotación, tanques Imhoff y tanques de precipitación química.
- Tratamientos secundarios: Estos permiten remover la materia orgánica soluble y suspendida fundamentalmente mediante procesos biológicos (acción de microorganismos). Pueden remover hasta 85% de la DBO y de los sólidos suspendidos, además de cantidades variables de nitrógeno, fósforo, metales pesados y bacterias patógenas. Los tratamientos secundarios más comunes son: lagunas de estabilización, lodos activados convencionales y modificados, filtros percoladores y anaeróbicos, reactores anaeróbicos de flujo pistón, reactores UASB, biodiscos, entre otros.
- Tratamientos terciarios o avanzados: Estos permiten el refinamiento de los efluentes del tratamiento secundario por medio de procesos más complejos de carácter fisicoquímico y biológico. Se busca por lo general remover los remanentes de nitrógeno, fósforo, orgánicos e inorgánicos disueltos y acondicionar los lodos procedentes de los tratamientos para su aprovechamiento o disposición final. El tratamiento y disposición de los lodos generados en los sistemas de tratamiento, son actualmente una prioridad en los procesos de descontaminación por los altos riesgos para el ambiente y la salud, es por ello que un sistema integral debe considerar su manejo, aprovechamiento y disposición controlada.

En la siguiente figura se ilustran diferentes tipos de tratamiento, más comunes.

Las diferentes unidades de tratamiento cumplen la función de remover los contaminantes, lo cual se especifica en eficiencias como porcentajes de remoción.

Figura 3.1 Tratamientos típicos de aguas residuales



Cuadro 3.1 Eficiencia en la remoción de constituyentes

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	DQO	SS	P	N Org	NH ₃ -N	Patógenos
Rejillas	desp ¹ .	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0	desp.
Lodos activados (convencional)	80-95	80-95	80-90	10-25	15-20	8-15	desp.
Filtros percoladores							desp.
Alta tasa, roca	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15	
Super tasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	8-15	
Cloración	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	10
Reactores UASB	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50-70	---	20-60	---	---	---	90-99.99
Lagunas aireadas	80-95	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Lagunas facultativas	80-90	---	63-75	30	---	---	90-99.99
Lagunas de maduración	60-80	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Ultravioleta	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	10
Fuente: Norma RAS 2000							

En los siguientes capítulos se detallan algunas de estas unidades que son la base para realizar los diseños propuestos como alternativas de solución para el tratamiento de las aguas residuales.

4 PRETRATAMIENTOS

Se debe realizar por medio de procesos físicos y/o mecánicos, como rejillas, desarenadores y trampas de grasas, dispuestos convencionalmente de modo que permita la retención y remoción de material extraño presente en las aguas residuales y que pueda interferir los procesos de tratamiento, según lo contempla el RAS 2000 en el capítulo E.4.4.1.

4.1 REJILLAS.

Según el RAS 2000 en el capítulo E.4.4.2, la selección del tipo de rejillas se deja a criterio del diseñador, siempre y cuando se cumplan con las recomendaciones mínimas de diseño.

Existen rejillas limpiadas manualmente, mecánicamente, en forma de canasta y retenedoras de fibra, las cuales se deben colocar aguas arriba de cualquier unidad que se pueda obstruir por material grueso proveniente de las aguas residuales sin tratar; el canal de aproximación a la rejilla debe ser diseñado para prevenir la acumulación de arena u otro material pesado, aguas arriba de ésta.

Se recomienda un espaciamiento entre las barras para rejillas limpiadas manualmente entre 15 a 50 mm y para rejillas limpiadas mecánicamente entre 3 y 77 mm.

La velocidad de aproximación de las rejillas limpiadas manualmente debe estar entre 0,3 y 0,6 m/seg y para rejillas limpiadas mecánicamente entre 0,3 y 0,9 m/seg, para que el área de acumulación sea adecuada.

La velocidad mínima entre barras debe ser entre 0,3 y 0,6 m/seg para rejillas limpiadas manualmente y entre 0,6 y 1,2 m/seg para rejillas limpiadas mecánicamente.

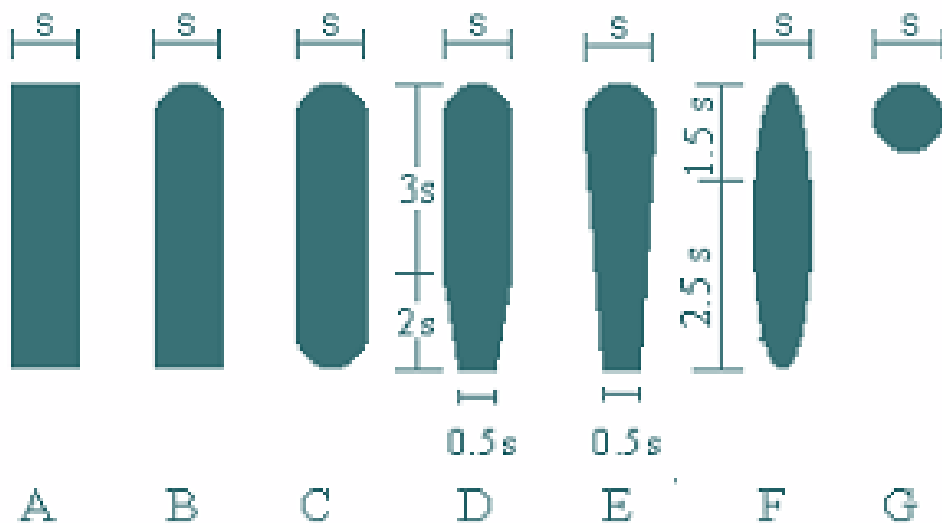
Para determinar la pérdida de carga se recomienda usar la siguiente ecuación:

$$K = \beta * \left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * h_v * \text{Sen } \alpha \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde el valor de β depende de la forma de la sección transversal de la rejilla como se muestra en la siguiente figura y tabla.

La pérdida de cabeza no debe ser mayor a 75 cm.

Figura 4.1 Diferentes formas de rejillas



Fuente: Norma RAS 2000.

Cuadro 4.1 Coeficiente de pérdidas para rejillas.

Forma de sección transversal	A	B	C	D	E	F	G
β	2,42	1,83	1,67	1,035	0,92	0,76	1,79
Fuente: Norma RAS 2000							

4.2 DESARENADORES.

Los desarenadores se usan para remover arena, grava, partículas u otro material pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico mayor que el de los sólidos orgánicos degradables. Existen desarenadores de limpieza mecánica y de limpieza manual. El diseño depende del tipo de flujo y del equipo de limpieza seleccionado. El tipo de desarenador más utilizado es el flujo horizontal.

Estos deben localizarse después del cribado y antes de los tanques de sedimentación primaria y estaciones de bombeo.

La velocidad mínima del agua en los desarenadores debe controlarse mediante vertederos de tipos sutor o proporcional, o con secciones transversales que garanticen los rangos de velocidad entre 0,2 m/seg y 0,4 m/seg, para diferentes alturas de lamina de agua.

El número de desarenadores es característico a cada diseño. Se recomienda un mínimo de dos unidades en cualquiera de los niveles de complejidad. Cada unidad debe tener la capacidad para operar con los caudales de diseño cuando la otra unidad está en limpieza.

Se recomienda una tasa de desbordamiento superficial entre 700 y 1600 m³/m²/día. Estos valores pueden ser expresados en términos de velocidad de sedimentación, variando aproximadamente entre 30 m/h y 65 m/h.

El tiempo de retención hidráulico se debe basar en el tamaño de las partículas que deben separarse; se recomienda un tiempo entre 20 segundos y 3 minutos.

Es de resaltar que generalmente los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de diámetro mayor a 0,21 mm; aunque también se diseñan para remover partículas de 0,15 mm. Asumiendo como supuesto de diseño arena de densidad relativa 2,65, la velocidad de asentamiento para partículas de 0,21 mm de diámetro una velocidad de asentamiento de 1,15 m/min y para partículas cuyo diámetro sea de 0,15 mm de diámetro una velocidad de asentamiento de 0,75 m/min.

Según el RAS 2000 en el capítulo E.4.4.4, Se deben emplear desarenadores en los cuatro niveles de complejidad cuando sea necesario cumplir con lo siguiente:

- Protección de equipos mecánicos contra la abrasión.
- Reducción de la formación de depósitos pesados en tuberías, conductos y canales.
- Reducir la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
- Minimización de pérdida de volumen en tanques de tratamiento biológico.

Las características geométricas recomendadas por el RAS 2000 se presentan en el siguiente cuadro.

Cuadro 4.2 Geometría recomendada para desarenadores de diferente tipo.

Parámetro	Desarenador de flujo horizontal	Desarenador aireado	Desarenador tipo vórtice
Profundidad (m)	2 - 5	2 - 5	2.5 - 5
Longitud (m)	-----	8 - 20	-----
Ancho (m)	-----	2.5 - 7	-----
Relación Largo : Ancho	2.5 : 1 - 5 : 1	3 : 1 - 5 : 1	-----
Relación Ancho : Profundidad	1 : 1 - 5 : 1	1 : 1 - 5 : 1	-----
Diámetro (m)			
Cámara superior	-----	-----	1 - 7
Cámara inferior			1 - 2
Fuente: Norma RAS 2000			

5. TRATAMIENTO PRIMARIO

5.1 SEDIMENTADOR PRIMARIO

El objetivo principal del tratamiento primario es básicamente la remoción de los sólidos suspendidos y DBO en las aguas residuales, mediante el proceso físico de asentamiento en tanques de sedimentación, y constituye un método de preparar el agua para el tratamiento secundario. Por lo regular, el tratamiento primario remueve alrededor del 60% de los sólidos suspendidos del agua residual cruda y de un 35 a 40% de la DBO.

Según el RAS 2000 en el capítulo E.4.5.1.1, las dimensiones del tanque están determinadas por la cantidad de aguas residuales que se requiera tratar y debe diseñarse para el caudal máximo horario esperado. Para el caso de tanques rectangulares la relación longitud: ancho debe estar entre 1,5: 1 y 15: 1. Para el caso de tanques circulares se recomienda un diámetro entre 3 y 60 metros, y una pendiente de fondo entre 6 y 17%.

Debe escogerse la mayor de las áreas calculadas, de acuerdo a las siguientes tasas de desbordamiento superficial mínimas recomendadas:

- Para caudal medio utilizar $33\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$,
- Para caudal pico sostenido por tres horas utilizar $57\text{m}^3/\text{m}^2/\text{día}$
- Para caudal pico utilizar $65\text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$.

El tiempo de retención en el sedimentador primario debe basarse en el caudal de aguas residuales y en el volumen del tanque. Se recomienda un período de retención mínimo de 1 hora tanto para los sedimentadores circulares como para los rectangulares.

La profundidad para tanques de sedimentación circular se recomienda un rango de profundidades de 2.5 a 4 m. En el caso de tanques rectangulares se recomienda un rango de profundidades entre 2 y 5 m.

Cuando exista un tratamiento secundario seguido del tanque de sedimentación primaria se recomienda una tasa de desbordamiento superficial para flujo medio de 32 a 48 m³/m²/día y para flujo horario pico de 80 a 120 m³/m²/día. En el caso de que se planee o exista un sistema de retorno de lodos activados de desecho, se recomienda una tasa de desbordamiento superficial de 25 a 32 m³/m²/día y para flujo horario pico de 50 a 70 m³/m²/día.

La profundidad de almacenamiento de lodos recomendada por el RAS 2000 en el capítulo E.4.5.1.5 es una capa de 30 a 45 cm por motivos operacionales.

Las entradas del sedimentador primario deben diseñarse para dispersar la corriente de alimentación, difundir homogéneamente el flujo por todo el tanque y evitar los cortocircuitos. Las entradas pueden ser similares a vertederos, pero lo más usado es un canal de compuertas espaciadas. Se recomienda una distancia mínima de 3 m entre la entrada y la salida y una velocidad de entrada de 0,3 m/s. Además, se recomiendan situar las estructuras de disipación a una distancia entre 0,6 y 0,9 m de la entrada y sumergidos unos 0,45 a 0,60 m según la profundidad del tanque.

Asimismo se deben usar deflectores de espuma y materiales flotantes en la salida del tanque en el caso de que no se cuente con un equipo de limpieza mecánico. El diseño de los vertederos en la salida depende de cada caso específico y del criterio del diseñador, pero teniendo en cuenta que la carga del vertedero para plantas con capacidad menor de 4.000 m³/día no debe ser mayor de 133 m³/m²/día. Para plantas mayores puede ser hasta de 500 m³/m²/día.

En tanques rectangulares se debe tener en cuenta la localización de los rebosaderos al momento del diseño con la finalidad de evitar que cantidades considerables de partículas resuspendidas salgan del sedimentador por estos orificios; con este propósito se recomienda colocar éstos dispositivos fuera de la región de influencia de las corrientes de densidad o instalar pantallas especiales para evitar el impacto de dichas corrientes; también se recomienda reducir la velocidad horizontal a 2 mm/s a lo largo de los clarificadores.

Para tanques circulares se deben colocar pantallas circulares y horizontales debajo de la estructura de alimentación de los tanques alimentados por el centro. Se recomienda que el radio de las pantallas esté entre 10 y 20% por encima del radio de la estructura de alimentación. Para el caso de tanques rectangulares, se recomienda la colocación de pantallas con una extensión entre 150 y 300 mm por debajo de los puntos de entrada que se hallan debajo de la superficie del agua.

Para el control de olores se debe dejar una distancia mínima de amortiguamiento de 120 m.

6. TRATAMIENTO SECUNDARIO AERÓBICO

Se da directamente la remoción de la materia orgánica y los sólidos suspendidos: también se llama proceso biológico y se utiliza para convertir la materia orgánica fina coloidal y disuelta en el agua residual en floc biológico sedimentable y sólidos inorgánicos, que pueden ser removidos en tanques de sedimentación.

Entre los procesos biológicos o secundarios se encuentran: los procesos de lodos activados, lagunas aireadas, filtros percoladores, biodiscos y lagunas de estabilización; en este documento se hace referencia a los procesos de lodos activados y filtros percoladores.

6.1 LODOS ACTIVADOS

Este proceso consiste en un tratamiento biológico de aguas residuales con ambiente químico aerobio, donde las aguas residuales son aireadas en un tanque que contiene una alta concentración de microorganismos degradadores de la materia orgánica; esta alta concentración de microorganismos se logra con un sedimentador que retiene los flóculos biológicos y los retorna al tanque aireado.

Dentro de los requerimientos técnicos principales se encuentra el suministro de energía, el cual es importante por los efectos sobre la calidad del agua asociada a las fallas por dicho suministro eléctrico.

Según el RAS 2000 en el capítulo E.4.6.2, el Tanque de aireación debe cumplir ciertos requisitos en cuanto a técnica de procesos, operación y eficiencia como:

- Suficiente concentración de biomasa, medida en forma simplificada como contenido de la materia seca del licor mixto.

- Homogeneización intensiva de la mezcla de aguas residuales y lodo biológico.
- Adición suficiente de oxígeno para cubrir la demanda y la capacidad de ajuste con el fin de adaptarla a las diferentes condiciones de operación y de carga.
- Suficientes velocidades de corriente sobre el fondo del tanque; por lo menos 15 cm/s en el caso de lodos livianos y hasta 30 cm/s para lodos pesados, con el fin de evitar la formación de depósitos en el fondo.
- En condiciones de operación, posibilidad de operación a intervalos en el caso de desnitrificación.
- Suficiente capacidad de ajuste a las oscilaciones de afluencia de aguas residuales y características de la misma.
- Optimización del consumo de energía para la adición de oxígeno, circulación y homogeneización.
- Costos de construcción y operación reducidos.
- Ningún tipo de molestias debidas a olores, aerosoles, ruido o vibraciones.
- Gran seguridad de operación.

El tanque de aireación y el tanque de sedimentación secundaria forman una unidad operativa y se influyen entre sí.

El dimensionamiento, diseño y dotación de los tanques de sedimentación secundaria deben hacerse de tal forma que satisfagan los siguientes requisitos:

- Separar el lodo activado de las aguas residuales por medio de sedimentación.
- Concentrar y remover el lodo activado sedimentado para su retorno al tanque de aireación.

- Almacenar temporalmente el lodo activado que, como consecuencia de un mayor caudal, especialmente durante épocas de lluvia, es desplazado del tanque de aireación.
- Evitar condiciones de velocidades de corriente que puedan producir el arrastre de lodos.

