

**ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICA Y DISEÑO PRELIMINAR DE LA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE PUERTO WILCHES**

**OSCAR JAVIER CARRANZA PEÑA
LUIS CARLOS SANCHEZ QUIROGA**



**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2014

**ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICO- ECONÓMICA Y DISEÑO PRELIMINAR DE LA
PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE PUERTO WILCHES**

OSCAR JAVIER CARRANZA PEÑA

LUIS CARLOS SANCHEZ QUIROGA

Trabajo de grado para optar por el título de

INGENIERO CIVIL

Director:

MARIO GARCIA SOLANO

**Ingeniero civil Especialista en Ingeniería Sanitaria Technische Hochschule
Darmstadt, Alemania**

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO MECÁNICAS

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

INGENIERÍA CIVIL

BUCARAMANGA

2014

TABLA DE CONTENIDO

Pág.

INTRODUCCION	14
1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE PUERTO WILCHES.....	16
1.1. GEOGRAFÍA MUNICIPAL.....	16
1.2. POBLACIÓN	16
1.3. CLIMA	17
2. DIAGNOSTICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y EL SISTEMA DE VERTIMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES	17
2.1. SISTEMA EXISTENTE DE ALCANTARILLADO.....	17
2.2. SISTEMA DE VERTIMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES	18
2.2.1. Vertimientos puntuales.....	18
2.2.2. Vertimientos matadero municipal	18
3. CALCULO DE PARAMETROS INICIALES PARA EL PREDISEÑO	19
3.1. PROYECCION DE LA POBLACION.....	19
3.2. EQUIVALENTE POBLACIONAL	21
3.3. CARGA ORGANICA.....	21
3.4. CAUDAL MEDIO (Qm).....	22
3.5. CARGA VOLUMETRICA	22
4. PREDISEÑO	22
4.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR.....	22
4.1.1. Cribado grueso y fino.....	22
4.1.2. Cribado Fino.....	24
4.1.3. Cribado Grueso	27
4.1.4. Desarenador	28
4.1.4.1. Diseño del Desarenador	29
4.1.4.2. Vertedero de Salida del Desarenador	31
4.1.4.3. Vertedero de Entrega a Reactores UASB	33

4.2. PRIMERA ETAPA DE TRATAMIENTO REACTOR ANAEROBICO DE FLUJO ASCENDENTE (UASB).....	34
4.2.1. Diseño del Reactor	35
4.2.1.1. Volumen del Reactor.....	35
4.2.1.3 Eficiencia del Reactor.....	36
4.2.1.4. Área Superficial.....	37
4.2.1.5. Velocidad de ascenso	38
4.2.2. Tubería de Distribución	38
4.2.3. Sistema de Recolección de Afluentes	39
4.2.4. Sistema de Extracción de Biogás.....	40
4.2.5. Sistema de Purga de Lodos	41
4.2.6. Lechos de Secado	43
4.3. SEGUNDA ETAPA DE TRATAMIENTO	46
4.3.1. Filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA)	46
4.3.1.1 Diseño del Filtro anaeróbico de Flujo Ascendente	48
4.3.2. Sistema de Biodiscos	52
4.3.2.1. Diseño del Sistema de Biodiscos	52
4.3.3. Sistema de Filtración de Tasa Declinante.....	54
4.3.3.1 Diseño del Sistema de Filtración	55
4.4. PERFIL HIDRAULICO DEL SISTEMA.....	63
4.4.1. Pérdidas Desarenador-UASB	63
4.4.2. Pérdidas UASB-Filtro Anaeróbico	64
4.4.3. Pérdidas Filtro Anaeróbico-Biodiscos	65
4.4.4. Pérdidas Biodiscos-Sistema de Filtración de Tasa Declinante	66
CONCLUSIONES.....	67
REFERENCIAS	68
BIBLIOGRAFIA.....	70

LISTA DE ILUSTRACIONES

	Pág.
Ilustración 1. <i>Cabecera municipal del municipio de Puerto Wilches</i>	16
Ilustración 2. <i>Pozo de inspección con rebose en época de aguas lluvias</i>	18
Ilustración 3. <i>Rejilla de limpieza manual</i>	23
Ilustración 4. <i>Desarenador</i>	28
Ilustración 5. <i>Sección transversal desarenador</i>	31
Ilustración 6. <i>Sección vertedero sutro</i>	33
Ilustración 7. <i>Sección vertedero de entrega a reactores UASB</i>	34
Ilustración 8. <i>Detalle tubería de distribución de afluentes</i>	39
Ilustración 9. <i>Detalle tubería de recolección de efluentes</i>	40
Ilustración 10. <i>Vigüeta prefabricada perforada</i>	47
Ilustración 11. <i>Drenaje en vigüetas prefabricadas</i>	58

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. <i>Censos realizados en el municipio de Puerto Wilches</i>	17
Tabla 2. <i>Constantes de crecimiento geométrico</i>	20
Tabla 3. <i>Criterios de diseño en rejillas de cribado</i>	23
Tabla 4. <i>Tamaño y separación de barrotes en rejillas</i>	23
Tabla 5. <i>Tiempos de retención hidráulicos en función de la temperatura</i>	36
Tabla 6. <i>Criterios de diseño de biodiscos</i>	52
Tabla 7. <i>Tasas usuales de filtración en función del nivel de operación</i>	57
Tabla 8. <i>Selección del diámetro de la tubería de salida del sistema de filtración</i>	63

LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Pérdidas desarenador-UASB.

Anexo B. Pérdidas UASB-filtro anaeróbico de flujo ascendente.

Anexo C. Pérdidas filtro anaeróbico de flujo ascendente-sistema de biodiscos.

Anexo D. Pérdidas sistema de biodiscos-sistema de filtración de tasa declinante

Anexo E. Calculo canales de recolección y canal principal por manning.

Anexo F. Presupuesto PTAR Puerto Wilches.

Anexo G. Distribución de presupuesto.

Anexo H. Punto de entrega de las aguas residuales.

Anexo I. Ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales.

Anexo J. Plano 1: Reactor UASB.

Anexo K. Plano 2: Filtro anaeróbico y sistema de biodiscos.

Anexo L. Plano 3: Planta general, perfil hidráulico y sistema de extracción de biogás.

Anexo M. Plano 4: Lechos de secado del reactor UASB.

Anexo N. Plano 5: Sistema de drenaje y sistema de filtración.

RESUMEN

TITULO: ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TECNICO- ECONOMICA Y DISEÑO PRELIMINAR DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE PUERTO WILCHES*

AUTORES: OSCAR JAVIER CARRANZA PEÑA
LUIS CARLOS SANCHEZ QUIROGA****

PALABRAS CLAVE: Prediseño, factibilidad, presupuesto, ubicación.