Consideraciones en el diseño. Las consideraciones que deben tenerse en cuenta en el diseño de los procesos de lodos activados son:

- Selección del tipo de reactor.
- Carga orgánica.
- Producción de lodos.
- Requerimientos y transferencia de oxígeno.
- Requerimientos de nutrientes.
- Control de organismos filamentosos.
- Características del efluente.
- Tipos y modificaciones: El diseñador está en libertad de seleccionar la modificación al proceso de lodos activados que considere conveniente siempre y cuando se garantice la eficiencia operacional, minimización de impactos por ruidos y olores, adecuado manejo de lodos y eficiencia.
- Rendimientos.

Cuadro 6.1 Eficiencias esperadas en sistemas de lodos activados.

Modificación al proceso	Modelo de flujo	Sistema de aireación	Eficiencia en remoción de DBO (%)
Convencional	Flujo pistón	Aire difuso, aireadores mecánicos	85 - 95
Completamente Mezclado	Flujo continuo reactor agitado	Aire difuso, aireadores mecánicos	85 - 95
Aireación escalonada	Flujo pistón	Aire difuso	85 - 95
Aireación modificada	Flujo pistón	Aire difuso	60 - 75
Estabilización por contacto	Flujo pistón	Aire difuso, aireadores mecánicos	80 - 90
Aireación extendida	Flujo pistón	Aire difuso, aireadores mecánicos	75 - 95
Aireación de alta tasa	Flujo continuo reactor agitado	Aireadores mecánicos	85 - 95
Oxígeno puro	Flujo continuo reactores en serie agitados	Aireadores mecánicos	85 - 95
Zanjón de oxidación	Flujo pistón	Aireador mecánico (tipo eje horizontal)	75 - 95
Reactor SBR	Flujo intermitente reactor agitado	Aire difuso	85 - 95
Fuente: Norma RAS 2000			

6.6.1 Tanque de aireación.

El tamaño del tanque de aireación se calcula basados en factores como caudal a tratar, grado de tratamiento deseado, concentración de sólidos suspendidos en el licor mixto, carga de DBO, y la razón de sólidos en licor mixto a la carga de DBO.

- Profundidades del líquido: La profundidad del líquido no debe ser inferior a 3,05 metros ni exceder de 4,57 metros.

- Control de cortos circuitos: Deben preverse la forma del tanque y la instalación del equipo de aireación para llevar a cabo el control positivo de cortocircuitos a través del tanque.
- Entradas y salidas: Las entradas y salidas para cada unidad de aireación deben estar adecuadamente equipadas con válvulas, compuertas, placas de retención, vertederos, u otros aparatos que permitan controlar el caudal a cualquier unidad y mantener un nivel líquido razonablemente constante.
- Conductos: Los canales y tuberías que lleven líquidos con sólidos en suspensión deben ser diseñados para que mantengan velocidades que permitan su propia limpieza, o deben ser agitados para que mantengan los sólidos en suspensión en todas las velocidades de flujo dentro de los límites de diseño.
- Aparatos medidores: Deben instalarse aparatos para indicar los caudales de las aguas residuales sin tratar, del efluente primario, el lodo de retorno y el aire a cada unidad del tanque.
- Borde libre: No debe tener menos de 40 cm, deben proveerse sistemas aprobados para el control de la espuma.
- Parámetros empíricos en el diseño del tanque de aireación: Los diseños deben cumplir con los parámetros presentados en el cuadro 6.2.

En caso de no hacerlo el diseñador debe mostrar con base en estudios piloto con las aguas a tratar que se cumple con los rendimientos deseados bajo las condiciones de diseño presentadas

6.1.2 Equipo de retorno de lodos. La razón varía generalmente entre 10 y 200%.

6.1.3 Bombas para el retorno del lodo. Deben tener abertura de succión y descarga de 7,6 cm por lo menos. Si se usan por arrastre con aire para regresar el lodo desde cada tanque de sedimentación, no se requerirá unidad de reserva.

Cuadro 6.2 Parámetros empíricos de diseño para el proceso de lodos activados.

Tipo de proceso	Carga orgánica Kg DBO ₅ /Kg SSVLM/d (f/m)	Carga volumétrica Kg DBO ₅ /m ³ /d (fq/v)	Tiempo de detención Horas (td)	Edad de lodos Días (θc)	SSLM mg/L (xt)	Retorno Fracción (r)
Convencional	0,2 – 0,5	0,3 – 1,0	4 – 8	5 – 15	1500 – 3000	0,25 – 0,5
Completamente mezclado	0,2 – 0,6	0,8 – 2,0	4 – 8	5 – 15	3000 – 6000	0,25 – 1,0
Aireación escalonada	0,2 – 0,5	0,6 – 1,0	3 – 5	5 – 15	2000 – 3500	0,25 – 0,7
Alta tasa	0,4 – 1,5	0,6 – 2,4	0,25 – 3	1 – 3	4000 – 5000	1,0 – 5,0
Aireación modificada	1,5 – 5,0	1,2 – 2,4	1,5 – 3	0,2 – 0,5	200 – 1000	0,05– 0,25
Estabilización por contacto estabilizado	0,2 – 0,5	1,0 – 1,2 Incluido ya	0,5 – 1,0 3 - 6	5 – 15	1000 – 3000 4000– 10000	0,2 – 1,0
Aireación extendida	0,05 – 0,25	<0,4	18 – 36	15 – 30	3000 – 6000	0,75 – 1,5
Oxígeno puro	0,4 – 1,0	2,4 – 4,0	1 – 3	8 – 20	6000 – 8000	0,25 – 1,5
Zanjón de oxidación	0,05 – 0,30	0,1 – 0,5	8 – 36	10 – 30	3000 – 6000	0,75 – 1,5
Reactor SBR	0,05 – 0,30	0,1 – 0,2	12 – 50	No aplica	1500 – 5000	No aplica

Fuente: Norma RAS 2000

6.1.4 Tubería de retorno de lodo. Las tuberías de succión y descarga deben ser de, por lo menos 10 cm de diámetro y diseñadas para mantener una velocidad mayor de 0,61 m/seg.

6.1.5 Sistema de aireación. Los requerimientos de oxígeno en sistemas biológicos son el resultado de tres demandas principales:

- DBO carbonácea
- DBO nitrogenada
- DBO inorgánica

El diseñador debe estimar no solo la demanda de oxígeno total causada por estas fuentes sino también las variaciones temporales y espaciales de las demandas en el sistema de reactores a ser aireados. En especial deben calcularse las demandas máximas que se generan por los cambios de caudal y concentración en la planta. El diseñador debe seleccionar el tipo de aireador que necesite de acuerdo a las características propias de su diseño.

En el siguiente cuadro se presentan los tipos de aireadores recomendados por el RAS 2000 en el capítulo E.4.6.2.

Cuadro 6.3 Tipos de aireadores.

Difusores porosos	Características típicas recomendadas
Difusores de placa	Cuadrados. Lado = 30 cm, espesor = 2.5 a 3.8 cm
Difusores con forma de domo	Diámetro = 18 cm, altura = 3.8 cm, espesor del medio = 15 mm

Difusores con forma de disco	Diámetro = 18 - 24 cm, espesor = 13 a 19 mm
Difusores de tubo	Longitud del medio poroso = 50 a 60 cm, diámetro externo = 6.4 a 7.6 cm
Difusores no porosos	
Tuberías perforadas	
Burbujeadores	Diámetro del orificio = 0.3 a 0.8 cm
Difusores con válvula en el orificio	
Aireadores de tubo estático	
Mangueras perforadas	
Aireación por chorro	
Mecanismos aspiradores	
Aireación con tubo U	
Fuente: Norma RAS 2000	

Metodología de cálculo: se deben determinar los requerimientos de oxígeno para las tres demandas

Para el cálculo de la DBO carbonácea se recomiendan los siguientes rangos 94 a 125 m³ de oxígeno/kg de DBO₅ aplicada.

1,1 kg de oxígeno transferido / kg de DBO₅ pico aplicada al tanque de aireación convencional.

3,7 a 15 m³ de oxígeno / m³ de agua residual a tratar y 31 a 56 m³ de oxígeno por kg de DBO₅ removida.

Para la DBO nitrogenada se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$R_n = 4,57 * Q * (N_o - N) - 2,86 * (N_o - N - NO_3) \quad \text{Ecuación 16}$$

La DQO se determina haciendo un cálculo estequiométrico para la reacción dada

Potencia típica de compresores: en cuadro 6.4 se presentan los rangos de potencias típicas de compresores que se deben usar.

Cuadro 6.4 Rangos típicos de potencia.

Clase	Tipo	Potencia (hp)
Reciprocante de desplazamiento positivo	Pistón - etapa sencilla	25-200
	Pistón multi etapas	10-10000
Rotatoria de desplazamiento positivo	lobe	10-3000
	sliding vane	10-500
	helical screw	10-500
Compresor dinámico	Centrifuga	50-20000
	axial	1000-10000
Fuente: Norma RAS 2000		

Transferencias de oxígeno típicas de aireadores: En el cuadro 6.5 se presentan las recomendadas por el RAS 2000 en capítulo E.4.6.

Cuadro 6.5 Tipos de aireadores y difusores

Tipo de aireador	Estándar	Campo
Aireadores mecánicos	kg O ₂ / kW h	kg O ₂ / kW h
Centrífuga superficial (baja velocidad)	1.2 - 3.0	0.7 - 1.4
Centrífuga superficial con tubo succionador	1.2 - 2.8	0.7 - 1.3

Axial superficial (Alta velocidad)	1.2 - 2.2	0.7 - 1.2
Turbina abierta con succión hacia abajo	1.2 - 2.4	0.6 - 1.2
Turbina cerrada con succión hacia abajo	1.2 - 2.4	0.7 - 1.3
Turbina sumergida con tubo burbujeador	1.2 - 2.0	0.7 - 1.1
Impeler superficial	1.2 - 2.4	0.7 - 1.1
Cepillo superficial y pala	0.9 - 2.2	0.5 - 1.1
Difusores de aire	L / segundo	Pérdidas en cm
Domo de cerámica	0.24 - 1.2	15 - 63
Disco de cerámica (8.5" diámetro)	0.3 - 1.4	13 - 48
Tubo de medio poroso	1 - 2.8	
Tubo con funda flexible	1 - 2.8	
Funda flexible tipo disco I(8.5" diámetro)	1 - 2.8	23 - 58
Funda flexible tipo disco II(9" diámetro)	1 - 2.8	
Funda flexible tipo disco III(29" diámetro)	1 - 9.4	23 - 61
Burbujeador	3.8 - 5.6	15 - 23
Tubo perforado	4.7 - 11.3	7.6 - 33
Orificio con válvula	2.8 - 5.6	13 - 30
Fuente: Norma RAS 2000		

6.2 SEDIMENTADOR SECUNDARIO.

Se recomienda el uso de sedimentadores secundarios circulares y rectangulares. El empleo de otro tipo de sedimentadores debe ser sustentado técnicamente. Para los circulares se recomienda usar diámetros entre 3 y 60 m y que el radio no exceda cinco veces la profundidad del agua. Para diámetros mayores o iguales a 27 m se recomienda utilizar profundidades entre 4,9 y 6 m. Se recomienda la colocación de pantallas verticales desde el fondo e inclinados desde las paredes con el fin de prevenir la salida de sólidos del tanque por

corrientes de densidad o térmicas. Para los tanques rectangulares se recomienda que la longitud no exceda de 10 a 15 veces la profundidad. Si el ancho del tanque es mayor a 6 m, se recomienda usar un mecanismo colector de lodos múltiple. Independientemente de la forma del tanque.

- El área superficial debe calcularse como la mayor entre las áreas calculadas con la tasa de desbordamiento superficial y la tasa másica de carga. El criterio hidráulico recomendado para determinar el área requerida es el siguiente: para sedimentadores secundarios siguiendo un proceso de filtros percoladores o un proceso de lodos activados, escoger la mayor área calculada con el caudal pico y el caudal promedio. Con respecto a la carga por el rebosadero se recomienda un rango entre 124 y 375 m³/m/día. Para tanques circulares alimentados por el centro, se recomienda una colocación del rebosadero a 2/3 o 3/4 de la distancia radial.
- Cuando no es posible realizar ensayos de sedimentación para determinar la tasa de desbordamiento superficial, se recomiendan los siguientes valores según el tipo de tratamiento que la preceda y para caudales medio diario y máximo horario.

Cuadro 6.6 Valores recomendados de Tasa de desbordamiento superficial

Tasa de desbordamiento superficial (m ³ /m ² /d)		
Tipo de tratamiento	Caudal promedio	Caudal pico
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	16-32	40-48
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	16-32	40-48

Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	8-16	24-32
Sedimentación seguida por filtros percoladores	16-24	40-48
Sedimentación seguida por biodiscos		
Efluente secundario	16-32	40-48
Efluente nitrificado	16-24	32-40
Fuente: Norma RAS 2000		

- Tasa másica de carga debe calcularse dividiendo la tasa de sólidos totales aplicados, (kg/día), entre el área superficial del tanque. Se deben usar los siguientes valores de TMC para condiciones de caudal promedio y pico:

Cuadro 6.7 Valores recomendados de tasa másica de carga

Carga másica (kg/m ² /día)		
Tipo de tratamiento	Caudal promedio	Caudal pico
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	98-147	245
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	123-172	245
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	25 -123	168
Sedimentación seguida por filtros percoladores	72-123	192
Sedimentación seguida por biodiscos		
Efluente secundario	100 - 144	245
Efluente nitrificado	72 - 123	192
Fuente: Norma RAS 2000		

Se recomiendan los siguientes valores de profundidad de agua en el tanque de sedimentación secundaria:

Cuadro 6.8 Valores de profundidad de agua

Tipo de tratamiento	Profundidad (m)
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	3.6-4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	3.6-4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	3.6-4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de filtros percoladores	3.0-3.6
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	3.6-4.6
Fuente: Norma RAS 2000	

- Espesor del manto de lodos. La profundidad de la sección de espesamiento del tanque de sedimentación debe ser adecuada para asegurar que el manto de lodos no recirculen los sólidos que aún no se han espesado. Almacenar temporalmente los sólidos que se aplican periódicamente, cuando haya exceso de la capacidad de transmisión de la suspensión dada.
- Evaluación de valores experimentales de tasa másica de carga. En caso de que el diseñador utilice diferentes valores de tasa másica de carga a los que aparecen en el cuadro 21 para obtener el área del sedimentador, éste, debe obtener dichos valores a partir de un análisis de flujo de sólidos en el laboratorio se debe sustentar la calidad de los datos obtenidos.
- Control de olores. Para prevenir la formación de olores en los tanques de sedimentación secundaria, debe evitarse la acumulación de espumas en la

superficie, la acumulación de lodos en las paredes de los tanques y materia orgánica en los vertederos efluentes. Aunque debe mantenerse una concentración de lodos de retorno, los olores pueden minimizarse si el licor mezclado sedimentado se remueve del piso del tanque tan rápido como sea posible y se devuelve a los tanques de aireación. El operador debe controlar el tiempo de retención de los sólidos en el clarificador secundario para prevenir la generación de gas sulfhídrico.

6.3 FILTROS PERCOLADORES

Un filtro percolador consiste en un tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos ó piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles.

Alrededor de este lecho se encuentra adherida una población bacteriana que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del tanque. Después de cierto tiempo, la capa bacteriana adquiere un gran espesor y se desprende hidráulicamente del lecho de piedras para pasar luego a un clarificador secundario en donde se efectúa la separación de los lodos formados.

El reactor o filtro consta de un recipiente cilíndrico o rectangular con diámetros variables, hasta de 60 m y con profundidades entre 1.50 y 12 m.

El medio filtrante puede ser piedra triturada o un medio plástico manufacturado especialmente para tal fin; el medio debe ser durable, resistente al resquebrajamiento, insoluble, y no debe aportar sustancias indeseables al agua tratada.

La escoria de roca o cualquier medio filtrante no debe contener más de un 5% por peso de materia cuya dimensión mayor sea tres veces su dimensión menor. No contendrá material delgado alargado y achatado, polvo, barro, arena o material fino. Deben estar conforme a los tamaños y granulometría presentados en la norma RAS 2000, cuando se clasifiquen mecánicamente a través de tamices vibratorios con aberturas cuadradas.