DESCRIPCION:

Este proyecto de investigación presenta una solución a la ausencia de tratamiento de las aguas residuales producidas en el municipio de Puerto Wilches, por medio de un diseño preliminar basado en cálculos y representaciones gráficas de los sistemas que se proponen. Se sustenta la selección de cada sistema dependiendo de las características de la población y el medio ambiente en el que se encuentra el municipio.

El sistema seleccionado está conformado por un desarenador, dos reactores UASB, dos filtros anaeróbicos, un sistema de biodiscos y un sistema de filtración de tasa declinante. Técnicamente es factible este sistema debido a que se obtiene una reducción total de la cantidad de DBO5 del 96%, asumiendo una eficiencia para el reactor UASB de 75%, para el filtro anaeróbico de 77% y para el sistema de biodiscos de 77%. Por otra parte se realiza un presupuesto basado en cantidades de obra y se obtiene un costo total para la construcción de la PTAR de \$ 2.111.647.031,99, realizando una distribución de costos en un periodo de diseño de 25 años asumiendo que el gobierno financia el 100% del costo de la construcción y la comunidad se encargaría del costo de operación y mantenimiento, se obtiene una cuota mensual de \$ 234 pesos por mes, lo que quiere decir que es factible económicamente.

La ubicación propuesta para la PTAR se escoge basándose en la entrega de las aguas residuales ya tratadas al Río Magdalena y en la vía que pasa por dicho punto facilitando el acceso a la planta. Por otra parte se ubica a 900 metros de la cabeza municipal para evitar posibles problemas de olores.

*Proyecto de grado

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director: Mario García Solano

ABSTRACT

TITLE: TECHNICAL-ECONOMIC FEASIBILITY STUDY AND PRELIMINARY DESIGN OF PLANT WASTEWATER TREATMENT OF PUERTO WILCHES.*

AUTHORS: OSCAR JAVIER CARRANZA PEÑA
LUIS CARLOS SANCHEZ QUIROGA**

KEYWORDS: Pre-design, feasibility, budget, location.

DESCRIPTION:

This research project presents a solution to the lack of treatment of the wastewater produced in the town of Puerto Wilches, through a preliminary design based on calculations and graphical representations of the systems proposed. The selection of each system depending on the characteristics of the population and the environment in which the municipality is located is based.

The selected system consists of a sand trap, two UASB reactors, two anaerobic filters, a system and a system biodiscs declining-rate filtration. This system is technically feasible due to reducing the total amount of BOD5 96% is obtained, assuming UASB reactor efficiency by 75%, for the anaerobic filter and 77% for the system biodisc 77%. Moreover based on quantities of work and budget was a total construction cost of \$ 2,111,647,031.99 PTAR can be calculated by a distribution of costs over a period of 25 years design assuming that the government finances 100% of the cost of construction and the community would be responsible for cost of operation and maintenance, a monthly fee of \$ 234 pesos per month is obtained, which means that it is economically feasible.

The proposed location for the PTAR is chosen based on the delivery of already treated wastewater into the Magdalena River and the road that passes through this point by providing access to the plant. Moreover it is located 900 meters from the municipal head to avoid odor problems.

*Bachelor Thesis.

**Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de ingeniería civil. Director: Mario García Solano.

INTRODUCCION

Existe una problemática que ha existido hace ya varios años en muchos municipios del país, en este caso el municipio de Puerto Wilches (Santander), relacionada con la falta de tratamiento de las aguas residuales de la población. Dichas aguas continúan creciendo paralelamente con la población, generando un alto riesgo a la salud de los habitantes del Municipio y Pueblos aledaños que se abastecen de fuentes hídricas, debido a los altos contenidos de materia orgánica que contienen las aguas residuales que son depositadas.

La raíz del problema radica en que las aguas residuales se entregan a importantes fuentes de abastecimiento de agua, como por ejemplo el Río Magdalena, ciénagas y humedales. Estas fuentes, a su vez abastecen los acuíferos de los cuales la Empresa De Acueducto Y Alcantarillado De Puerto Wilches extrae el agua para abastecer a la población, formando así un ciclo que es peligroso para salud de los habitantes de dicha población. Teniendo en cuenta que la Empresa De Acueducto Y Alcantarillado De Puerto Wilches no brinda un tratamiento a las aguas residuales de la población, que se estima en aproximadamente 35000 habitantes, y que éstas a su vez abastecen a dicha población, se propone un diseño preliminar de la planta de tratamiento.

Para el mejoramiento de la calidad del agua que se deposita en las fuentes hídricas, se realiza un pre-diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales, usando un sistema compuesto por:

- Reactor anaeróbico tipo UASB.
- Filtro Anaeróbico.
- Sistema de contactores biológicos rotatorios (biodiscos).
- Sistema de filtración de tasa declinante y lavado mutuo.

Adicionalmente el sistema está compuesto por un tratamiento preliminar conformado por cribado grueso, cribado fino y un desarenador. Para el manejo de los lodos extraídos del desarenador se propone un sistema de lechos de secado. Por otra parte, se propone un sitio de ubicación para la planta de tratamiento de aguas residuales, basándose en territorios pertenecientes al municipio y en la distancia apropiada para evitar posibles inconvenientes o problemas ambientales. De esta manera se pueden prevenir posibles crisis de salubridad en la población, y se disminuye notablemente la cantidad de materia orgánica que actualmente se deposita.

1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE PUERTO WILCHES

1.1. GEOGRAFÍA MUNICIPAL

El municipio de Puerto Wilches posee una extensión territorial de 1539,16 km², de los cuales 105 Km² corresponden al área urbana y 1434 Km² al área rural. Adicionalmente la cabecera municipal se encuentra conformada por 17 corregimientos y 30 veredas, de acuerdo a lo reconocido por el Concejo Territorial y Municipal [1].

Ilustración 1. *Cabecera municipal del municipio de Puerto Wilches.*



Fuente: Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander.

1.2. POBLACIÓN

De acuerdo a los resultados reportados por el Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE) del censo realizado en el año 2005, el municipio de Puerto Wilches cuenta con una población total de 31.503 habitantes, de los cuales 15705 se encuentra en la cabecera municipal y 15.798 se encuentran en el área rural. [2].

Tabla 1. Censos realizados en el municipio de Puerto Wilches

AÑO CENSO	TOTAL POBLACIÓN	CABECERA	RESTO
1973	25798	5208	20590
1985	21049	8427	12622
1993	26846	11446	15040
2005	31503	15705	15798

Fuente: Departamento administrativo nacional de estadística (DANE).