Cuadro 6.9 Granulometrías de los medios de roca o similares.

Tamiz	Porcentaje por peso
Pasando tamiz de 11.4 cm (4 ½")	100%
Retenido en tamiz de 7.62 cm (3")	95 – 100%
Pasando por tamiz de 5.08 cm (2")	0 - 2%
Pasando por tamiz de 2.54 cm (1")	0 - 1%
Fuente: Norma RAS 2000	

Piedra colocada a mano la dimensión máxima es 12,7 cm y las dimensiones mínimas es, 7.62 cm.

Cuando el medio es plástico manufacturado la suficiencia de este medio se evalúa con base en la experiencia previa con instalaciones que traten aguas y cargas similares.

El material entregado en la obra debe almacenarse sobre superficies de madera u otras áreas duras y limpias. Ningún material similar debe ser pasado por tamices nuevamente en el lugar de la obra. Este material se coloca a mano cuidadosamente hasta una profundidad de 30 cm sobre los desagües de manera que no causen daños a éstos.

Cuadro 6.10 Comparación de propiedades físicas de medios de filtros percoladores

Tipo de medio	Tamaño nominal (mm-mm)	Densidad, kg/m ³	Area superficial relativa, m ² /m ³	Relación de vacíos, %
Empaquetado (Bundle)	610 - 1220	32,04 – 80,10	88.59 - 104.99	> 95
	610 – 1220	64,08 – 96,12	137.80 - 147.65	> 94
Roca	25,4 – 76,2	1441,8	62,3	50
Roca	50,8 – 101,6	1602	46	60
Desordenado (plástico)	varios	32,04 – 64,08	82 - 115	> 95
	varios	48,06 – 80,10	138 - 164	> 94
Madera	47,6 – 1219,2	165	46	
Fuente: Norma RAS 2000				

El medio filtrante, si es piedra debe tener una profundidad mínima de 90 cm y máxima de 180 cm sobre los desagües, excepto cuando los estudios justifiquen una construcción especial. En el caso del medio plástico, la profundidad debe determinarse por medio de estudios pilotos o experiencias previas.

Debe proveerse un espacio libre mínimo de 15 cm entre los brazos distribuidores y el medio filtrante.

Los filtros se clasifican según su carga.

- Filtros de baja carga
- Filtros de alta carga

Tasa de carga orgánica volumétrica

Los filtros percoladores operan con cargas volumétricas entre 0,1 y 8,0 kg DBO₅/m³/día.

Los valores de tasa de carga hidráulica que se deben usar para cada tipo de filtro se encuentran en el cuadro 25. En caso de usar valores diferentes se debe sustentar adecuadamente con base en estudios piloto o experiencias anteriores adecuadamente evaluadas por la parte de la autoridad competente.

Cuando se efectúe la recirculación, es importante determinar si es antes o después del clarificador primario, pues esto afecta significativamente en el diseño. Igual consideración debe tenerse con los sedimentadores secundarios.

El diseñador debe sustentar claramente el tipo de recirculación a usar, su objeto, sus ventajas y las implicaciones operacionales, de diseño y económicas que se tienen en cada caso. Los rangos de recirculación deben ser entre 0,5 a 4,0.

El sistema de desagüe, canal efluente y tubería de efluentes deben ser diseñados para permitir el libre paso del aire. El tamaño de desagües, canales y tuberías debe ser tal que no más del 50 % de su área de sección esté sumergida durante la carga hidráulica de diseño.

Cuadro 6.11 Características de diseño para los diferentes tipos de filtros percoladores

	Tasa baja	Tasa intermedia	Tasa alta	Super alta tasa	Rugoso	Dos etapas
Medio filtrante	Roca, escoria	Roca, escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, m ³ /(m ² ·d)	0,9 – 3,7	3,7 – 9,4	9,4 – 37,4	14,0 - 84,2	46,8 – 187,1 (no incluye recirculación)	9,4 – 37,4 no incluye recirculación
Carga orgánica, kgDBO ₅ /(m ³ ·d)	0,1 – 0,4	0,2 – 0,5	0,5 – 1,0	0,5 – 1,6	1,6 – 8,0	1,0 – 1,9

Profundidad, m	1,8 – 2,4	1,8 – 2,4	0,9 – 1,8	3,0 – 12,2	4,6 – 12,2	1,8 – 2,4
Tasa de recirculación	0	0 – 1	1 - 2	1 - 2	1 - 4	0,5 - 2
Eficiencia de remoción de DBO ₅ , %	80 - 90	50 – 70	65 - 85	65 - 80	40 - 65	85 – 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo
Fuente: Norma RAS 2000						

Los olores son el problema que más frecuentemente se asocia con la sobrecarga orgánica. Se puede controlar con recirculación para rebajar la concentración de DBO₅ inicial y, con el aumento de la carga hidráulica, aumentar el poder abrasivo y eliminar el crecimiento biológico excesivo.

7. TRATAMIENTO SECUNDARIO ANAEROBIO

El tratamiento anaerobio es el proceso de degradación de la materia orgánica por la acción coordinada de microorganismos, en ausencia de oxígeno u otros agentes oxidantes fuertes como sulfatos y nitratos, entre otros. El subproducto obtenido es biogás, cuya composición básica es metano CH_4 y dióxido de carbono CO_2 en un 95%, pero con la presencia adicional de nitrógeno, hidrógeno, amoníaco y sulfuro de hidrógeno, usualmente en proporciones inferiores al 1%.

El biogás que usualmente se genera no amerita su purificación y utilización como combustible. Sin embargo, si representan un peligro debido a que el metano en mezcla con el aire en proporciones del 5 al 15% es explosivo. Se recomienda recoger el gas con mangueras y quemarlo para minimizar la generación de olores y su impacto sobre el efecto invernadero.

El gas secundario que se produce por desprendimiento de sustancias disueltas en el efluente del reactor debe igualmente recogerse y tratarse adecuadamente para minimizar los impactos por olores desagradables.

Dependiendo de los requisitos de remoción necesarios para el proyecto puede requerirse un postratamiento para los efluentes del sistema anaerobio. Los más usados son tanques sedimentadores secundarios, lagunas de oxidación, reactores aerobios secundarios y humedales artificiales. Los reactores más utilizados para el tratamiento de las aguas residuales municipales son:

7.1 REACTOR UASB (RAFA)

Reactor anaerobio de flujo ascendente en manto de lodos. En este tipo de reactor el agua es introducida por el fondo del reactor a través de unas boquillas

uniformemente distribuidas, pasa través de un manto de lodos y posee una estructura de sedimentación integrada al mismo tanque que permite el retorno de los lodos de manera natural al espacio de reacción inferior.

Existen dos tipos de reactores UASB, según el tipo de biomasa. El primer tipo de reactor se denomina de lodo granular, que por sus buenas características de sedimentación y actividad metanogénica permite altas cargas orgánicas específicas; el segundo se denomina de lodo floculento, que soporta cargas menores tanto orgánicas como hidráulicas. En el siguiente cuadro se observan las cargas aplicables al reactor UASB.

Cuadro 7.1 Cargas aplicables en lodo granular y lodo floculento en reactores UASB en relación con la concentración del agua residual y la fracción insoluble de DQO en el agua residual

		Cargas aplicables a 30°C (kgDQO/m ³ ·d)		
Concentración del agua residual	Fracción insoluble de DQO	Lodo floculento en UASB	Lodo granular en UASB	
(mg DQO/L)	(%)		Remoción de sst pobre	Remoción de SST significativa
> 2000	10 - 30%	2 - 4	8 - 12	2 - 4
	30 - 60%	2 - 4	8 - 14	2 - 4
	60 - 100%	*	*	*
2000 – 6000	10 - 30%	3 - 5	12 - 18	3 - 5
	30 - 60%	4 - 6	12 - 24	2 - 6
	60 - 100%	4 - 8	*	2 - 6
6000 – 9000	10 - 30%	4 - 6	15 - 20	4 - 6
	30 - 60%	5 - 7	15 - 24	3 - 7
	60 - 100%	6 - 8	*	3 - 8
9000 – 18000	10 - 30%	5 - 8	15 - 24	4 - 6
	30 - 60%	dudoso a	dudoso a	3 - 7
	60 - 100%	SST > 6 - 8g/L	SST > 6 - 8g/L	3 - 7
		*	*	

Fuente: Norma RAS 2000

En el siguiente cuadro se presenta un resumen de las cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional para aguas residuales con VFA soluble y no-VFA soluble. Estos valores corresponden a agua residual con un 30% de sólidos suspendidos sedimentables en reactores UASB de lodo granular cuya concentración en el lodo es 25 kgSSV/m³.

Cuadro 7.2 Cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional

Temperatura (°C)	Carga orgánica volumétrica (kg/m ³ ·día)			
	VFA	NO - VFA	30% SS-DQO	Comentarios
15	2 - 4	1,5 - 3	1,5 - 2	Remoción de SS satisfactoria
20	4 - 6	2 - 4	2 - 3	Remoción de SS satisfactoria
25	6 - 12	4 - 8	3 - 6	Remoción de SS razonable
30	10 - 18	8 - 12	6 - 9	Remoción de SS moderada
35	15 - 24	12 - 18	9 - 14	Remoción de SS casi pobre
40	20 - 32	15 - 24	14 - 18	Remoción de SS pobre

Fuente: Norma RAS 2000

7.1.1 Tiempo de retención hidráulica.

Se debe proveer un tiempo mínimo de retención de seis horas, para permitir una remoción hasta del 80 % en la DBO₅.

El tiempo de retención depende de la temperatura en el siguiente cuadro se presentan algunos valores aplicables para un reactor UASB de 4 m de altura.

Cuadro 7.3 Tiempos de retención hidráulicos aplicados a diferentes rangos de temperatura

Rango de Temperatura °C	Valores de trh (h)		
	Promedio diario	Máximo durante 4 - 6 horas	Pico aceptable durante 2 - 6 horas
16 - 19	> 10 - 14	> 7 - 9	> 3 - 5
22 - 26	> 7 - 9	> 5 - 7	> + - 3
> 26	> 6	> 4	> 2,5
Fuente: Norma RAS 2000			

7.1.2 Altura del reactor.

El reactor puede considerarse dividido en dos espacios, uno inferior en donde ocurren las reacciones de descomposición y uno superior en donde ocurre la sedimentación de los lodos. El espacio inferior debe tener una altura entre 4 a 5 m y superior entre 1,5 a 2 m. Adicionalmente se debe proveer un borde libre de 0,4 m.

7.1.3 Separador gas-sólido-líquido.

Esta estructura divide el reactor en dos espacios: el inferior, que presenta alta turbulencia debido al gas, y el superior o de sedimentación, con baja turbulencia. El separador provee de una superficie de contacto entre el líquido y el gas, de modo que los flocs que llegan a dicha superficie puedan transferir el gas que los ayuda a flotar a la atmósfera y sedimentar hacia la cámara principal

Las campanas de separación se deben usar para:

- Separar y descargar el biogás del reactor.
- Impedir el lavado de la materia bacterial.

- Permitir que el lodo resbale dentro del compartimento del digestor.
- Servir como una especie de barrera para la expansión rápida del manto de lodos dentro del sedimentador.
- Impedir el lavado del lodo granular flotante.

Se debe igualmente cumplir las siguientes consideraciones:

- Las paredes de la estructura de separación sólido-gas deben contar con una inclinación de 50 a 60 grados.
- Tasa de carga superficial: la carga orgánica superficial debe estar alrededor de 0,7 m/h, en condiciones de caudal máximo horario.
- Velocidad del agua en la garganta: la velocidad del agua en la garganta de retorno de lodos sedimentados no debe exceder los 5 m/h, para condiciones de caudal máximo horario.
- El área superficial de las aberturas entre el colector de gas debe estar entre 15 y 20% del área superficial del reactor.
- La altura mínima del colector de gas debe estar entre 1,5 y 2 m.
- El traslapo en la instalación de las pantallas de la campana debe ser de 10 a 20 cm.
- El diámetro de las tuberías de expulsión de gas debe ser suficiente para soportar la remoción fácil del biogás desde la tapa del colector de gas, particularmente en el caso de formación de espuma.
- La superficie del reactor debe ser cubierta para minimizar el desprendimiento de malos olores. El gas secundario debe recogerse y tratar adecuadamente. Se debe prever la remoción de natas y material flotante en la zona de sedimentación. Se deben dejar instalaciones para la inspección y limpieza de la parte interna de las campanas y la zona de sedimentación.

- Para disminuir obstrucciones en las canaletas de recolección de efluentes y arrastre de sustancias flotantes debe proveerse una pantalla de 20 cm de profundidad para la retención de dichas sustancias.
- Debe buscarse siempre, condiciones simétricas, en las estructuras de manejo de caudales.
- Se debe proveer de un sistema de muestreo del manto de lodos en el reactor para poder definir la altura del mismo y las características del lodo a diferentes alturas.

7.1.4 Distribución de caudales.

Con el fin de garantizar la uniformidad de alimentación en todo el volumen del reactor, debe distribuirse el influente en el fondo del reactor. Las tuberías deben estar a unos 20 cm del fondo del reactor.

Cuadro 7.4 Rangos de valores para el número de puntos de entrada requeridos en un reactor UASB

Tipo de lodo presente	Área por punto de entrada (m ²)
Lodo denso floculento (> 40 kg SST/m ³)	0.5 - 1 a cargas < 1 kg DQO/m ³ · dia 1 - 2 a cargas 1-2 kg DQO/m ³ ·dia 2 - 3 a cargas > 2 kg DQO/m ³ ·dia
Lodo floculento espesado (20 - 40 kgSST/m ³)	1 - 2 a cargas < 1 - 2 kg DQO/m ³ ·dia 2 - 5 a cargas > 3 kg DQO/m ³ ·dia
Lodo granular	0.5 - 1 a cargas por encima de 2 kg DQO/m ³ ·dia 0.5 - 2 a cargas 2 - 4 kg DQO/m ³ ·dia > 2 a cargas > 4 kg DQO/m ³ ·dia
Fuente: Norma RAS 2000	

El reactor UASB puede ser construido modularmente, el módulo máximo debe tener 500 m³.

- Metodología de cálculo: Para aguas residuales diluidas (<1500 mg/L DQO) los UASB deben diseñarse con el concepto de tiempo de retención hidráulico.

Las altas infiltraciones no favorecen el buen comportamiento del proceso. En ninguna circunstancia deben permitirse caudales que arrastren el manto de lodos con el efluente. En consecuencia, los diseños hidráulicos deben basarse en el caudal máximo horario. Los caudales infiltrados al alcantarillado durante la época de lluvias no pueden pasar por la planta.

- Tiempo de retención hidráulico (θ)

$$\theta = \frac{A_s * H}{Q} \quad \text{Ecuación 17}$$

- Velocidad superficial admisible (V)

$$V = \frac{H}{\theta} \quad \text{Ecuación 18}$$

- Velocidad del gas

$$V_g = \frac{Q_{\text{gas}}}{A_{\text{coleccion}}} \quad \text{Ecuación 19}$$

La máxima velocidad del gas permisible es de 1 m³/ m²/ h

- Volumen del reactor: Para concentraciones bajas el volumen del reactor se calcula:

$$V_r = \theta * Q \quad \text{Ecuación 20}$$

Para concentraciones bajas el volumen del reactor se calcula:

- Control de olores: Adicionalmente a lo definido en el RAS 2000 literal E.4.7.5 debe taparse el reactor, recoger y tratar los gases que se generan en las zonas de sedimentación y en las estructuras de salida y conducción del efluente tratado.
- Trampas de grasa: Deben colocarse trampas de grasa aguas arriba de los reactores UASB para los niveles bajo y medio de complejidad del servicio.

En caso que se necesite aumentar la eficiencia del reactor UASB se recomienda la colocación de un sedimentador secundario aguas abajo de este.

7.2 REACTOR ANAEROBIO DE FLUJO PISTÓN (RAP)

Es una modificación del reactor anaerobio de pantallas en el cual se permite que la superficie de interfase líquido-gas esté en contacto directo con la atmósfera natural. También se adiciona un lecho de empaquetamiento para mejorar la distribución hidráulica del flujo y evitar la compactación de la biomasa. Posee un comportamiento final de sedimentación.

7.3 FILTROS ANAEROBIOS

En este tipo de reactores existe un medio de soporte fijo inerte al cual crecen adheridos los microorganismos. El agua residual puede tener un flujo vertical ascendente o descendente a través de la cámara. Usualmente no tiene un

comportamiento final de sedimentación.

7.4 MANEJO DE GASES

Toda planta de tratamiento anaerobio debe contar con un sistema que permita el manejo y disposición final del biogás que no genere impactos negativos en la comunidad residente en los alrededores de la planta de tratamiento, bien sea por explosiones o malos olores.

En el siguiente cuadro se presentan los valores que se deben usar para el análisis de impactos de emisiones de sulfuro de hidrógeno o gases que lo contengan.

Cuadro 7.5 Valores que se deben usar para el análisis de impacto de emisiones de sulfuro de hidrógeno.

Concentración de sulfuro de hidrogeno ppm (v / v)	Tiempo de exposición Minutos	Impacto sobre los seres humanos
0,0005	30	No produce molestias por olor.
10 – 100	2 -15	Puede producir pérdida del olfato.
900 – 1500	30	Efectos pulmonares severos y aún la muerte.
Fuente: Norma RAS 2000		

La cantidad de gas que se produce a partir de aguas residuales municipales se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$V_b = \frac{1,28 T_{f_m}}{P_m} \left(L/Kg DBO \right) \quad \text{Ecuacion 21}$$

La composición del biogás, depende del agua residual a tratar. Los rangos en que se encuentran los principales componentes se pueden ver en el cuadro 27.

Cuadro 7.6 Composición del biogás.

Compuesto	% Base Seca (V/V)
Metano, CH ₄	40 – 80
Dióxido de carbono, CO ₂	15 – 40
Sulfuro de hidrógeno, H ₂ S	0.05 – 5
N ₂	0 - 20 (para aguas residuales domésticas)
Fuente: Norma RAS 2000	

El biogás crudo es considerado como un combustible, dado su rango de mezcla explosiva, aproximadamente 5 a 15% metano/aire, quema con una llama azul y no produce humo.

La combustión directa del biogás crudo es obligatoria por aspectos de higiene, seguridad industrial y estética. Estas situaciones serán de mayor prioridad en la medida en que la planta de tratamiento esté localizada cerca de comunidades y no disponga de suficiente área abierta.

Las alternativas de combustión del biogás se clasifican en:

- Sistemas de combustión de piso o incineradores.
- Sistemas de combustión elevados o antorchas.

Los sistemas de antorchas e incineradores al igual que las calderas deben estar dotadas de elementos de control de llama, como fotocelda, encendido electrónico

(chispa) y quemador piloto, el cual debe utilizar un circuito de combustible (gas natural, propano) independiente:

Como medida de seguridad en casos de retroceso de llama, es necesario disponer de algún sistema de trampa de llamas para aislar la planta de tratamiento en la cual se encuentra acumulado un volumen apreciable de biogas.

8. HUMEDALES ARTIFICIALES DE FLUJO SUMERGIDO

Para la determinación del área superficial del humedal se recomiendan dos alternativas:

- Usar valores de carga hidráulica: 0,032 m²/L/día (para zonas frías o donde haya restricciones de espacio), y 0,021m²/L/día (para zonas donde haya restricciones de espacio)
- Método incluyendo la cinética del proceso

$$As = Qd * \frac{(\ln Co - \ln Ce)}{Kt * D * \eta} \quad \text{Ecuación 22}$$

- Sección transversal por medio del uso de la ley de Darcy

$$Ast = \frac{Q}{Ks * S} \quad \text{Ecuacion 23}$$

La conductividad utilizada para el diseño nunca puede ser mayor que la del medio de soporte. Se debe reducir dicha conductividad en un orden de magnitud para tener en cuenta los efectos de atascamiento asociados a la retención de sólidos en los humedales.

- No usar la pendiente de fondo para ganar cabeza pues se corre el riesgo de dejar la entrada seca cuando hayan condiciones de bajo caudal igual al 1%.
- Usar piedra entre 50 y 100 mm para una longitud de 0,6 m alrededor del influente distribuidor y las tuberías colectoras del efluente para reducir el taponamiento.

- Usar solo sustrato lavado para eliminar los granos finos que puedan taponar los poros del sustrato y, posiblemente, causen flujo superficial.
- Construir la berma al menos 150 mm por encima del sustrato y al menos 150 mm por encima de la superficie de la tierra.
- Pendiente exterior 3H:1V
- Pendiente interior 2H:1V
- Ancho mínimo de la berma = 0.60 m
- Carga orgánica máxima = 4 m²/kg. de DBO₅/día.
- Tiempo de llenado del lecho con agua = 1 - 2 días.
- Se recomienda que la profundidad media del lecho sea 0,6 m y que la profundidad en la entrada no debe ser menor de 0,3 m. Con profundidades mayores a 0,6 m, las raíces más profundas y los rizomas empiezan a debilitarse. Se recomienda que los lechos se construyan con al menos 0,5 m de cabeza sobre la superficie del lecho.
- Cuando se utilice grava como medio que carece de nutrientes, se recomienda que las semillas se planten en un medio fértil con el fin de evitar problemas posteriores.

9. LAGUNAS FACULTATIVAS

Tradicionalmente se distinguen cuatro tipos de lagunas: aerobias, anaerobias, facultativas y de maduración.

Una laguna es un reactor diseñado y construido mediante excavación del suelo y construcción de diques para formar vasos capaces de retener el agua residual en un periodo determinado de tiempo para obtener un efluente de cierta calidad.

El diseño propuesto es una laguna facultativa, la cual tiene una capa profunda y una superficial, la capa profunda es anaerobia y la capa superficial es aerobia, acepta cargas entre 250 y 600 kg DBO₅/ha-d.

Las características principales de este tipo de lagunas son el comensalismo entre las algas y bacterias en el estrato superior y la descomposición anaerobia de los sólidos sedimentados en el fondo.

Su utilización como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser:

- Como laguna primaria única o seguida de una laguna secundaria y/o terciaria (normalmente referida como laguna de maduración).
- Como una unidad secundaria después de lagunas anaerobias o aireadas, para cumplir el propósito de procesar sus efluentes a un grado mayor

9.1 PROFUNDIDAD

Una laguna facultativa debe tener una altura por encima de 1,0 m. La profundidad varía entre 1,0 y 2,5 metros, esto con el fin de evitar el crecimiento de plantas acuáticas en el fondo. Además se debe adicionar una altura adicional para la

acumulación de lodos que generalmente es del orden de 0,3 m para periodos de limpieza de 10 años.

Para lagunas facultativas primarias deben determinarse los volúmenes de lodo acumulado teniendo en cuenta un 80% de remoción de sólidos en suspensión en el efluente, con una reducción del 50% de sólidos volátiles por digestión anaerobia, una densidad del lodo de 1,05 Kg/l y un contenido de sólidos del 10% en peso. Con estos datos debe determinarse la frecuencia de remoción de lodo en una instalación.

9.2 CARGA SUPERFICIAL

En la actualidad se tienen numerosas correlaciones que permiten calcular la carga orgánica superficial máxima para una laguna facultativa. Se determino calcular la carga superficial máxima utilizando la ecuación de Cubillos, Armando que se presenta a continuación que es aceptada por el RAS 2000.

$$C_{sm} = 714,286 * H * 1,085^{(T-35)} \quad \text{Ecuacion 27}$$

Donde:

H = Profundidad de la laguna (m).

T = Temperatura media del agua durante el mes más frío. (°C)

Se debe adoptar una carga de diseño menor a la determinada anteriormente, en consideración a factores como:

- La forma de la laguna.
- La existencia de desechos industriales.
- El tipo de sistema de alcantarillado.

9.3 ÁREA DE LA LAGUNA

El área de la laguna se determina utilizando la siguiente ecuación:

$$A = \frac{CO}{C_{sm}} \quad \text{Ecuacion 28}$$

Donde:

CO = carga orgánica (Kg DBO₅/día)

C_{sm} = carga superficial máxima (Kg DBO₅/ha-día)

9.4 VOLUMEN DE LA LAGUNA

El volumen esta dado por:

$$V = A * H \quad \text{Ecuacion 29}$$

Donde:

A= área de la laguna (m²)

H= profundidad de la laguna (m)

9.5 PÉRDIDAS POR EVAPORACIÓN E INFILTRACIÓN

Las pérdidas por evaporación e infiltración se pueden calcular así:

$$Q_p = (E + I) * A \quad \text{Ecuacion 30}$$

Donde:

E= Evaporación media (m/día)

I= Infiltración (m/día)

9.6 TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA

El tiempo de retención hidráulica para lagunas facultativas se debe determinar utilizando la siguiente ecuación:

$$TRH = \frac{V}{Q} \quad \text{Ecuacion 31}$$

9.7 CARGA SUPERFICIAL REMOVIDA

La carga superficial removida se determina utilizando la ecuación de Cubillos, Armando.

$$C_{sr} = 25,13 + 0,675 * CSa \quad \text{Ecuacion 32}$$

9.8 DBO₅ EN EL EFLUENTE DE LA LAGUNA

$$C_{se} = \frac{(Q_e * DBO_e)}{A} \quad \text{Ecuacion 33}$$

$$C_{se} = C_{sm} - C_{sr} \quad \text{Ecuacion 34}$$

$$DBO_{5e} = \frac{C_{se} * A}{0.0864 * (Q_D - Q_P)} \quad \text{Ecuacion 35}$$

9.9 DIMENSIONAMIENTO DE LA LAGUNA

Se recomienda una relación largo/ancho de 3

$$B = \sqrt{\frac{10.000 * A}{3}} \quad \text{Ecuacion 36}$$

$$L = 3 * B \quad \text{Ecuacion 37}$$

9.10 DISPOSITIVOS DE ENTRADA, INTERCONEXIÓN Y SALIDA

Estas partes deben diseñarse en la forma más simple posible, evitando la utilización de válvulas y mecanismos que se deterioran por efecto de las características corrosivas de las aguas residuales, y mayormente por la falta de uso. Como dispositivo de entrada se recomienda la tubería simple con descarga visible sobre la superficie del agua de la laguna. La tubería de entrada puede estar simplemente colocada sobre el dique a una altura de unos 20 o 30 cm sobre la superficie del agua.

10. LECHOS DE SECADO DE LODOS.

Los lechos de secado son dispositivos que eliminan una cantidad de agua suficiente de los lodos para que estos puedan manejarse como material sólido, con un contenido de humedad inferior al 70 %.

La operación de un lecho de secado de arena es una función de:

- La concentración de sólidos del lodo aplicado.
- Profundidad del lodo aplicado.
- Pérdidas de agua a través del sistema de drenaje.
- Grado y tipo de digestión suministrada.
- Tasa de evaporación (la cual es afectada por muchos factores ambientales).
- Tipo de método de remoción usado.
- Método de disposición última utilizado

Un lecho de secado típico es diseñado para retener en una o más secciones, el volumen total de lodo removido. Los elementos estructurales del lecho incluyen los muros laterales, tuberías de drenaje, capas de arena y grava, divisiones o tabiques, decantadores, canales de distribución de lodo y muros.

- Los muros laterales deben tener un borde libre entre 0,5 y 0,9 m por encima de la arena. Se debe asegurar que no existan filtraciones laterales a través de los muros separadores.

En el cuadro 10.1, se presentan los valores de área requerida en m² por habitante según el tipo de lodo que se deben usar.

Cuadro 10.1 Área requerida según la fuente del lodo y el cubrimiento del lecho

Fuente de lodo inicial	Área (m ² /cap) (lecho sin cobertura)	Área (m ² /cap) (lecho con cobertura)
Primario	0,07 – 0,14	0,05 – 0,09
Primario mas químicos	0,14 – 0,23	0,09 – 0,173
Primario mas filtros percoladores de baja tasa	0,12 – 0,17	0,086 – 0,145
Primario mas lodos activados de desecho	0,16 – 0,51	0,094 – 0,156
Fuente: Norma RAS 2000		

10.1 DRENAJES

- Se recomienda utilizar como medios de drenaje capas de grava y de arena.
- Se recomienda que la capa de grava tenga un espesor entre 200 y 460 mm. y la capa de arena un espesor entre 300 y 460 mm.
- Las partículas de grava deben presentar un diámetro entre 3 y 25 mm.
- En algunos casos, en vez de arena se puede usar antracita o grava fina con tamaño efectivo de 0,4 mm.
- La recolección de percolados se efectuará a través de tuberías de drenaje de plástico o de teja de arcilla vitrificada con junta abierta. Las tuberías de drenaje principal deben tener no menos de 100 milímetros de diámetro y una pendiente no menor a 1%; debe espaciarse entre 2,5 y 6 m y debe tenerse en cuenta el tipo de remoción de lodo que se emplee. Se localizarán por debajo de la capa de grava con no menos de 150 mm de este material por encima de ellas. Se recomienda que los canales laterales de alimentación de las tuberías principales tengan un espaciamiento entre 2,5 y 3 m. En los casos en que la infiltración sea un peligro para las aguas subterráneas, debe sellarse

el fondo del lecho con un bitumen u otra membrana impermeable. El área situada alrededor de las tejas de drenaje debe rellenarse con grava.

En el cuadro 10.2, aparecen los valores de tasa de carga superficial que se deben usar.

Cuadro 10.2 Valores de tasa de carga másica

Fuente inicial de lodos	Tasa de carga superficial (kg/m²-año)
Primario	134
Primario mas químicos	110
Primario mas filtros percoladores de	110
Primario mas lodos activados de	73
Fuente: Norma RAS 2000	

11. ANÁLISIS DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

La identificación de una alternativa de tratamiento de aguas residuales requiere de un análisis de las ventajas y desventajas de las tecnologías disponibles relacionadas con las características biofísicas y socioeconómicas propias de cada municipio. Cada evaluación es particular del municipio que la realiza, sin embargo se deben considerar las siguientes variables (V_i):

- Costo del sistema de tratamiento en la etapa de inversión.
- Costo de operación y mantenimiento del sistema de tratamiento.
- Área requerida para su construcción.
- Complejidad de la tecnología.
- Potencial producción de olores.
- Generación de subproductos (lodos, gases)
- Impacto ambiental en poblaciones y recursos naturales cercanos.

La evaluación de la mejor alternativa se realiza a través de un análisis típico de promedio ponderado, en el cual cada variable (V_i) tiene una importancia relativa de acuerdo a las condiciones del municipio, por tal razón se debe establecer una ponderación P_i para cada variable, donde P_i esta entre (0 – 1) y la $\sum P_i = 1$

Se debe establecer un rango de calificación (0 – 100, 0 – 1) para calificar cada variable V_i en relación con las condiciones del municipio, y generar un promedio ponderado.

La calificación de cada tecnología se podría lograr con la siguiente ecuación:

$$\text{Calificación} = \sum(V_i * P_i)$$

El mayor puntaje permite identificar la tecnología con mayores probabilidades de implementación y adecuada operación; para las calificaciones parciales de cada variable se pueden considerar las tendencias de comportamiento presentadas en el siguiente cuadro,

Cuadro 11.1 Tendencias de comportamiento para las diferentes tecnologías

Tecnología	Lodos activados	Filtro anaerobio	Lagunas	UASB	Biodiscos	Filtro percolador
Variable	Costo de inversión					
Costo bajo			X			
Costo medio		X		X		X
Costo alto	X				X	
Variable	Costo de operación y mantenimiento					
Costo bajo		X	X			
Costo medio				X		X
Costo alto	X				X	
Variable	Área para su construcción					
Costo bajo		X		X	X	
Costo medio	X					X
Costo alto			X			
Variable	Complejidad de la tecnología					
Costo bajo		X	X			
Costo medio				X	X	X
Costo alto	X					
Variable	Potencial producción de olores					
Costo bajo	X				X	X
Costo medio						
Costo alto		X	X	X		
Variable	Generación de lodos					
Costo bajo		X	X			
Costo medio				X	X	X
Costo alto	X					
Fuente: Guía para el manejo, tratamiento y disposición final de las aguas residuales .						

Entre los criterios tecnológicos es importante considerar las ventajas y desventajas de las diferentes tecnologías y procesos de tratamiento. Estos están relacionados con las características de cada sistema y la relación con el entorno donde potencialmente se implementaría.

Cuadro 11.2 Valores típicos de ponderación adoptadas a cada variable

$\sum P_i = 1$	Ponderaciones P_i (0-1) para cada variable V_i						
	Costo de inversión	Costo operativo	Área	Complejidad	Olores	Lodos	Impacto ambiental
1,0	0,25	0,15	0,10	0,10	0,15	0,15	0,10

Fuente: Guía para el manejo tratamiento y disposición final de las aguas residuales.