1.3. CLIMA

El clima del municipio de Puerto Wilches se encuentra clasificado como húmedo, con poco o ningún déficit de agua durante la mayor parte del año, la temperatura oscila entre los 25 y 40° C°, actualmente el promedio es 33°C. [3].

2. DIAGNOSTICO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO Y EL SISTEMA DE VERTIMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES

2.1. SISTEMA EXISTENTE DE ALCANTARILLADO

El sistema de alcantarillado está compuesto por un sistema convencional combinado, donde las aguas lluvias y las residuales son recolectadas y transportadas por el mismo colector, razón por la cual su funcionamiento en época de lluvia es deficiente, pues algunos tramos no brindan la capacidad hidráulica suficiente, llegando al punto de rebose y causando molestias para la comunidad, ya que las aguas corren libremente por las calles. [4].

El sistema se encuentra en alto estado de deterioro y hace que su mantenimiento sea muy costoso. Igualmente, fue diseñado hace más de 30 años y desde entonces, solo se consideró la evacuación de aguas domésticas y no se contempló un sistema separado de manejo de aguas lluvias. [5].

Ilustración 2. *Pozo de inspección con rebose en época de aguas lluvias*



Fuente: Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander.

2.2. SISTEMA DE VERTIMIENTOS DE AGUAS RESIDUALES

2.2.1. Vertimientos puntuales

En el casco urbano del municipio, se localizan alrededor de cincuenta y dos (52) puntos de vertimiento puntuales hacia la Ciénaga Yarirí y al Río Magdalena, estos vertimientos aportan poca cantidad de carga contaminante pues son dados por las mismas viviendas de la zona.

En cuanto al vertimiento principal, este se realiza directamente en la ciénaga Yarirí, en inmediaciones de la planta de tratamiento de aguas residuales. Por otra parte la tubería de descarga es de 10 pulgadas de diámetro.

2.2.2. Vertimientos matadero municipal

El matadero municipal se encuentra localizado en inmediaciones a la estación de bombeo principal, este establecimiento cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales compacta que trata los efluentes generados durante las

actividades que allí se desarrollan. El efluente final del matadero es conducido y descargado en el emisario final del sistema de alcantarillado del Municipio.

De acuerdo a la localización de vertimientos realizada durante las inspecciones técnicas realizadas, se pudo establecer que la cantidad de carga contaminante es aportada en su totalidad por origen doméstico, de igual manera solo se identificó un vertimiento catalogado como industrial (matadero municipal).

3. CALCULO DE PARAMETROS INICIALES PARA EL PREDISEÑO

3.1. PROYECCION DE LA POBLACION

El método seleccionado para proyectar la población es el método geométrico, debido a que el municipio de Puerto Wilches muestra una importante actividad económica que genera un apreciable desarrollo. Además el municipio cuenta con importantes áreas de expansión.

La proyección geométrica depende de una constante de crecimiento que se calcula con la siguiente expresión

$$k = \frac{P_f}{P_i} \frac{1}{T_f - T_i} - 1$$

Dónde:

k =Constante de crecimiento poblacional.

P_f =Población final.

P_i =Población inicial.

T_f =Tiempo final.

T_i =Tiempo inicial.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación

Tabla 2. *Constantes de crecimiento geométrico*

CENSOS		k
Año	Población	
1973	5208	
1985	8427	0,040918758
1993	11446	0,039016857
2005	15705	0,026712107

Fuente: Autoría propia

Se elige la constante $k=0,02671$ debido a que es la constante calculada entre los dos últimos censos realizados, y presenta un cambio notable con respecto a las de los años anteriores, razón por la cual no se promediaron.

Ahora se procede a calcular la población para un periodo de 25 años contando a partir del año presente, el año 2014 con la siguiente ecuación.

$$P_f = P_i(1 + k)^{(T_f - T_i)}$$

Dónde:

T_i =Tiempo de último censo=2005

T_f =Tiempo final=2039

P_i =Población último censo=15705

P_f = Población final (año 2039).

Remplazando se tiene.

$$P_f = 15705 * (1 + 0,0267)^{(2039-2005)}$$

$$P_f = 38470 \text{ habitantes}$$

3.2. EQUIVALENTE POBLACIONAL

El equivalente poblacional se puede calcular con la siguiente ecuación.

$$E.P = acp * DBO_5$$

Dónde:

$E.P$ =Equivalente poblacional (kg/hab*d).

acp =Aporte per cápita (m³/hab*d).

DBO_5 =Demanda biológica de oxígeno (kg/m³)

El valor de acp sugerido por el director de proyecto es de 0,18 m³/hab*d, por otra parte el valor de DBO_5 para el agua de alcantarillado doméstica oscila entre 160 y 240 mg/L. Por sugerencia del director de proyecto se toma un valor de 220 mg/L que se traduce en 0,220 kg DBO_5 /m³

Remplazando los valores se obtiene.

$$E.P = 0,18 * 0,220 = 0,04 \frac{kgDBO_5}{hab * d}$$

3.3. CARGA ORGANICA

La carga orgánica se obtiene relacionando el equivalente poblacional con la población.

$$C.O = E.P * Pob$$

$$C.O = 0,04 * 38470 = 1538.8 \frac{kgDBO_5}{d}$$

3.4. CAUDAL MEDIO (Qm)

El caudal medio de aguas residuales se obtiene relacionando el aporte per cápita con la población.

$$Qm = acp * Pob$$

$$Qm = 0,18 * 38470 = 80,15 \frac{L}{s}$$

3.5. CARGA VOLUMETRICA

La carga volumétrica oscila entre 0,5 y 1 kgDBO5/m³*d, se toma por sugerencia del director de proyecto y es igual a:

$$C.V = 1 \frac{kgDBO5}{m^3 * d}$$

4. PREDISEÑO

4.1. TRATAMIENTO PRELIMINAR

4.1.1. Cribado grueso y fino

Las rejillas de cribado se clasifican según el tipo de limpieza, rejillas de limpieza manual y rejillas de limpieza mecánica, para este caso en particular debido a que la planta no es de gran tamaño se implementan rejillas de limpieza manual. Otro aspecto importante es el ángulo de inclinación de la rejilla el cual está entre 60° y 90°, por lo general se usa una inclinación de 60° para facilitar las labores de limpieza del operario, quien retira los sólidos retenidos con la ayuda de un rastrillo u otra herramienta similar. [6].