Cuadro 11.3 Ventajas y desventajas de cada una de las tecnologías

Tecnología	Ventajas	Desventajas
Estructuras preliminares		
Estructuras de medición de flujo	Control adecuado de caudales. Permite regular otros procesos y estructuras de alivio.	En medidores de flujo automáticos se requiere personal especializado.
Pretratamientos		
Rejillas	Retención de sólidos gruesos y abrasivos indeseables. Mayor vida útil y de mantenimiento en otras estructuras.	Las rejillas mecánicas requieren mayor mano de obra calificada, no son recomendadas en plantas de tratamiento pequeñas.
Desarenadores	Retención de arenas abrasivas. Facilita la digestión anaerobia que requiere mayor mantenimiento en presencia de arenas.	Un mal diseño puede generar malos olores por depósito de material orgánico.
Tratamientos primarios		
Sedimentadores primarios	Permiten la remoción de un importante porcentaje de sólidos Sedimentables	Requieren de un control, manejo y disposición adecuada de lodos

	(45-55)%. Facilitan el funcionamiento de tratamientos biológicos de compuestos orgánicos disueltos	sedimentados. En plantas grandes se requiere de dispositivos mecánicos y bombeos para evacuar sobrenadantes y lodos.
Tratamientos secundarios		
Procesos de lodos activados	Baja generación de malos olores. Permite controlar diferentes calidades del afluente. Las variables de operación son conocidas y controlables. Requiere aéreas moderadamente pequeñas. En aireación extendida se generan menos lodos y hay nitrificación. Requiere infraestructura adicional de sedimentación.	Mayores costos operativos por el requerimiento de energía para suministrar oxígeno. Se genera un alto volumen de lodos que requieren un adecuado manejo y disposición. Requiere profesional especializado para operación. Cuando la aireación es extendida se requiere mayor área.
Filtros percoladores	Es un sistema aerobio que no requiere de aireación superficial. Es de fácil operación y mantenimiento. Es un sistema menos costoso porque no requiere equipos de aireación. Requiere de infraestructura adicional de sedimentación.	Se obtienen remociones orgánicas mas bajas. Requiere áreas mas grandes Potencial generación de olores. Baja generación de lodos.
Lagunas	Fácil operación y mantenimiento.	Requiere de grandes áreas para el tratamiento.

	<p>Bajos costos de operación.</p> <p>No requiere energía.</p> <p>Baja producción de lodos.</p>	<p>En lagunas anaerobias se tiene un alto potencial de producción de malos olores.</p> <p>Se pueden generar procesos de eutroficación.</p>
UASB	<p>Bajo consumo de energía.</p> <p>Se genera gas metano aprovechable energéticamente</p> <p>Baja producción de lodos.</p> <p>Requiere un área relativamente baja</p>	<p>El arranque y operación es mas complejo</p> <p>El manto de lodos es muy sensible a cambios operativos.</p> <p>Potencial alto de generación de olores</p> <p>Requiere de personal especializado.</p>
Filtros anaerobios	<p>Son de fácil operación y mantenimiento.</p> <p>Requieren áreas menores en comparación con otros sistemas.</p> <p>Las remociones orgánicas no son tan altas.</p> <p>Bajos consumos de energía.</p> <p>Baja producción de lodos.</p>	<p>Se pueden generar malos olores</p>
Tratamiento de lodos		
<p>Espesamiento, deshidratado, digestión de lodos, secado,</p>	<p>La digestión y deshidratación permite reducir el volumen generado.</p> <p>Puede ser utilizado o aprovechado</p>	<p>Los sistemas de manejo requieren de personal especializado.</p> <p>Se requiere de energía para</p>

incineración y compostaje.	cuando es alto el contenido de nutrientes y orgánico	<p>digestión y deshidratado.</p> <p>Los costos de disposición final son relativamente altos.</p> <p>La incineración no es viable en altos volúmenes y genera subproductos indeseables.</p>
Fuente: Guía para el manejo tratamiento y disposición final de las aguas residuales municipales		

De acuerdo con los requerimientos ambientales se debe considerar la capacidad de remoción de contaminantes por parte del sistema de tratamiento de aguas residuales seleccionado.

Para determinar tendencias en los costos de inversión y operación en sistemas de tratamiento, el Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, ha hecho múltiples estudios e investigaciones, hecho que es favorable por la información disponible para cualquier valoración respectiva, pero que a su vez, dificulta el análisis por la variabilidad de criterios aplicados, diversidad en las fuentes de información, falta de representatividad de los datos, entre otros.

Cuadro 11.4 Precios de inversión per cápita

Proceso	\$ / habitante		U\$ / habitante	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Preliminar	4.000	16.800	2	8
Primario	40.000	60.000	20	30
Lagunas	20.000	60.000	10	30
Filtros percoladores	60.000	120.000	30	60
Lodos Activados	80.000	240.000	40	120
UASB	40.000	80.000	20	40
Fuente: Autores				

Aunque se presentan desviaciones de costos directos notables para el caso de algunos municipios existe una aceptable tendencia para variaciones generales y toma de decisiones.

Cuadro 11.5 Costos de mantenimiento típicos en sistemas de tratamiento

Tratamiento	Rango de costos U\$ habitante/año
Preliminar	0,07 – 0,30
Sedimentación primaria	0,15 – 0,37
Filtros percoladores y lodos actividades	0,23 – 0,81
Lagunas aireadas	0,23 – 0,41
Lagunas facultativas	0,07 – 0,33
Lagunas anaerobias	0,07 – 0,27
Lechos de secado	0,31 – 2,08
Fuente: Seminario internacional tratamiento de aguas residuales, Cartagena - 1992	

El planificador municipal debe establecer las tendencias de costos de inversión y operación para la implementación del sistema de tratamiento de aguas residuales y verificar la posibilidad real para gestionar estos recursos ante las diferentes entidades de financiación. Igualmente es fundamental valorar la sostenibilidad del proyecto mediante la identificación de los recursos para la operación del sistema de tratamiento.

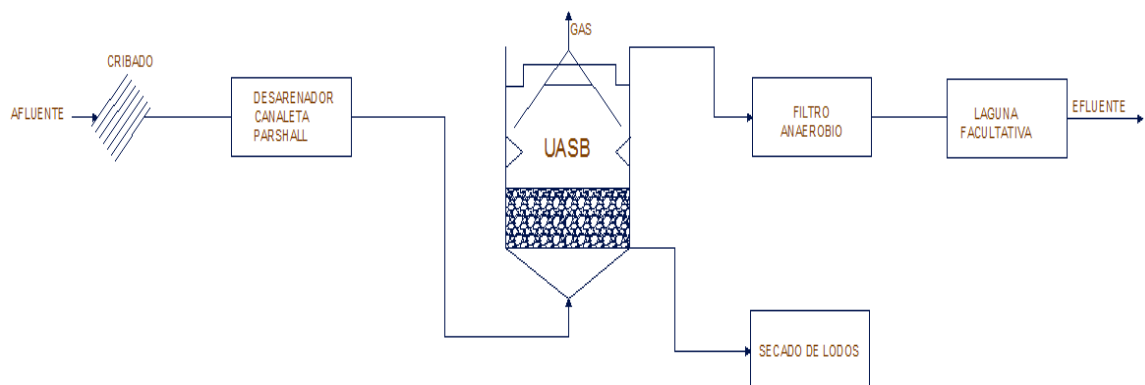
12. DISEÑO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO PROPUESTAS

Teniendo en cuenta las diferentes opciones de unidades para construir una planta de agua residual, se proponen dos alternativas como solución para el tratamiento de los efluentes de los alcantarillados urbanos, con el fin de que estos puedan recibir previamente a la descarga un tratamiento que garantice el cumplimiento de la normatividad ambiental.

La primera alternativa consta de un tratamiento preliminar con cribado, desarenador, canaleta parshall; tratamiento primario con un reactor UASB, con el respectivo lecho de secado y tratamiento de gases; tratamiento secundario con un filtro anaerobio primero para luego pasar por una laguna facultativa.

Se espera una remoción total en DBO5 de 96,85%, en la figura 11.1 se ilustra el esquema general del sistema de tratamiento propuesto.

Figura 12.1 Alternativa de PTAR propuesta No.1

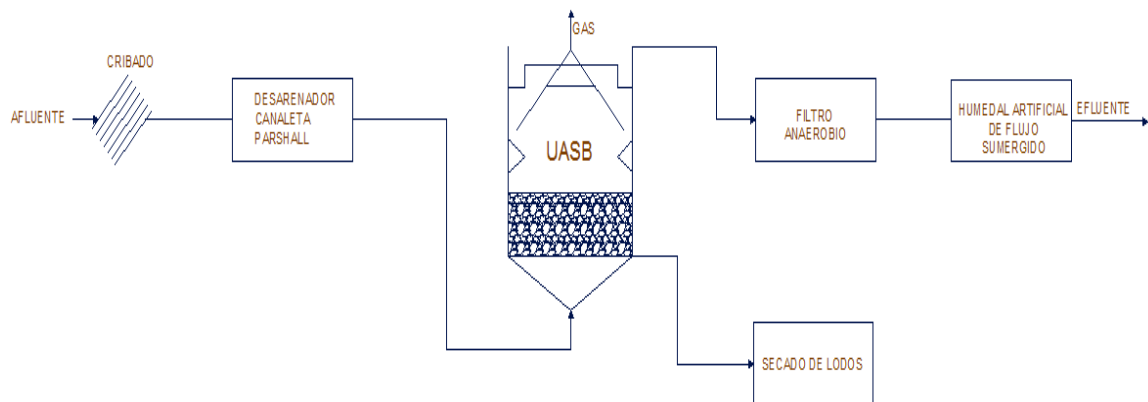


La segunda alternativa difiere en la primera al utilizar un humedal en vez de la laguna facultativa.

Se espera una remoción total en DBO_5 de 97,37%, en la figura 11.2 se ilustra el esquema general del sistema de tratamiento propuesto.

Con ambos sistemas propuestos se asume que la remoción estará por encima de lo exigido en la normatividad ambiental, como lo refiere el Decreto 1594 de 1984 donde se expresa que la remoción en DBO_5 debe ser superior al 80%, lo cual se lograría con los valores supuestos en el diseño, en cada una de la operaciones unitarias de las que consta la planta de tratamiento de aguas residuales.

Figura 12.2 Alternativa de PTAR propuesta No.2



12.1 CAUDAL DE DISEÑO

A continuación se presenta la memoria de cálculo para el diseño de las plantas.

Datos iniciales del municipio.

Área total urbana = 18 ha

Población censo inicial = 15000 habitantes

Población del último censo = 17726 habitantes

Fecha censo inicial = octubre 24 de 1993

Fecha del último censo = octubre 10 de 2005

Para este caso se proyecta la población utilizando el método geométrico, utilizando las ecuaciones 2 y 3.

$$r = \left(\frac{17726}{15000} \right)^{\left(\frac{1}{11,993} \right)} - 1 = 0,014025$$

$$P_f = 17726 * (1 + 0,014025)^{24,689} = 25000 \text{ hab}$$

Según esta población el nivel de complejidad se define como medio alto, para un periodo de diseño de 20 años, teniendo en cuenta que mínimo los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias se deben proyectar para los periodos que se establece en el título D del Reglamento Técnico del sector de agua potable y Saneamiento básico – RAS 2000, capítulo D.2 redes de colectores.

Para el nivel de complejidad medio alto la dotación neta es:

$$D_{\text{neta}} = 130 \text{ L/hab} - \text{día}$$

Para una población con una temperatura de 25 °C se debe hacer una corrección a la dotación neta del 15%, entonces la dotación corregida por temperatura es:

$$D_{\text{corregida}} = 149,5 \text{ L/hab} - \text{día}$$

Caudal máximo horario, se calcula con base en el caudal máximo horario del alcantarillado.

Con base en la población, la dotación corregida y tomando un coeficiente de retorno del 85 % se obtiene el caudal de agua residual domestica:

$$Q_D = 149,5 * 25000 * \frac{0,85}{86400} = 36,77 \text{ L/seg}$$

El caudal por agua residual industrial se estima de acuerdo al cuadro 7, suponiendo que el área industrial en el área urbana sea de 1 ha.

$$Q_I = 0,8 * 1 = 0,8 \text{ L/seg}$$

Caudal de aguas residuales comerciales. Se toma un aporte de 0,5 L/seg, según RAS y suponiendo un área comercial de 1,5 ha.

$$Q_C = 0,5 * 1,5 = 0,75 \text{ L/seg}$$

Caudal de aguas residuales institucionales. Según la RAS 2000 se debe tomar entre 0,4 a 0,5 L/seg – ha, para este caso se toma 0,5 L/seg y suponiendo un área de 1,5 ha.

$$Q_{IN} = 0,5 * 1,5 = 0,75 \text{ L/seg}$$

Caudal medio diario de aguas residuales. Según la ecuación 7, este caudal es:

$$Q_{MD} = 36,77 + 0,8 + 0,75 + 0,75 = 39,07 \text{ L/seg}$$

Caudal de conexiones erradas. Para el nivel de complejidad medio alto el aporte por conexiones erradas y teniendo en cuenta que la población no cuenta con sistema pluvial este aporte es de 2 L/seg-ha.

$$Q_{CE} = 2 * 18 = 36 \text{ L/seg}$$

Caudal de infiltración. Se tomo como aporte por infiltración 0,2 (L/seg-ha) que corresponde a una infiltración media con un nivel de complejidad medio alto.

$$Q_{INF} = 0,2 * 18 = 3,6 \text{ L/seg}$$

Factor de mayoración. Se determina F utilizando las relaciones de Harmon, Babbit y Flores las cuales son válidas para poblaciones de 1.000 a 1.000.000 habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + 25^{0,5})} = 2,56 \quad \text{Harmon}$$

$$F = \frac{5}{25^{0,2}} = 2,63 \quad \text{Babbit}$$

$$F = \frac{3,5}{25^{0,1}} = 2,54 \quad \text{Flores}$$

Este factor también se determina con las fórmulas de los Ángeles o de Tchobanoglous.

$$F = \frac{3,53}{39,07^{0,0914}} = 2,53 \quad \text{Angeles}$$

$$F = \frac{3,70}{39,07^{0,0733}} = 2,83 \quad \text{Tchobnoglous}$$

Se selecciona el mayor F que es 2,83 y se calcula el caudal máximo horario.

$$Q_{MH} = 39,07 * 2,83 = 110,5 \text{ L/seg}$$

Según la ecuación 14, el caudal de diseño es:

$$Q_{DT} = 110,5 + 3,6 + 36 = 150,1 \text{ L/seg}$$

12.2 DISEÑO DEL CRIBADO

Se propone diseñar el cribado con dos rejillas conformadas por barras de sección transversal tipo G, a las cuales les corresponde un coeficiente de pérdidas β de 1,79; las cuales se deben limpiar manualmente, una para sólidos gruesos con barras de 1" de diámetro y la otra para sólidos finos con barras de 1/2" de diámetro, con espaciamiento entre barras de 2,5 cm y 1,0 cm respectivamente para cada tipo de rejilla.

La pérdida de carga en la rejilla se calcula con la ecuación 15 de Kirschmer así:

$$K = \beta * \left(\frac{S}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * h_v * \text{Sen } \alpha$$

Para la rejilla con barras de 1" de diámetro

$$K = 0,73 \text{ cm}$$

Para la rejilla con barras de 1/2" de diámetro

$$K = 0,98 \text{ cm}$$

La pérdida de cabeza no debe ser mayor a 75 cm.

El area de la seccion del canal es igual al caudal sobre la velocidad de aproximación y es:

$$A_s = \frac{Q}{v} = \frac{0,1501 \text{ m}^3/\text{seg}}{0,3 \text{ m}/\text{seg}} = 0,5 \text{ m}^2$$

Para determinar la altura de la lámina de agua, se propone un ancho de canal de 1,1 m, entonces:

$$H_L = \frac{A_s}{B} = 0,455 \text{ m}$$

Se toma borde libre $B_L = 0,43 \text{ m}$, para tener una altura total del canal $H = 0,88 \text{ m}$.