Ilustración 3. Rejilla de limpieza manual



Fuente: William Antonio Lozano Rivas. UNAD

Los criterios de diseño dependiendo del tipo de cribado ya sea grueso o fino se muestran a continuación en la siguiente tabla.

Tabla 3. Criterios de diseño en rejillas de cribado

Parámetro	Valor o Rango
Velocidad mínima de paso	0,6 m/s
Velocidad máxima de paso	1,4 m/s
Grado de colmatación estimado entre intervalos de limpieza	30%
Pérdida de cama máxima admisible	15 cm

Fuente: UNAD, Lozano-Rivas, Material de clase para las asignaturas de Tratamiento de Aguas Residuales, 2012.

Por otra parte el ancho de barrotes se clasifica de la siguiente manera.

Tabla 4. Tamaño y separación de barrotes en rejillas

Tipo de cribado	Separación entre barrotes(cm)	Diámetro barrotes(pulg)
Cribado fino	0,5-0,15	0,25-0,5
Cribado grueso	1,5-5	0,5-1

Fuente: UNAD, Lozano-Rivas, Material de clase para las asignaturas de Tratamiento de Aguas Residuales, 2012.

4.1.2. Cribado Fino

Para el cálculo del cribado fino se seleccionan los siguientes parámetros:

- Diámetro de barrotes: 1/4 “
- Separación entre barrotes: 1,2 cm
- Velocidad de paso entre barrotes: 0,8 m/s
- Grado de colmatación: 30%.
- Ancho de canal en la zona de rejillas: 1,2 m (Ancho del desarenador).
- Q: 0,081 m³/s.

Luego de haber seleccionado los parámetros de diseño procedemos a calcular el área del canal en la zona de rejillas con la siguiente ecuación

$$AR = Bc * \frac{L}{L + b} * \left(1 - \frac{G}{100}\right)$$

Ecuación 1. *Área del canal en la zona de rejillas. Fuente: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Lección número 8: Desbaste, Universidad nacional abierta y a distancia UNAD.*

Dónde:

AR = Área del canal en la zona de rejillas. (m²)

Bc = Ancho del canal en la zona de rejillas. (m)

L = Separación entre barrotes (m).

b = Diámetro de barrotes (m).

G = Grado de colmatación estimado entre intervalos de limpieza.(%).

Realizando el remplazo de cada termino obtenemos

$$AR = 1,2 * \frac{0.012}{0.012 + 0.006} * 1 - \frac{30}{100} = 0,56 m$$

Posteriormente se procede a calcular la profundidad de la zona de rejillas mediante la siguiente expresión.

$$P = Q * \frac{b + L}{1 - \frac{G}{100} * Vp * L * Bc}$$

Ecuación 2. Profundidad en la zona de rejillas. Fuente: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Lección número 8: Desbaste, Universidad nacional abierta y a distancia UNAD.

Dónde:

P =Profundidad en la zona de rejillas. (m)

Q =Caudal de aguas residuales (m³/s).

Vp =Velocidad de paso entre rejillas (m/s).

Remplazando de obtiene.

$$P = 0,080 * \frac{0,006 + 0,012}{1 - \frac{30}{100} * 0,8 * 0,012 * 1,2} = 0,18 m$$

Por otra parte la pérdida de carga en la zona de rejillas, (diferencia de altura de la lámina de agua antes y después del paso por la rejilla). Se puede calcular con la siguiente expresión

$$\Delta H = \frac{Vp^2}{9,81}$$

Ecuación 3. Profundidad en la zona de rejillas. Fuente: Lozano-Rivas, Material de clase para las asignaturas de clase de aguas residuales.2012

Dónde:

ΔH = Pérdida de carga en la zona de rejillas (m).

Vp =Velocidad de paso entre rejillas (m/s).

Remplazando de obtiene.

$$\Delta H = \frac{0,8^2}{9,81} = 0,07 \text{ m}$$

Por último el número de barrotes se calcula con la siguiente expresión.

$$N = \frac{Bc - L}{b + L}$$

Ecuación 4. Número de barrotes. Fuente: Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Lección número 8: Desbaste, Universidad nacional abierta y a distancia UNAD.

Remplazando los valores se obtiene.

$$N = \frac{1,2 - 0,012}{0,006 + 0,012} = 66 \text{ barrotes}$$

Generalmente la altura de la rejilla de cribado coincide con la altura del desarenador.

4.1.3. Cribado Grueso

Para el cálculo del cribado grueso se seleccionan los siguientes parámetros:

- Diámetro de barrotes: 1/2 “
- Separación entre barrotes: 2 cm
- Velocidad de paso entre barrotes: 0,8 m/s
- Grado de colmatación: 30%.
- Ancho de canal en la zona de rejillas: 1,2 m (Ancho del desarenador).
- Q: 0,081 m³/s.

Luego de haber elegido los parámetros de diseño realizamos el mismo proceso que se siguió para el cribado fino.

Área útil.

$$AR = 1,2 * \frac{0,02}{0,02 + 0,0125} * \left(1 - \frac{30}{100}\right) = 0,52 \text{ m}^2$$

Profundidad en la zona de rejillas.

$$P = 0,080 * \frac{0,0125 + 0,02}{\left(1 - \frac{30}{100}\right) * 0,8 * 0,02 * 1,2} = 0,20 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la zona de rejillas.

$$\Delta H = \frac{0,8^2}{9,81} = 0,07 \text{ m}$$

Número de barrotes.

$$N = \frac{1,2 - 0,02}{0,0125 + 0,02} = 36 \text{ barrotes}$$

4.1.4. Desarenador

En el desarenador, como su nombre lo indica se remueven partículas de arena y similares que tienen un peso específico cercano a $2,65 \text{ g/cm}^3$ y tamaños superiores a los $0,15 \text{ mm}$ de diámetro (cáscaras, semillas). Este tipo de partículas presentes, especialmente, en las aguas residuales urbanas y muy rara vez en las de tipo industrial, causan abrasión y daños en las tuberías y en otros equipos de la planta.

Ilustración 4. Desarenador



Fuente: Enrique Padilla Díaz Fuente:

<http://www.flickr.com/photos/qpadi/2109061728/in/photostream/>

Los parámetros necesarios para el diseño de un desarenador son:

- **Velocidad horizontal:** Es importante que la velocidad horizontal oscile entre $0,2 \text{ m/s}$ y $0,4 \text{ m/s}$, aunque generalmente se diseña con una velocidad de $0,3 \text{ m/s}$, para este caso en particular se toma dicha velocidad de $0,3 \text{ m/s}$.
- **Carga superficial:** Debido al tamaño de la planta y de la población, se sugiere por parte del director de proyecto una carga superficial de $700 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

4.1.4.1. Diseño del Desarenador

El primer paso a seguir en el proceso del diseño de un desarenador es calcular el área superficial, teniendo la carga superficial y el caudal medio con la siguiente expresión.

$$A_s = \frac{Q * 86,4}{C_s}$$

Dónde:

A_s =Área superficial (m²).