La longitud mínima de la rejilla es entonces:

$$L_R = \frac{H_L}{\text{sen } 60^\circ} = \frac{0,455 \text{ m}}{0,866} = 0,53 \text{ m}$$

Se adopta una longitud total de la rejilla:

$$L_{TR} = 1,02 \text{ m}$$

El número de barras de 1" de diámetro son:

$$n * 2,54 + (n - 1) * 2,5 = 1,1$$

$$n = 22$$

El número de barras de 1/2" de diámetro son:

$$n * 1,27 + (n - 1) * 1,0 = 1,1$$

$$n = 49$$

La unidad de cribado se puede observar en el anexo 2.

12.3 CALCULO DEL DESARENADOR Y LA CANALETA PARSHALL

Con el caudal de diseño se escoge un ancho de garganta igual a 22,9 cm, con lo cual se define la ecuación de descarga para la canaleta parshall, la cual es:

$$Q = 0,1505 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ y } W = 22,9 \text{ cm}$$

$$Q = 0,535 * H_a^{1,53}$$

Con base en la anterior ecuación se calcula la profundidad del agua

$$H_a = 0,44 \text{ m}$$

También se puede determinar las dimensiones de la canaleta según (Romero Rojas Jairo, 2004), entonces el ancho del canal en el sitio de localización de la cámara del flotador es 45,97 cm

La velocidad en el punto de medida de H_a es:

$$v_2 = \frac{Q}{H_a * 0,4597} = \frac{0,1501}{0,44 * 0,4597} = 0,75 \text{ m/seg}$$

Asumiendo una velocidad horizontal de flujo de 0,3 m/seg, pérdidas de energía iguales al 10% de la diferencia en alturas de velocidad, utilizando la ecuación de Bernoulli se determina la altura del agua en el canal desarenador así:

$$h_s = \frac{v_2^2}{2g} + H_a + h_L - \frac{v_1^2}{2g} = 0,46 \text{ m}$$

El área de la sección transversal del desarenador es:

$$A_s = \frac{Q}{v_1} = 0,5 \text{ m}$$

El ancho del techo de la sección parabólica sería:

$$T = \frac{3 * A_s}{2 * h_s} = 1,62 \text{ m}$$

Se repite el procedimiento a diferentes alturas para determinar la sección transversal del canal, los resultados se presentan en el siguiente cuadro:

Cuadro 12.1 Valores de la sección transversal del desarenador

Ha (m)	Q (L/seg)	V ₂ (m/seg)	hs (m)	As (m ²)	T (m)
0,09	12,79	0,32	0,09	0,04	0,73
0,17	36,94	0,46	0,18	0,12	1,02
0,26	68,70	0,57	0,27	0,23	1,25
0,35	106,69	0,67	0,37	0,36	1,45
0,44	150,10	0,75	0,46	0,50	1,62
Fuente: Autores					

Si la partícula a remover tiene radio de 0,15 mm, con densidad relativa de 2,65 y el agua tiene temperatura de 25 °C, con densidad relativa de 1, se determina la viscosidad del agua y la velocidad de sedimentación así:

$$\vartheta_{25\text{ }^{\circ}\text{C}} = 0,01309 * \frac{33,3}{T + 23,3} = 0,00902 \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$v = \frac{(\rho_s - \rho) * d^2 * g}{18 * \vartheta} = 0,02242 \text{ cm}/\text{seg}$$

Se procede a calcular el tiempo de sedimentación

$$\theta = \frac{hs}{v} = 21 \text{ seg}$$

La longitud del desarenador es:

$$L = \frac{hs * v_1}{v} = 6,18 \text{ m}$$

La longitud mínima adicional recomendada es:

$$\Delta L_{\text{min}} = 2 * H = 0,92 \text{ m}$$

La longitud máxima recomendada es:

$$\Delta L_{\text{max}} = 0,5 * L = 3,09 \text{ m}$$

Se adopta una longitud total del desarenador de 7,5 m.

El tiempo de retención hidráulico que se basa en el tamaño de las partículas que deben separarse, para lo cual se recomienda un tiempo entre 20 y 180 segundos.

$$\theta = \frac{L}{v_1} = 25 \text{ seg}$$

El desarenador diseñado se puede observar en el anexo 2.

12.4 DISEÑO DEL REACTOR UASB

Para el diseño del reactor UASB se supone el equivalente poblacional EP, la eficiencia del reactor según la norma y el tiempo de retención hidráulico que es la variable limitante, para lo cual se tiene en cuenta la temperatura y dependiendo del volumen calculado se escogen el número de reactores.

$$Q = 150, 1 \text{ L/seg}$$

$$EP = 60 \text{ g/hab-día}$$

$$P = 25000 \text{ habitantes}$$

La carga orgánica del afluente es:

$$CO = \frac{P * EP}{1000} = 1500 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

La concentración de la DBO₅ del afluente será:

$$\text{DBO}_5 \text{ afluente} = \frac{CO}{Q * 0,0864} = 115,66 \text{ mg O}_2/\text{L}$$

Teniendo en cuenta la RAS 2000 numeral E.4.3.5., se puede esperar una eficiencia en el reactor UASB de 65% a 80%, se asume la eficiencia mínima del 65%, entonces la concentración esperada de DBO₅ en el efluente es:

$$\text{DBO}_5 \text{ efluente} = \frac{(100 - \%e)}{100} * \text{DBO}_5 \text{ afluente} = 40,48 \text{ mg O}_2/\text{L}$$

Para la temperatura de 25 °C, se sugiere que el tiempo de retención hidráulico debe estar entre 7 y 9 horas en promedio, por lo cual se escoge 8 horas como criterio para realizar el diseño.

El volumen del reactor será entonces:

$$V = Q * \text{TRH} * 3,6 = 4322,88 \text{ m}^3$$

Debido al volumen calculado aunque no existe ningún límite de volumen para la construcción se recomienda hacer dos módulos como mínimo con el fin de facilitar el arranque, operación y mantenimiento.

El volumen de cada reactor será entonces:

$$V \text{ por reactor} = 2161,44 \text{ m}^3$$

Según la norma RAS 2000, se debe dejar una altura superior entre 1,5 y 2 metros e igualmente una altura inferior entre 4 y 5 metros respectivamente, para lo cual se asumió una altura superior de 1,5 metros y una altura inferior de 4 metros, adicionalmente se deja un borde libre de 0,4 metros.

La altura total del reactor USAB asumido es 5,5 metros.

El área superficial por reactor es entonces:

$$A \text{ por reactor} = \frac{V \text{ por reactor}}{H} = 392,99 \text{ m}^2$$

Si se asume una relación ancho: largo igual a 1:1 las dimensiones del reactor son:

$$L \text{ largo} = B \text{ ancho} = 19,8 \text{ m}$$

La carga volumétrica que se obtiene en cada reactor es la siguiente:

$$L_v = \frac{\text{Carga organica}}{V \text{ por reactor}} = 0,69 \text{ Kg DBO}_5 / \text{m}^3 - \text{ día}$$

Se calcula una carga hidraulica superficial igual a:

$$C_{Hs} = \frac{Q * 3,6 * 24}{A \text{ por reactor}} = 33 \text{ m}^3 / \text{m}^2 - \text{ día}$$

Según SOUZA, M; este valor no debe ser mayor a $36 \text{ m}^3/\text{m}^2 - \text{ día}$

La velocidad superficial admisible esta dada por:

$$V_{sadm} = \frac{H}{TRH} = 0,69 \text{ m/h}$$

Según la RAS 2000, la velocidad superficial admisible debe estar cercana a $0,7 \text{ m/h}$.

Las paredes de las campanas deben tener una inclinacion entre 50 y 60° , para este caso se tomaron 60° .

La distribucion del caudal afluyente en el area del fondo del UASB se hace uniforme utilizando un sistema de tuberia (flauta de distribucion ver detalle 3 en el anexo 5), las cuales son aseguradas al piso por medio de platinas. Esto junto con la velocidad ascendete permiten la expansión del manto de lodo, sin llegar al lavado

de la biomasa, asegurando un adecuado contacto entre la materia biodegradable y la biomasa activa para llevar a cabo una digestión anaerobia completa.

El biogás producido en la digestión anaerobia se propone quemarlo, ya que en la mayoría de los casos no es económicamente conveniente utilizar el biogás producido como combustible, a menos que el sistema de tratamiento trate volúmenes grandes de agua, debido a que la relativa baja cantidad de biogás producido por unidad másica de materia removida ($0.1 \text{ m}^3/\text{Kg DQO}$) junto con la baja concentración de materia orgánica limita la utilización del biogás.

La recolección del efluente que se encuentra en la parte superior del reactor se hace por medio de tuberías de 3" de diámetro perforada 7 veces por cada lado con un diámetro de perforación de 1", que luego es conducida por una tubería de 6" al filtro anaerobio de flujo ascendente.(ver anexo 7)

Los detalles constructivos del reactor UASB se pueden observar en los anexos 4,5,6,7).

12.5 DISEÑO DEL FILTRO ANAEROBIO

Para el diseño del filtro anaerobio se van a suponer la eficiencia del filtro según algunos autores que diseñan filtros de esta clase como por ejemplo Tchobanoglous, recomienda que el valor este entre 60% y 80%, entonces se supone un valor de 70% para la eficiencia, del reactor UASB la DBO_5 del efluente es $40,48 \text{ mg O}_2/\text{L}$.

La concentración de la DBO_5 del afluente será:

$$C_o = 40,48 \text{ mg O}_2/\text{L}$$

La carga orgánica del afluente es:

$$CO_{\text{afluente}} = Q * C_o * 0,0864 = 525 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

Como ya se menciona se asume una eficiencia del 70%, entonces la concentración esperada de DBO₅ en el efluente es:

$$C_e = \frac{(100 - E)}{100} * C_o = 12,14 \text{ mg O}_2/\text{L}$$

Para una concentración orgánica del afluente al filtro de 40,48 mgO₂/L, se sugiere que el tiempo de retención hidráulico debe estar entre 3 horas como mínimo y 12 horas como máximo, por lo cual se escoge 4 horas como criterio para realizar el diseño.

Se toma una altura para el medio filtrante de 1,80 metros, con lo cual corresponde 0,18 metros de borde libre y 0,27 metros de altura del fondo del filtro al medio filtrante, por lo tanto la altura total del filtro será de 2,25 metros.

Como se diseñaron dos reactores USAB se propone hacer lo mismo con los filtros anaerobios, por lo tanto el ancho del filtro se toma igual al ancho de cada reactor UASB, que es 19,82 metros.

El área superficial será entonces:

$$A_s = \frac{3,6 * Q * \text{TRH}}{H} = 480,32 \text{ m}^2$$

La longitud del filtro es:

$$L = \frac{A_s}{B} = 24,23 \text{ m}$$

El volumen del filtro será entonces:

$$V = A * H = 1080,7 \text{ m}^3$$

Teniendo el volumen del filtro y la carga orgánica del afluente calculamos la carga orgánica volumétrica que es:

$$COV = \frac{CO}{V} = 0,49 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3 - \text{ día}$$

La distribución del caudal afluente en el del fondo del filtro se hace uniforme utilizando un sistema de tuberías de 6" perforada cada 20 cm, el diametro del orificio de 1" (ver anexo 6,7).

La recolección del efluente en el filtro anaerobio se hace por medio de tuberías de 6" de diámetro perforada con un diámetro de perforación de 1" cada 20 cm, para luego ser conducida por una tubería de 6" al humedal o laguna (ver anexo 6,7)

12.6 DISEÑO DEL HUMEDAL DE FLUJO SUMERGIDO

Para el diseño del humedal artificial de flujo sumergido, se van a suponer la eficiencia del mismo según Tchobanoglous, recomienda que el valor este entre 60% y 80%, la constante de la tasa de remoción en el tiempo, la profundidad media del flujo, la porosidad efectiva, la conductividad hidráulica y la pendiente del fondo; los datos se presentan a continuación:

Eficiencia $E = 75\%$

Constante de la tasa de remoción en el tiempo $K = 1,1$

Profundidad media del flujo $dw = 0,9 \text{ m}$

Porosidad efectiva $\eta = 0,4$

Conductividad hidráulica $K_s = 10.000 \text{ m/día}$

Pendiente del fondo $S = 1,1\%$

Temperatura $T = 25 \text{ °C}$

Del filtro anaerobio la DBO_5 del efluente es $12,14 \text{ mg O}_2/\text{L}$, con el cual se puede determinar la carga orgánica en el afluente que será:

$$CO_{\text{afluente}} = Q * C_o * 0,0864 = 157,44 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

Como ya se menciona se asume una eficiencia del 75% , entonces la concentración esperada de DBO_5 en el efluente es:

$$C_e = \frac{(100 - E)}{100} * C_o = 3,04 \text{ mg O}_2/\text{L}$$

La constante de la tasa de remoción en el tiempo a la temperatura de diseño se calcula de la siguiente manera

$$K_T = K * 1,06^{(T-20)} = 1,47$$

El tiempo de retención hidráulico TRH se calcula con base en la siguiente ecuación:

$$\text{TRH} = \frac{-\text{Ln} \left(\frac{C_e}{C_o} \right)}{K_T} = 0,94 \text{ días} = 22,56 \text{ horas}$$

La carga orgánica superficial se debe determinar y según Tchobanoglous debe dar menor de 110 Kg DBO₅ / Ha-día, para mantener las condiciones aerobias cerca de la superficie del agua y reducir malos olores.

$$C_s = \frac{10 * C_o * dw * \eta}{TRH} = 46,43 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} - \text{día}$$

El área superficial será entonces:

$$A_s = \frac{0,00864 * Q * TRH}{dw * \eta} = 3,39 \text{ Ha}$$

El área de la sección transversal es:

$$A_t = \frac{8640 * Q}{K_s * S} = 117,90 \text{ m}^2$$

El ancho del humedal es:

$$B = \frac{A_t}{dw} = 131 \text{ m}$$

La longitud del humedal es:

$$L = \frac{10000 * A_s}{B} = 258,98 \text{ m}$$

La relación largo ancho es:

$$R = \frac{L}{B} = 1,98$$

Se recomienda como medio de vegetación utilizar caña brava o guadua por ser plantas nativas gramíneas de tallo leñoso, hueco, flexible, de 3 o 4 metros de altura y de crecimiento rápido, las raíces pueden penetrar la grava en aproximadamente 0,4 m.

El afluente en el humedal se distribuye a lo ancho por medio de 11 tuberías de 6", que luego la conducen a una tubería perforada de 6" de diámetro, la cual se ubica sobre un distribuidor de grava a la entrada del humedal.

El efluente en el humedal se recolecta también utilizando tubería de 6" perforada cada 20 cm con un diámetro de perforación de 1", ubicada a la salida en el fondo del humedal sobre un distribuidor de grava a la salida. (ver anexo 3)

12.7 DISEÑO DE LAGUNA FACULTATIVA

Para el diseño de la laguna facultativa, se van a suponer la eficiencia del mismo según Tchobanoglous, recomienda que el valor este entre 65% y 80%, la temperatura promedio del mes más frío, la carga superficial, la profundidad y el porcentaje de pérdidas por evaporación e infiltración; a continuación se presentan los datos:

Eficiencia $E = 70\%$

Temperatura promedio del mes mas frio = 25°C

Carga superficial = 600 Kg / Ha-día

Profundidad = $1,8 \text{ m}$

Profundidad de los lodos = $0,3 \text{ m}$

Porcentaje de perdida de caudal por evaporación e infiltración = 4%

Del filtro anaerobio la DBO₅ del efluente es 12,14 mg O₂/L, con el cual se puede determinar la carga orgánica en el afluente que será:

$$CO_{\text{afluente}} = Q * C_o * 0,0864 = 157,44 \text{ Kg DBO}_5/\text{día}$$

Como ya se menciona se asume una eficiencia del 70%, entonces la concentración esperada de DBO₅ en el efluente es:

$$C_e = \frac{(100 - E)}{100} * C_o = 3,64 \text{ mg O}_2/\text{L}$$

La profundidad total de la laguna es la suma de la profundidad del agua residual más la profundidad de los lodos:

$$H = 1,8 + 0,3 = 2,1 \text{ m}$$

Utilizando la ecuación de Cubillos, Armando se puede determinar la carga superficial máxima que puede aceptar la laguna facultativa:

$$C_{\text{smáx}} = 714,28 * H * 1,085^{(T - 35)} = 663,42 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} - \text{día}$$

Se propone diseñar la laguna facultativa con una carga superficial aplicada de 600 Kg/Ha-día, con la cual se puede determinar el área de la misma:

$$A = \frac{CO}{C_{\text{sa}}} = \frac{157,44}{600} = 0,263 \text{ Ha}$$

El volumen de la laguna facultativa será:

$$V = 10000 * A * H = 10000 * 0,263 * 2,1 = 5523 \text{ m}^3$$

La pérdida de caudal por evaporación e infiltración es:

$$Q_{\text{pérdidas}} = 0,04 * 150,1 = 6 \text{ L/seg}$$

El tiempo de retención hidráulico es:

$$\text{TRH} = \frac{V}{86,4 * (Q_D - Q_{\text{pérdidas}})} = 0,44 \text{ días}$$

La carga superficial removida según Cubillos, Armando es:

$$C_{\text{sr}} = 25,13 + 0,675 * C_{\text{sa}} = 430,13 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} - \text{día}$$

La carga superficial del afluente es:

$$C_{\text{se}} = C_{\text{sa}} - C_{\text{sr}} = 169,87 \text{ Kg DBO}_5/\text{Ha} - \text{día}$$

La concentración de DBO₅ en el efluente es:

$$C_e = \frac{C_{\text{se}} * A}{0,0864 * (Q_D - Q_{\text{pérdidas}})} = 3,58 \text{ mg/L}$$

Como esta concentración es menor que la concentración calculado con la remoción de la laguna supuesta no se debe diseñar laguna secundaria.

Para el cálculo de las dimensiones de la laguna se toma una relación largo ancho de 3, por lo tanto las dimensiones ancho y largo son:

$$B = \sqrt{\frac{10000 * A}{3}} = 29,58 \text{ m}$$

$$L = 3 * B = 88,74 \text{ m}$$

Como dispositivo de entrada se determino utilizar tubería simple de 6" en PVC con descarga visible sobre la superficie del agua de la laguna.

El afluyente en la laguna se evacua con tubería de 6" de PVC, tambien se deja una tubería de 6" para la purga de lodos. Ver detalles constructivos de la laguna en el anexo 8.

12.8 DISEÑO DEL LECHO DE SECADO

Para el diseño del lecho de secado, se van a suponer el tipo de lodo y el área requerida per cápita, los espesores y diámetros de la grava y arena, la relación largo sobre ancho, los datos se presentan a continuación.

Población: 25.000 habitantes

Tipo de lodo: primario

Área requerida per cápita: 0,05 m²/habitante

Altura sobre la arena: 0,5 m

Diámetro tubería drenaje principal: 6" = 0,1524 m

Pendiente tubería de drenaje principal = 1 %

Distancia entre ejes principales = 2,5 m

Espesor capa de grava = 200 mm = 0,2 m

Tamaño de la grava = 6,35 mm

Espesor capa de arena = 300 mm = 0,3 m

Tamaño de la arena = 0,6 mm

Relación largo/ancho = 3

Ancho del lecho B = 7,5 m recomendado para limpieza manual

El área requerida es:

$$A_{\text{requerida}} = P * A_{\text{per cápita}} = 1250 \text{ m}^2$$

La carga de sólidos secos según el RAS 2000 en el numeral E.4.10.7.3 para tipo de lodo primario es: 134 Kg/m²-año, con lo cual se puede estimar la cantidad de sólidos secos que sería: 167.500 Kg/año

Asumiendo un ancho de 7,5 metros y una relación largo ancho de 3, la longitud sería de 22,5 m, para lo cual se puede determinar la cantidad de módulos así:

$$N_{\text{módulos}} = \frac{A_{\text{requerida}}}{A_{\text{lecho}}} = \frac{1250}{7,5 * 22,5} = 7,41$$

Se requieren mínimo 8 módulos de ancho 7,5 metros la longitud se recalcula así:

$$L_{\text{lecho}} = \frac{A_{\text{requerida}}}{N_{\text{módulos}} * B_{\text{lecho}}} = \frac{1250}{8 * 7,5} = 20,83 \text{ m}$$

El volumen de lodo a manejar en cada lecho es:

$$V_{\text{lecho}} = B_{\text{lecho}} * L_{\text{lecho}} * h_{\text{lodo}} = 78,11 \text{ m}^3$$

Ver detalles constructivos del lecho de secado en el anexo 4

13. MANUAL DE PUESTA EN MARCHA, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Los procedimientos y medidas pertinentes a la puesta en marcha, la operación y el mantenimiento de los diferentes componentes de una planta de tratamiento de agua residual deben seguir los requerimientos establecidos para cada componente en particular, a continuación se enuncian.

13.1 PRETRATAMIENTOS

Rejillas: Para los niveles medio alto y alto de complejidad se recomienda el uso de los dispositivos de tiempo como sistemas de control. Todas las unidades mecánicas operadas por dispositivos de tiempo deben estar provistas de controles automáticos auxiliares que pongan en marcha el mecanismo de limpieza cuando el nivel de agua llegue al máximo predeterminado.

Desarenadores: Se recomienda que los desarenadores con un caudal inferior a 50 L/s sean limpiados manualmente; para caudales mayores de 150 L/s se recomienda una limpieza mecánica. Para caudales intermedios debe justificarse la selección realizada.

En desarenadores de limpieza manual que se usen con aguas negras combinadas debe llevarse a cabo lo siguiente:

- Medición periódica del lecho de arena acumulado.
- Aislamiento del desarenador en el momento en que la arena ocupe 2/3 del volumen.
- Drenaje del agua residual en la cámara. Este se puede realizar, en algunas instalaciones, por medio de canalizaciones que devuelven el líquido drenado al afluente o a una unidad del sistema de tratamiento adoptado.

- Remoción de la arena.
- Estimación de la cantidad de arena removida para los registros en las fichas de operación.
- Transporte del el material removido hacia el sitio de disposición.
- Lavado del desarenador para ser utilizado nuevamente.
- Analizar una muestra de la arena removida en términos de sólidos volátiles. Adopción de medidas de corrección para las muestras que presenten alto contenido de estos.
- Verificar la cantidad de arena en las unidades subsecuentes.
- Remover la arena, si fuera el caso, retenida en las demás unidades de tratamiento.

Para los desarenadores de limpieza mecánica, la operación debe ser similar a los de limpieza manual, cumpliendo además con lo siguiente:

- Mantenimiento los equipos de acuerdo con el manual de instrucciones del fabricante.
- Mantenimiento del movimiento del equipo libre de obstrucciones.
- Lavado diario, con chorros de agua, de las paredes y los raspadores.
- Vaciado y revisión, por lo menos una vez por año, de las unidades. Debe ensayarse el equipo que se encuentre inmerso así como la condición de la estructura.

Con el fin de evitar excesos de materia orgánica en el material removido se recomienda lo siguiente:

- Aumentar la velocidad.

- Disminuir el tiempo de retención. Para lograr esto puede reducirse el área de la sección transversal. Para evitar el arrastre de arena en el efluente se recomienda:
 - Remover con mayor frecuencia la arena acumulada.
 - Colocar en funcionamiento otro vertedero.
 - Aumentar el área de la sección transversal de la cámara. Se recomienda además que el desarenador cuente con un sistema de desvío del flujo o paso directo.

Cuando no se pueda remover la arena por la carga hidráulica, se debe observar que la canaleta tenga por lo menos espacio suficiente para la evacuación de arena por medio de palas. Se recomienda una entrada media de arena de 0,5 m³/min y una máxima 0,6 m³/min por metro del desarenador. Las áreas donde se manejen las arenas, deben tener superficies impermeables y antideslizantes, y drenajes adecuados.

13.2 TRATAMIENTO PRIMARIO.

Sedimentadores primarios

Se debe observar los siguientes aspectos:

- Plan de limpieza.
- Control de olores.
- Operación en condiciones de caudal mínimo y máximo.
- Manejo de lodos.
- Prevención de cortocircuitos.
- Arranque.
- Control de lodos flotantes.

Filtros percoladores

Se deben contemplar los siguientes aspectos.

- Operación bajo condiciones de caudal mínimo y caudal máximo.
- Control de la variación de cargas con el fin de prevenir el desprendimiento biológico.
- Control de la recirculación.
- Control de la toxicidad del agua residual influente.
- Control de nutrientes en el agua residual influente (Nitrógeno y Fósforo).
- Control de la temperatura.
- Control de la tasa de distribución al medio filtrante.
- Control de olores.
- Adecuado plan de mantenimiento preventivo.

Los requisitos para un buen rendimiento del filtro percolador son la distribución uniforme de las aguas residuales sobre la superficie y la buena ventilación. La fuerza de empuje de la regadera giratoria requerida para ello debe mantenerse. También es posible reducir la velocidad de la regadera haciendo girar en 180° uno de sus brazos, de modo que el chorro de aguas residuales salga contra la dirección en que gira.

Por esa razón, periódicamente debe controlarse si los tubos de la regadera y sus aberturas están bloqueados y, en caso necesario, deben limpiarse.

En el caso de que existan varios filtros percoladores, la entrada de las aguas residuales debe distribuirse de acuerdo con la capacidad de cada uno de ellos. Las acumulaciones de agua sobre la superficie de los filtros deben eliminarse. Los canales recolectores del fondo de los filtros deben mantenerse sin depósitos y en caso necesario se deben limpiar. Los desarenadores existentes deben vaciarse ocasionalmente y las aberturas para ventilación deben mantenerse libres.

A un filtro percolador solo se puede entrar cuando la regadera giratoria esté detenida y haya seguridad de que no se pondrá en marcha de modo involuntario.

En un filtro percolador cerrado el ventilador no debe desconectarse, ni siquiera en el caso de que la regadera giratoria esté detenida. El material plástico de relleno de los filtros sólo se pisará sobre parrillas protectoras.

Si hay trastornos dentro de la planta de tratamiento no sólo deben eliminarse sus efectos, sino también sus causas.

En el caso de obstrucciones y acumulaciones de agua deben tomarse las siguientes medidas:

- Reforzar la fuerza de empuje, aumentando la carga del filtro.
- Efectuar una recirculación intensa o disminuir la velocidad de la regadera giratoria, haciendo girar uno de sus brazos hasta que el chorro de agua salga contra la dirección en que gira.
- Enjuagar la superficie del filtro con un chorro de agua de alta presión o con una regadera giratoria en reposo que se accione sobre las áreas obstruidas.
- Aflojar el material de relleno en la superficie con un rastrillo o una herramienta similar.
- Cargar el filtro percolador, bajo dirección técnica, con productos químicos adecuados. Al final, lavar fuertemente.

Si ninguna de estas medidas tiene efecto, primero es necesario sacar una parte del material de relleno, lavarlo y volverlo a colocar. Antes de volver a colocarlo hay que repetir varias veces el enjuague del filtro. Si es necesario, se saca todo el material de relleno, se lava y se vuelve a colocar. En este caso deben revisarse el tamaño y la forma de los granos. El material inservible debe ser reemplazado.

Una cantidad excesiva de moscas en los filtros puede producir molestias. Para evitarlas, se pueden tomar las siguientes medidas:

- Cargar en forma continua y, en caso necesario, aumentar la carga.
- Lavar la superficie con chorros de agua para disminuir la acumulación de biomasa.
- Lavar fuertemente las partes internas de las paredes del filtro que estén libres en su parte superior.
- Aplicar productos químicos adecuados, bajo dirección técnica. Eventualmente, repetir la aplicación para matar las larvas.
- Aplicar insecticidas en la superficie del filtro y en las paredes, bajo dirección técnica (por la toxicidad sólo en casos excepcionales).

El uso de sustancias químicas puede producir efectos secundarios perjudiciales sobre la biomasa del filtro y del cuerpo receptor. Por tal razón, deben preferirse las primeras medidas mencionadas.

Al sembrar plantas en el área del filtro pueden reducirse las molestias causadas por las moscas. Es conveniente no plantar árboles con copas anchas, sino árboles bajos por la caída de las hojas y el peligro subsecuente de formación de acumulaciones de agua u obstrucciones en la superficie del filtro.

13.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO.

Tratamiento anaerobio. La evacuación de lodos debe hacerse de manera periódica y su práctica varía de reactor a reactor.

Para el arranque del reactor UASB se recomienda que se haga con un lodo previamente estabilizado como el obtenido en la PTAR de Rio Frio de Bucaramanga, esto con el fin de preveer la demora en la estabilización del reactor, lo cual puede llegar a influir en la remoción de la carga orgánica.

En un reactor UASB, se recomienda evacuar lodos cuando el lecho se haya expandido hasta un punto tal que se haya deteriorado la eficiencia en la remoción de los sólidos suspendidos porque los lodos son arrastrados con el efluente.

13.3.1 Reactor U.A.S.B. El muestreo de los lodos del reactor debe hacerse a tres diferentes alturas y debe purgarse para mantener constante la cantidad de lodo en el reactor; al escoger la forma de muestrear debe tenerse en cuenta cómo se va a vaciar la planta. Si la diferencia de nivel del terreno lo permite o cuando el bombeo de lodo está previsto, se puede considerar colocar un pozo hasta el fondo del reactor, al lado de este, en el cual se colocan las válvulas de muestreo. En el caso de menores diferencias de nivel puede implementarse el llamado sistema de “flautas”. Para la facilidad de operación este debe diseñarse con una cabeza estática suficiente de 1 metro y debe tener la posibilidad de destaponar. Con este sistema de muestreo de lodos la vaciada del reactor puede ser más complicada, ya que debe trabajarse desde el interior del reactor.

Durante la operación del reactor deben monitorearse los siguientes parámetros:

- **pH y alcalinidad:** en el caso de que la alcalinidad comience a descender es necesario agregar especies alcalinas para evitar el colapso por acidificación.

El valor mínimo recomendable del pH es 6,5. Se recomienda no sobrepasar el 75% de la actividad metanogénica máxima de los lodos durante la operación.

- **Producción de gas:** debe hacerse un mantenimiento periódico a todas las estructuras y equipos para la recolección y manejo de los gases generados para asegurar que se minimicen los potenciales impactos a la comunidad por gases indeseables. Debe verificarse que no existan fugas.

Deben colocarse avisos de advertencia sobre el riesgo de explosiones generadas por chispas, fuegos, etc.

No se permite fumar en las inmediaciones de la planta.

- **Cantidad de lodo efluente:** se debe modificar el contenido de sólidos volátiles en el efluente como una forma de controlar la cantidad de biomasa en el reactor. Cuando el contenido de sólidos sea superior a 60 mg/L es necesario o revisar el funcionamiento hidráulico del sedimentador o drenar los lodos para disminuir la altura del manto interno.

Además se debe llevar un manual de operación que tenga en cuenta los siguientes aspectos:

- Control de caudal para evitar sobrecarga hidráulica.
- Control de la limpieza de las rejillas gruesas y finas.
- Control del vaciado de los canales del desarenador.
- Control de la limpieza de pozos y vertederos de repartición.
- Control del correcto funcionamiento de los equipos de recolección y manejo de gases.
- Revisión del correcto funcionamiento de las canaletas de recolección del efluente.
- Control de la producción de gas.
- Control de olores.
- Control de lodos.

13.4 HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUMERGIDO

Se recomienda que la superficie del humedal se cubra con vegetación. La elección de la vegetación depende del tipo de residuos, de la radiación solar, la

temperatura, la estética, la vida silvestre deseada, las especies nativas y la profundidad del humedal. Se deben usar dos celdas en serie. Las celdas deben ser impermeabilizadas para evitar la infiltración. Es esencial que las raíces tengan siempre acceso a agua en el nivel de los rizomas en todas las condiciones de operación. Para medios muy permeables con alta conductividad hidráulica (tales como la grava), se recomienda que el nivel de agua se mantenga alrededor de 2 a 5 cm por debajo de la superficie del lecho.

13.5 LECHOS DE SECADO DE LODOS

Se recomienda agregar un kilogramo de alumbre por cada 800 a 2500 L. de lodo para aumentar el desprendimiento de gases. Debe tenerse en cuenta la humedad de los lodos que se apliquen, la superficie del lecho disponible, así como la necesidad de espacio para almacenamiento en los digestores. Una capa delgada se seca más rápidamente, y permite la más rápida remoción del lodo. La superficie del lecho debe mantenerse limpia y libre de todos los lodos que se hayan descargado anteriormente. Nunca deben descargarse los lodos sobre otros ya secos o parcialmente secos. Una vez descargados los lodos de un digestor, las tuberías de lodos deben escurrirse bien y hacer circular agua por ellas. Esto no solo evita el taponamiento de las tuberías, sino también el desarrollo de grandes presiones originadas por los gases emanados de los lodos que queden dentro, debe evitarse encender fósforos, cigarrillos o cualquier fuego, cuando se abran las válvulas de lodos.