C_s =Carga superficial (m³/m²*d).

Q =Caudal de diseño (lps).

Remplazando se obtiene.

$$A_s = \frac{80,15 * 86,4}{700} = 9,89 \text{ m}^2$$

El siguiente paso es calcular el área transversal teniendo la velocidad horizontal y el caudal medio con la siguiente expresión.

$$A_t = \frac{Q * 0,001}{V_h}$$

Dónde:

A_t =Área transversal (m²).

Q =Caudal de diseño (lps).

V_h =Velocidad horizontal (m/s).

Remplazando se obtiene

$$A_t = \frac{80,15 * 0,001}{0,3} = 0,27 \text{ m}^2$$

Teniendo el área transversal se dimensiona el desarenador, se seleccionan las siguientes dimensiones.

$$b = 0,50 \text{ m}$$

$$h = 0,55 \text{ m Tirante hidráulico .}$$

Por último se calcula la longitud del desarenador con la siguiente ecuación.

$$L = \frac{As}{b}$$

Remplazando se obtiene.

$$L = \frac{9,89}{0,50} = 19,79 \text{ m}$$

Es importante realizar el chequeo para el caudal pico, que en este caso es de 87,76 lps. A continuación se repiten los pasos anteriores para el cálculo con el caudal pico.

Área superficial.

$$As = \frac{87,76 * 86.4}{700} = 10,58 \text{ m}^2$$

Área transversal.

$$At = \frac{80,15 * 0,001}{0,3} = 0,27 \text{ m}^2$$

$$b = 0,50 \text{ m}$$

$$h = 0,57 \text{ m Tirante hidráulico .}$$

Longitud del desarenador

$$L = \frac{10,58}{0,50} = 21,16 \text{ m}$$

Finalmente las dimensiones del desarenador quedan:

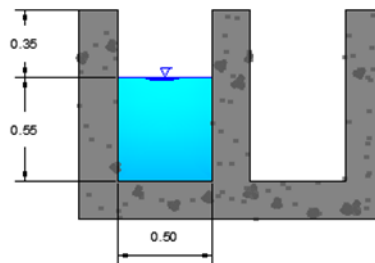
$$b = 0,50 \text{ m}$$

$$h = 0,55 \text{ m Tirante hidráulico .}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

El borde libre del desarenador se establece en 0,35 m de tal manera que se cumple el tirante hidráulico para el caudal pico. Por otra parte se deben construir como mínimo dos unidades de desarenador en paralelo por motivos de mantenimiento. En la figura 1 se muestra la sección transversal calculada para el desarenador.

Ilustración 5. Sección transversal desarenador

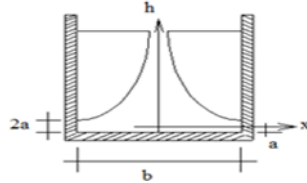


Fuente: Autoría propia. AUTOC

4.1.4.2. Vertedero de Salida del Desarenador

Es necesario controlar parámetros del flujo como lo son la velocidad y la profundidad, para ello se utiliza un vertedero de salida el cual garantiza una velocidad para este caso de 0,3 m/s. El tipo de vertedero que se usa es el sutro, el

cual controla la velocidad independientemente del caudal, su forma es parabólica y se calcula con las siguientes ecuaciones.



$$h = \frac{v^2 b^2}{8gx^2} ; x = \frac{vb}{2\sqrt{2gh}}$$

$$a = \frac{v^2}{2g}$$

Dónde:

h = Altura de la lamina de agua m .

v = Velocidad horizontal (m/s).

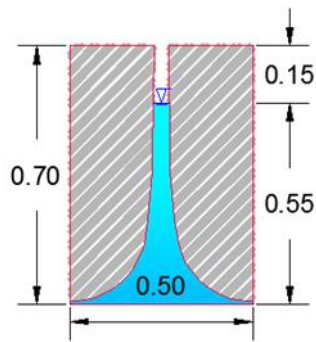
b = Base del desarenador m .

x = Valor en el eje x m .

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Remplazando diferentes valores de x y h se obtienen parejas de puntos los cuales definen la geometría del vertedero.

Ilustración 6. Sección vertedero sutro



Fuente: Autoría propia. AUTOCAD.

4.1.4.3. Vertedero de Entrega a Reactores UASB

El vertedero de entrega a los reactores UASB, es un vertedero rectangular doble ubicado 2 metros después del vertedero sutro. Se coloca debido a que el agua residual proveniente del desarenador se debe entregar a dos reactores. Se calcula con la siguiente expresión

$$H = \left(\frac{Q}{1,84 * L} \right)^2 \cdot 3$$

Dónde:

H =Altura del agua sobre el vertedero (m).

Q = Caudal de diseño (m³/s). = 0,04 m³/s

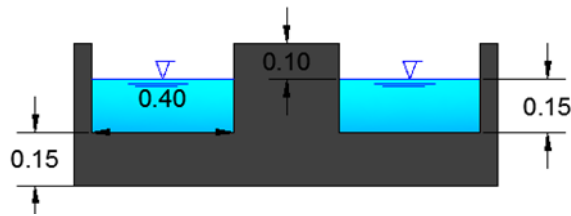
L = Longitud del vertedero (m) =0,4 m

Remplazando obtenemos la altura sobre el vertedero.

$$H = \left(\frac{0,04}{1,84 * 0,4} \right)^2 3 = 0,15 \text{ m}$$

Se establece un borde libre en el vertedero de 10 cm, el cual cumple la altura para caudal pico estimada en 0,15 m.

Ilustración 7. Sección vertedero de entrega a reactores UASB



Fuente: Autoría propia. AUTOCAD.

4.2. PRIMERA ETAPA DE TRATAMIENTO REACTOR ANAEROBICO DE FLUJO ASCENDENTE (UASB)

Para el tratamiento primario de las aguas residuales en la PTAR de Puerto Wilches se escoge un reactor tipo UASB debido a.

- Es ideal para trabajar en temperaturas tropicales. (>20°).
- El costo de operación es bajo, debido a la facilidad que tiene este mismo de ser operado.
- El consumo energético es bajo.
- La eficiencia de remoción de materia orgánica supera el 70%.

4.2.1. Diseño del Reactor

4.2.1.1. Volumen del Reactor.

Para calcular el volumen del reactor usamos la siguiente ecuación.

$$Vol = \frac{C.O}{C.V}$$

Dónde:

Vol =Volumen del reactor (m³).

$C.O$ =Carga orgánica (kgBDO5/d).

$C.V$ =Carga orgánica (kgBDO5/m³*d).

Los valores para la carga volumétrica y orgánica ya fueron calculados previamente, reemplazando obtenemos.

$$Vol = \frac{1538,8}{1} = 1538,8 \text{ m}^3$$

Debido a que el volumen obtenido es grande, se recomiendan construir dos unidades UASB.

4.3.1.2. Tiempo de retención hidráulico (TRH)

El tiempo de retención hidráulico se calcula de la siguiente manera.

$$TRH = \frac{Vol}{Q}$$

Dónde:

Vol =Volumen del reactor (m³).

Q =Caudal de diseño (m³/d).

Como se define la construcción de dos unidades, cada una abarcará la mitad del caudal de diseño

Remplazando obtenemos.

$$TRH = \frac{769.4}{3462.3} = 0,22 \text{ días} = 5,33 \text{ horas}$$

4.2.1.3 Eficiencia del Reactor

La eficiencia de un reactor UASB se puede definir dependiendo del tiempo de retención hidráulica, en la siguiente tabla se muestran los diferentes tiempos de retención hidráulica dependiendo de la temperatura.

Tabla 5. *Tiempos de retención hidráulicos en función de la temperatura*

TEMPERATURA (°C)	TRH promedio (horas)	TRH mínimo (horas)	TRH pico (horas)
< 20	-	-	-
20-23	10 - 14	7 - 9	3 - 5
23-26	7 - 9	5 - 7	3
>26	6	4	2.5

Fuente: Noyola y Morgan, 1997

Según ensayos de remoción de DBO y DQO en reactores UASB para temperaturas mayores a 26 °C, se obtienen tiempos de retención hidráulica entre 4 y 6 horas. Por otra parte las eficiencias obtenidas varían entre un 60% y 75%, por sugerencia del director de proyecto se define una eficiencia en el reactor UASB de 75%. [7].

4.2.1.4. Área Superficial

Para calcular el área superficial del reactor se usa la siguiente expresión.

$$A.S = \frac{Vol}{h}$$

Dónde:

$A.S$ =Área superficial (m²).

Vol =Volumen del reactor (m³).

h =Altura del reactor (m).

La altura del reactor se establece en 5 metros, y el volumen ya ha sido previamente calculado, reemplazando se obtiene.

$$A.S = \frac{769,4}{5} = 153,88 \text{ m}^2$$

Ahora se procede a dimensionar el reactor.

$L = 13m$

$Ancho = 13m$

$h = 5m$

4.2.1.5. Velocidad de ascenso

La velocidad de ascenso del agua residual en el reactor UASB está dada por la siguiente expresión.

$$Va = \frac{Vol}{TRH * A.S}$$

Dónde:

Va = Velocidad de ascenso (m/h).

TRH = Tiempo de retención hidráulica (h).

$A.S$ = Área superficial (m²).

Remplazando se obtiene.

$$Va = \frac{1538,8}{5,22 * 153,88} = 0,938 \frac{m}{h}$$

4.2.2. Tubería de Distribución

- **Tubería**

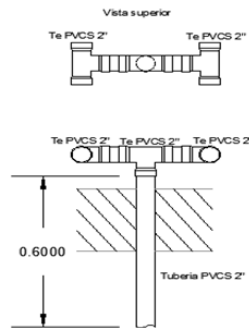
El sistema de distribución de efluentes está compuesto inicialmente por una tubería PVC de 12 “de diámetro, la cual entra por la pared a una altura de 2,5 m con respecto al fondo del reactor. Esta tubería entrega el afluente uniformemente en 26 puntos distribuidos uniformemente en el fondo del reactor.

- **Placa de distribución**

Luego de ser distribuida el agua residual en el fondo comienza el ascenso, pasando por una placa perforada con orificios de 2 pulgadas de diámetro, en los cuales se coloca una serie de accesorios de tubería PVC de 2 pulgadas,

buscando una distribución más uniforme del fluido, y a su vez crear más turbulencias en el flujo. A continuación en la figura 4 se muestran en detalle dichos accesorios.

Ilustración 8. *Detalle tubería de distribución de afluentes*

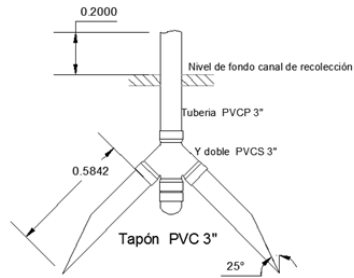


Fuente: Autoría propia. AUTOCAD.

4.2.3. Sistema de Recolección de Afluentes

Cuando el agua residual ya tratada termina su descenso, se recolecta el agua por medio de ocho canaletas de 0,20 m de base, por las cuales ingresa el agua por la parte inferior a través de orificios de 3 pulgadas de diámetro ubicados a lo largo de la canaleta, con una separación de 0,20 m de centro a centro. Por los orificios ingresa un sistema de accesorios de PVC de 3" conectados como se muestra a continuación.

Ilustración 9. Detalle tubería de recolección de efluentes



Fuente: Autoría propia. AUTOCAD.

Con la forma de la tubería en Y invertida, se busca tener mayor retención de posibles partículas sólidas que no han sido sedimentadas durante el descenso en el reactor UASB. Por otra parte las tuberías que conforman la Y invertida tienen un ángulo de 25° con respecto a la vertical, debido a que se quiere prevenir la entrada de posibles partículas que no han sido sedimentadas.

Por último las aguas residuales recolectadas por las canaletas son llevadas a un canal de recolección principal el cual tiene 0,6 m de base y posteriormente son conducidas al filtro anaeróbico.

4.2.4. Sistema de Extracción de Biogás

Con la forma de la tapa del reactor UASB en forma de campana, se busca que el biogás producido durante el proceso de degradación de la materia orgánica sea recolectado hacia el techo del reactor donde se ubica una tubería PVC presión de 3 pulgadas de diámetro. Posteriormente el biogás pasa por una serie de filtros antes de ser conducido hacia las cámaras de quemado.

El primer filtro por el que pasa el biogás es un separador de lodos, el cual ofrece una oposición a las posibles partículas sólidas que contenga el biogás

sedimentándolas y permitiendo el paso del gas. El director de proyecto de grado propone, como segundo paso para el mejoramiento del gas llevado a las cámaras de quemado, un sistema conformado por un cilindro de 30 cm de diámetro, el cual es llenado con viruta de hierro, buscando retener una cantidad considerable de H₂S el cual oxida el hierro.