Se recomienda retirar los lodos dependiendo del tratamiento subsecuente de molido o picado, la necesidad de descargar los digestores, y, el contenido de humedad de los lodos que estén en los lechos. La torta que tenga un contenido de humedad de 60 a 70 %, puede retirarse con palas o rastrillos. Para los niveles bajo y medio alto de complejidad se recomienda retirar el lodo con carretillas de mano, tendiendo tabloncillos sobre el lecho, a modo de andén. Para los niveles medio alto y

alto de complejidad, se recomienda el empleo de camiones de volteo. En este caso deben tenerse andenes de concreto suficientemente anchos para que pasen estos vehículos sin dañar el lecho.

Después de retirar los lodos, el lecho debe prepararse para la siguiente carga. Debe reponerse la arena que se haya perdido en limpiezas anteriores.

Además se deben contemplar los siguientes aspectos:

- Control de olores.
- Control del lodo influente.
- Control de las dosificaciones.
- Operación bajo condiciones de carga mínima y máxima.
- Operación bajo condiciones de caudal mínimo y caudal máximo.
- Programa de inspección periódico
- Control de insectos y crecimiento de plantas.
- Manejo de la torta de lodos seca.
- Programa de muestreos y control de muestras en el laboratorio.

13.6 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Una planta de tratamiento de aguas residuales solo puede cumplir su objetivo, si se opera en forma apropiada y se efectúa un mantenimiento periódico, por medio de personal calificado. La frecuencia y la magnitud de este mantenimiento se rigen por el tipo y el tamaño de la planta. La operación y el mantenimiento, incluida la disposición de los lodos, deben seguir las instrucciones entregadas por parte del diseñador o del fabricante. Estas deben ser detalladas, de fácil proceso y corresponder al sitio específico. Deben describirse la frecuencia y el alcance de los trabajos de rutina, así como las medidas necesarias para el mantenimiento de todos los componentes de la planta, incluido el control de su grado de rendimiento.

El operador de la planta debe llevar un diario de la operación, en el cual deben anotarse por separado los trabajos rutinarios efectuados, las medidas de mantenimiento, los resultados obtenidos del tratamiento, y los sucesos específicos. Deben existir los equipos necesarios para efectuar el mantenimiento. El objetivo del mantenimiento es garantizar la operación y la seguridad. Deben eliminarse de inmediato las obstrucciones, la formación de nudos, sedimentaciones, fugas, y repararse los daños en las construcciones o la maquinaria. La operación y el mantenimiento deben efectuarse de modo tal, que no presenten ningún peligro o molestias para los seres humanos, ni el ambiente. Esto se aplica en especial a la extracción y la disposición final del lodo, de las natas y del material acumulado en las rejillas.

Deben mantenerse repuestos para piezas de desgaste. Es preferible contratar el mantenimiento de varias plantas pequeñas de tratamiento de aguas residuales a través de una empresa calificada, que el mantenimiento individual de cada una de ellas. Si el operador no cuenta con personal calificado en trabajos de limpieza, debe establecer un contrato de mantenimiento con el constructor de la planta o con una entidad apropiada. Únicamente los trabajos de rutina que se efectúan diaria y semanalmente pueden ser ejecutados por el personal entrenado. Por ende, un contrato de mantenimiento debe abarcar todos los trabajos necesarios.

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se diseñaron dos alternativas de tratamiento para las aguas residuales municipales, utilizando tratamientos aerobio, anaerobio y combinado, con el fin de lograr que el efluente final descargue una carga contaminante menor al 80%, de la carga contaminante que entra al sistema, como lo exige la normatividad ambiental colombiana, en este caso el Decreto 1594 de 1984, además se dan recomendaciones para el arranque, operación y mantenimiento del sistema.

Para la realización de los diseños se tuvo en cuenta el reglamento técnico del sector de aguas potable y saneamiento básico RAS 2000, y algunas recomendaciones por parte del director del proyecto, además se propuso una población de diseño de 25.000 habitantes y un equivalente poblacional de 60 gr de DBO₅ por habitante día.

La primera alternativa propuesta consta de un tratamiento preliminar conformado por un cribado, el cual contiene dos rejillas de barras metálicas de 1 y 1/2 pulgada de diámetro respectivamente, inclinadas 60° con respecto a la horizontal; posteriormente dos unidades de desarenador de sección transversal trapezoidal de 7,50 metros de longitud, 1,07 metros de altura y 1,62 metros de ancho en el techo del desarenador; luego una canaleta Parshall de ancho de garganta de 22,9 cm, para medición de caudales y controlar la velocidad del flujo. Como tratamiento primario se diseñaron dos unidades de reactor de flujo ascendente en un manto de lodos UASB, los cuales hacen las veces de sedimentador primario, y cuyas dimensiones son 19,8 metros de largo y ancho respectivamente y 5.5 metros de altura, para un tiempo de retención hidráulico de 8 horas, con una eficiencia de 65%; adicionalmente se diseño el lecho de secado que consta de ocho módulos, cuatro para cada UASB. Como tratamiento secundario se propuso el diseño de un filtro anaerobio de flujo ascendente de 19.8 metros de longitud

como el reactor UASB para facilitar la parte constructiva, 18,17 metros de ancho y una altura total de 3 metros de los cuales 2,4 metros son de medio filtrante compuesto por anillos biotecnológicos en polietileno debido a que presenta mayor área superficial, lo que permite una buena remoción de carga contaminante, con una eficiencia de 70% y tiempo de retención hidráulico de 4 horas. Posteriormente se diseñó una laguna facultativa de 88,75 metros de largo con 29,6 metros de ancho con una profundidad de 2,1 metros, con una eficiencia de 70% y tiempo de retención hidráulico de 0,44 días; conociendo que la DBO_5 en el afluente es de 115.66 mg O_2/L y del efluente es de 3,64 mg O_2/L , se espera que la remoción teórica del sistema propuesto sea del 96,85%, con lo cual se cumple la normatividad ambiental vigente, pero a su vez garantizaría que la calidad del efluente no afecte ni fisicoquímica ni bacteriológicamente el cuerpo receptor, ni afecte la vida acuática, lo cual permitirá su uso para los fines que se requiera.

La segunda alternativa propuesta cambia la laguna facultativa por un humedal artificial de flujo sumergido, de 258,98 metros de largo por 131 metros de ancho con una profundidad de flujo de 0,9 metros, con una eficiencia de 75% y tiempo de retención hidráulico de 0,94 días, la especie a sembrar es guadua o caña brava que son nativas de la región, de fácil consecución; conociendo que la DBO_5 en el afluente es de 115.66 mg O_2/L y del efluente del humedal es de 3,04 mg O_2/L , se espera que la remoción teórica del sistema propuesto sea del 97,37%, con las mismas consideraciones de la alternativa uno.

Según lo establecido por el Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT), para la alternativa con la laguna facultativa los costos de inversión están en el rango de (104.000 a 256.800) \$/habitante y su mantenimiento alrededor de (0,45 a 2,71) U\$/habitante-año, lo que significa que en promedio el costo de inversión del sistema puede valer \$4.500.000.000 y el costo del mantenimiento aproximadamente \$80.000.000 por año; si se analiza el caso de la alternativa con el humedal se puede evidenciar que el área del humedal es 13 veces mayor que el

área de la laguna, además contiene 30532.6 m³ de material filtrante y alrededor de 94.000 plántulas, para la remoción de las cargas contaminantes, lo que significa que en promedio el costo de inversión del sistema con humedal puede valer \$18.080.000.000, 4 veces más que el costo de la laguna, además la diferencia en la remoción lograda es solo del 0,52% por lo cual la alternativa dos no es recomendable ya que no es viable económicamente.

Una vez analizadas las diferentes posibilidades de tratamiento de aguas residuales, se decidió en consenso con el director, no diseñar sistemas de tratamiento aerobios como lodos activados o filtros percoladores, debido al uso de energía que estos requieren y por la problemática que existe en el país, al no contar con suministro continuo las 24 horas del día, en los sitios donde se pretendan construir los sistemas; además las remociones que se esperan con los sistemas de tratamiento propuestos son altas, así mismo según los cuadros 11.4 y 11.5 descritos en el capítulo 11, dejan ver que los sistemas con tratamientos de filtros percoladores y lodos activados, triplican o cuadruplican los costos de construcción, operación y mantenimiento, en relación con la construcción de la laguna.

La alternativa uno es la mejor opción de los dos sistemas de tratamiento propuestos, debido a que presenta remociones altas de carga orgánica y los costos son moderadamente más bajos en comparación con otros sistemas de tratamiento.

Se podría afirmar que los sistemas de tratamiento propuestos no requieren de la última operación ya sea la laguna o el humedal debido a que la remoción teórica hasta el filtro anaerobio es de 89,50% valor por encima de la norma de vertimientos en el país, pero si se quiere lograr un vertimiento que contenga una calidad tal que no altere las características fisicoquímicas o microbiológicas y la vida acuática del cuerpo receptor se deben construir las operaciones adicionales

propuestas. Según lo anterior el costo mínimo de construir un sistema de tratamiento que cumpla la normatividad ambiental en lo referente a la remoción de la carga contaminante, podría valer alrededor de \$2.100.000.000 lo que equivale a \$88.000 por habitante y costo de mantenimiento al año de \$ 30.000.000.

Se realizaron las diferentes hojas de cálculo en formato Excel, para simular con los datos de entrada el diseño de cada una de las unidades (cálculo de la población, caudal de diseño, cribado, desarenador, UASB, filtro anaerobio, humedal y laguna facultativa), de las que consta el tratamiento, la cual es de fácil aplicación para su uso. Las casillas que están en amarillo son datos a suministrar y las casillas en naranjas son resultados de procedimientos de cálculo realizados por la hoja.

Uno de los principales problemas que se observa en los municipios que poseen sistemas de tratamiento de aguas residuales, es que no existe personal idóneo y capacitado para operar y hacer los respectivos mantenimientos a los sistemas construidos, esta problemática muchas veces se debe a la falta de interés del administrador municipal de turno ó a la falta de existencia de la empresa de servicio público, lo cual reduce la vida útil del tratamiento construido por acumulación de lodos que no son retirados periódicamente, lo que afecta la eficiencia y normal funcionamiento del sistema.

Aunque las inversiones para la construcción de sistemas de tratamiento de aguas residuales son relativamente altas y no se pueden desarrollar en un sola etapa, los administradores municipales deben considerar el cumplimiento de metas graduales que lo lleven a mediano y largo plazo a lograr la reducción de las cargas contaminantes, como está establecido en el plan de saneamiento y manejo de vertimientos reglamentado según la resolución 1433 de 2004

Se debe considerar como prioritario el fortalecimiento de las empresas de servicios públicos o las entidades municipales que están al mando del manejo de las aguas residuales, con el fin de lograr una eficiente gestión de los recursos para desarrollar la infraestructura necesaria y contar con el personal idóneo para optimizar la prestación del servicio.

Los componentes de gestión como lo es la planeación, ejecución y evaluación se debe desarrollar en forma consecuente, por tal motivo se deben formular primero los planes maestros de alcantarillado, antes de implementar las obras de alcantarillado y tratamiento de aguas residuales. Basado en lo anterior la administración municipal puede ser incluida en los planes departamentales de agua y así gestionar los recursos financieros necesarios para cumplir con las metas sectoriales y ambientales trazadas por las entidades estatales.

Los cambios en la administración municipal y las diferencias políticas no deben condicionar el desarrollo de proyectos de saneamiento que están concebidos con anterioridad en el plan de saneamiento y manejo de vertimientos, por lo tanto los alcaldes deben ser conscientes que su gestión garantice la ejecución de estos.

Las tecnologías de tratamiento de aguas residuales son parte fundamental en la evaluación de alternativas para el saneamiento municipal, ya que deben estar acorde con las capacidades de inversión y operación del municipio, la posibilidad del pago por parte de los usuarios, y la solidez de la empresa de servicios públicos, además deben ser apropiadas para las características biofísicas y ambientales de cada municipio

La gestión para el manejo y tratamiento de las aguas residuales es una acción conjunta de entidades que estén interesadas en apoyar la administración municipal como parte de una solución a escala regional, que garantice la salud y el

recurso hídrico para las futuras generaciones, logrando la descontaminación hídrica.

Es importante resaltar que se debe trabajar con valores reales de DBO5 en el afluente, para lo cual se hace necesario realizar un monitoreo compuesto como lo establece los protocolos del IDEAM.

Es importante que el lodo secado en los lechos sea dispuesto para elaborar compostaje, o sino este debe ser llevado al relleno sanitario.

Se recomienda que antes de tomar la decisión de diseñar y construir una planta de tratamiento de aguas residuales, se estudie el cuerpo receptor en la cuenca donde se encuentre, con el fin de establecer la capacidad de asimilación del vertimiento, para mirar el comportamiento en la calidad fisicoquímica y microbiológica, así como lo relacionado con la vida acuática del mismo.

BIBLIOGRAFÍA

CHOW, Ven te, Hidráulica de canales abiertos. Editorial Mc Graw Hill. 1994. 585 p.

CRANE. Flujo de fluidos. México. Editorial Mc Graw Hill. 2000. 120 p.

CRITES, Ron y TCHOBANOGLOUS, George. Sistema de manejo de aguas residuales. Bogotá D.C. Editorial Mc Graw Hill. 2000. 1080 p.

CUBILLOS, Armando. Estado del arte en el diseño de lagunas de estabilización. Mérida. Universidad de los Andes. 2001. 12 p.

DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL DE ESTADÍSTICA DE COLOMBIA. DANE. Censos Poblacionales en Colombia. www.dane.gov.co.

DEPARTAMENTO DE SANTANDER, Grupo de Agua Potable y Saneamiento Básico. Diagnostico de Aguas Residuales y Residuos Sólidos en las cabeceras municipales del departamento de Santander. Bucaramanga. 2004. 1646 p.

DIRECCIÓN DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO, MINISTERIO DE DESARROLLO ECONÓMICO. Reglamento técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico. Bogotá D.C. 2000. 1210 p.

DUARTE AGÜDELO, Carlos A. Introducción a la hidráulica de canales. Bogotá D.C. Facultad de Ingeniería Universidad Nacional de Colombia. 2007. 125 p.

GARCÍA SOLANO, Mario. Apuntes de clase técnicas de saneamiento ambiental. Bucaramanga. Escuela de Ingeniería Civil. 2010. 119 p.

GAVILÁN LEÓN, Germán Eduardo. Guía de laboratorio de hidráulica de canales abiertos. Escuela de Ingeniería Civil Universidad Industrial de Santander. 2001. 100 p.

ICONTEC. Norma técnica colombiana 1486. Documentación, presentación de tesis, trabajos de grado y otros trabajos de investigación. Bogotá D.C. 2008. 41 p.

METCALF & EDDY Inc. Tratamiento y depuración de aguas residuales. Editorial Editorial Mc Graw Hill. 1991. 376 p.

MINISTERIO DE AMBIENTE VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Plan Nacional de manejo de aguas residuales. Bogotá D.C. 2004. 30 p.

MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE. Guía ambiental sistemas de alcantarillado y plantas de tratamiento de aguas residuales. Bogotá D.C. 2002. 64 p.

MUÑOZ AMED, Horacio. Experiencias de diseño construcción y operación de plantas de tratamiento primario de aguas residuales domesticas en el oriente antioqueño. Departamento de Ingeniería Sanitaria Universidad de Antioquia. Medellín. 56 p

POTTER, Merle y WIGGERT, David. Mecánica de fluidos. México. Editorial Thomson. 2003. 769 p.

ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de aguas residuales teoría y principios de diseño. Bogotá D.C. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería, 2004. 1248 p.

ANEXOS

ANEXO 1: [Memoria de calculo en Excel.](#)

ANEXO 2: [Plano 1 de 7](#)

ANEXO 3: [Plano 2 de 7](#)

ANEXO 4: [Plano 3 de 7](#)

ANEXO 5: [Plano 4 de 7](#)

ANEXO 6: [Plano 5 de 7](#)

ANEXO 7: [Plano 6 de 7](#)

ANEXO 8: [Plano 7 de 7](#)