Luego de haber pasado por dichos filtros, el gas es llevado a un separador de condensados, el cual busca separar las posibles gotas de agua contenidas en el gas. Como paso final el biogás es conducido a las cámaras de quemado.

4.2.5. Sistema de Purga de Lodos

Se recomienda que el nivel de lodos en el reactor se mantenga aproximadamente en la mitad de la altura del reactor, para garantizar dicha altura se deben colocar diferentes puntos de muestreo de lodos a diferentes alturas y en diferentes puntos del reactor. Por otra parte las válvulas de purga deben estar por debajo del nivel de lodos como mínimo 1m. Además de esto el diámetro de la tubería debe ser mayor a una pulgada. [8]. (Noyola y Morgan 1997).

El sistema para la purga de lodos de la PTAR de Puerto Wilches está compuesto por un sistema de tubería de 3 pulgadas de diámetro que se descompone en tres ramales en forma de espina de pescado. Cada uno de estos ramales drena un área de manera uniforme en 6 puntos. Por otra parte la altura a la que se encuentra la tubería dentro del reactor es 1,5 m con respecto al fondo del mismo. Los tres ramales son controlados cada uno por válvulas de compuerta de 2 pulgadas.

Formula. La velocidad del lodo en la tubería se puede calcular con la siguiente fórmula.

$$v = \frac{2 * P}{\rho_1 + \rho_2}$$

Fuente: Diseño PTAR rio frio.

Dónde.

v =Velocidad de salida del lodo. (m/s).

P =Cabeza de energía por encima de las válvulas de purga.

ρ_1 =Densidad del agua sobre el manto de lodos (Kg/m³).

ρ_2 =Densidad del lodo. (Kg/m³).

La densidad del agua se asume como 1000 kg/m³ y la del lodo 1020 kg/m³, reemplazando se obtiene. Por otra parte como la tubería de purga se coloca a 1,5 m con respecto al fondo del reactor y se debe tratar de mantener el nivel de lodos en la mitad de la altura del reactor (2,5m), la cabeza de energía por encima de las válvulas es 1m.

$$v = \frac{2 * 1}{1000 + 1020} = 0,03 \text{ m/s}$$

Ahora el caudal que transportan las tuberías cuyo diámetro es 3 pulgadas, se calcula a continuación.

$$Q = 0,03 * \frac{\pi * 0,075^2}{4} = 0,00013 \frac{m^3}{s}$$

Luego de haber sido extraído el lodo es conducido a los lechos de secado.

4.2.6. Lechos de Secado

La existencia de lechos de secado es muy importante en el sistema, ya que dependiendo de ellos se podrá o no realiza purga de lodos.

A continuación se muestra el proceso de diseño de los lechos de secado.

- **Carga de sólidos en suspensión del lodo. (Ms)**

La carga de sólidos en suspensión en el lodo se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$M_s = P_{ob} * P_{lh}$$

Dónde:

M_s =Carga de sólidos en suspensión. (Kgss/d).

P_{ob} =Población (habitantes).

P_{lh} =Producción de lodos por habitante. (gss/hab*d).

La producción de lodos por habitante oscila entre 12 y 18 gss/hab*d, para este caso se toma el promedio de dichos valores. (15 gss/hab*d). [8].

Remplazando los valores se obtiene.

$$M_s = 38470 * 15 = 577050 \text{ gss/d} = 577,05 \text{ kgss/d}$$

- **Caudal de lodos**

El caudal de lodos se calcula con la siguiente expresión.

$$Q_S = P_{ob} * p_{vpl}$$

Dónde:

Q_S =Caudal de flujo de lodos. (Lt/d).

p_{vpl} =Producción volumétrica per cápita. (Lt/hab*d).

El valor de p_{vpl} oscila entre 0,2 y 0,6 L/hab*d, para este caso se toma el promedio de dichos valores. (0,4 L/hab*d). [9].

Remplazando valores se obtiene.

$$Q_S = 38470 * 0,4 = 15388 \frac{L}{dia} = 15,388 m^3/d$$

- **Tiempo de secado de lodos**

El tiempo de secado de lodos es la suma del tiempo de secado más el tiempo de limpieza.

$$T = T_S + T_L$$

El tiempo de secado se establece en 15 días y el tiempo de limpieza en 5 días. [10].

$$T = 20 \text{ días}$$

- **Volumen de lodos**

El volumen de lodos resulta de relacionar el caudal de lodos con el tiempo de secado.

$$V_S = Q_S * T$$

Dónde:

V_S =Volumen de lodos (m³/ciclo).

Remplazando se obtiene.

$$V_S = 15,388 * 20 = 307,76 \frac{m^3}{ciclo}$$

- **Área de lechos de secado**

Por último se calcula el área de lechos de secado con la siguiente expresión.

$$A = \frac{M_S * T}{SLR}$$

Dónde:

A =Área de lechos de secado (m²).

SLR =Tasa de carga de sólidos. (15kgTS/m²). [13].

Remplazando se obtiene.

$$A = \frac{577,05 * 20}{15} = 769,4 m^2$$

Se decide construir 5 lechos de secado de 9x18 m.

Por último calculamos la altura del lodo en cada lecho.

$$H_s = \frac{V_s}{A} = \frac{307,76 / 5}{769,4 / 5} = 0,4 \text{ m}$$

4.3. SEGUNDA ETAPA DE TRATAMIENTO

4.3.1. Filtro anaeróbico de flujo ascendente (FAFA)

En el caso de los filtros anaeróbicos aplicados al post-tratamiento de efluentes provenientes de reactores anaeróbicos, los criterios de diseño y parámetros son muy escasos. Los resultados de estudios desarrollados por el programa brasileño de investigación en saneamiento básico, PROSAB, usando filtros anaeróbicos llenos con grava para el trato de efluentes provenientes de tanques sépticos y reactores UASB.

El filtro anaeróbico de flujo ascendente se selecciona debido a:

- Fácil operación y mantenimiento.
- Consumo de energía nulo.
- No requiere personal especializado para su mantenimiento.
- Los filtros anaeróbicos pueden ser operados en un rango de temperatura de 25-40°C.

El filtro anaeróbico usa la grava como medio de soporte de crecimiento de microorganismos, para el caso de la PTRAR de Puerto Wilches se usan los siguientes componentes.

- **Lecho de grava**

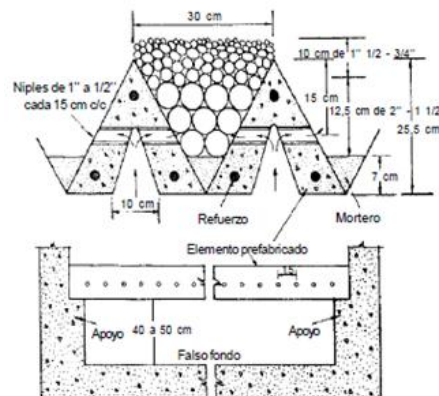
El lecho de grava está compuesto por dos capas de 50 cm, la primera con grava de tamaño 2 pulgadas y la segunda con grava de 1 pulgada de tamaño.

- **Falso fondo**

El falso fondo escogido para este caso consiste en una serie de viguetas triangulares prefabricadas, las cuales tienen orificios a lo largo de su longitud cada 10 cm de centro a centro. Por lo general los orificios tienen un diámetro de $\frac{3}{4}$ de pulgada y a través de ellos pasan niples de acero galvanizado, por los cuales ingresa o sale el agua dependiendo del proceso que se lleve a cabo.

El ancho de las viguetas depende del tamaño de la planta 0,15 m para plantas pequeñas y 0,30 para plantas de mediano tamaño. Para la PTAR de Puerto Wilches se escogen viguetas de 0,3 m de ancho. En la figura 6 se muestra el detalle de la vigueta prefabricada.

Ilustración 10. *Vigueta prefabricada perforada*



Fuente: Sistema de filtración de tasa declinante, Marcos Von Sperling & Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions

- **Sistema de distribución de afluentes**

El sistema de distribución de afluentes consiste en una tubería que entra por la parte inferior donde se sitúa el falso fondo del filtro, a una altura de 0,20 m con respecto de éste. La tubería se divide en seis ramales los cuales distribuyen el agua residual en 36 puntos uniformemente, para luego comenzar el ascenso a través de las viguetas perforadas.

- **Sistema de recolección de efluentes**

Está conformado por cuatro canales de base 0,20 m en las cuales se vierte el agua que asciende, dichas aguas son conducidas a un canal común a las dos unidades.

4.3.1.1 Diseño del Filtro anaeróbico de Flujo Ascendente

El uso de filtros anaeróbicos para el tratamiento de aguas residuales domésticas se intentado principalmente para el trato de efluentes de tanques sépticos y reactores UASB.

En esta configuración, las principales consideraciones de diseño se describen a continuación.

- **Área**

El área total para el sistema se divide en dos debido a la existencia de dos reactores UASB, por sugerencia del director de proyecto el área para transversal y la altura para el filtro anaeróbico se definieron así:

$$Largo(L) = 13 \text{ m}$$

$$Ancho(a) = 5 \text{ m}$$

$$Altura (h) = 3 \text{ m}$$

- **Tiempo de retención hidráulico**

El tiempo de retención se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$t = \frac{Vol}{Q_m/2}$$

Dónde:

t =Tiempo de retención (dias)

Vol = Volumen del filtro anaeróbico.

Q_m =Caudal medio (m³/d).

Remplazando se obtiene.

$$t = \frac{13 * 6 * 3}{6924,6/2} = 0,068 \text{ días} = 1,63 \text{ horas}$$

- **Tasa de carga hidráulica**

La tasa de carga hidráulica se refiere al volumen de agua residual aplicada diariamente por unidad de área al material filtrante, y es calculada por la ecuación

$$HLR = \frac{Q_m}{A}$$

Dónde:

HLR = Tasa de carga hidráulica ($m^3/m^2 \cdot día$)

Q_m = Caudal medio ($m^3/día$)

A = Área transversal del lecho filtrante (m^2).

Remplazando se obtiene

$$HLR = \frac{6924,6/2}{13 * 6} = 44,39 \frac{m^3}{m^2 * d}$$

- **DBO del afluente (S_o)**

El DBO efluente se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$s_o = DBO_{afluente} * (1 - E)$$

Dónde:

$DBO_{afluente}$ = 0.220(Kg*DBO5/ $m^3 \cdot día$)

S_o =DBO efluente (Kg*DBO5/ $m^3 \cdot día$)

E =eficiencia del reactor UASB: 75%.

Remplazando se obtiene.

$$s_o = 0,220 \cdot 1 - 0,75 = 0,055 \frac{kg * DBO_5}{m^3 * dia}$$

- **Tasa de carga orgánica volumétrica**

La tasa de carga orgánica volumétrica se refiere a la carga de materia orgánica aplicada diariamente por unidad de volumen del material filtrante, y es calculada por la siguiente ecuación.

$$L_V = \frac{Q * S_o}{V}$$

Dónde:

L_V =Tasa de carga orgánica (Kg*DBO5/m³*día)

S_o =DBO efluente (Kg*DBO5/m³*día)

V =Volumen del filtro anaeróbico (m³)

Remplazando los valores se obtiene.

$$L_V = \frac{6924,6/2 * 0.055}{13 * 6 * 3} = 0.814 \frac{Kg * DBO5}{m^3}$$

- **Eficiencia**

La eficiencia esperada para los filtros anaeróbicos pueden ser calculadas con la siguiente fórmula.

$$E = 100 * 1 - 0.87 * t^{0.50}$$

Dónde:

E =Eficiencia de filtro anaeróbico (%)

t = tiempo de retención hidráulico (día)

Remplazando se obtiene.

$$E = 100 * 1 - 0.87 * 1,63^{0.50}$$

$$E = 77,13 \%$$

4.3.2. Sistema de Biodiscos

El sistema de biodiscos en la PTAR de puerto Wilches se selecciona debido a:

- No existen problemas de ruido.
- Con el sistema de biodiscos se eliminan problemas de malos olores.
- No se requiere retro lavado.

4.3.2.1. Diseño del Sistema de Biodiscos

EL diseño de este sistema es relativamente nuevo, por lo que el diseño se rige por una serie de parámetros fijos .A continuación se muestran los criterios de diseño para el cálculo de un sistema de biodiscos.

Tabla 6. *Criterios de diseño de biodiscos*

Criterio	Parámetro o Rango	Valor Tomado
Carga superficial(m ³ /m ² *h)	0.008-0.16	0.084
Carga orgánica (g*DBO/m ² *d)	3.70-9.80	6.75
Velocidad del disco (m/sg)	9.0-18.0	-
Diámetro (m)	2.0-3.0	-
Sumergencia (%)	50-80	60
Volumen optimo (m ³ /m ²)	0.00049	-
Tiempo de retención(horas)	1.44	-

Fuente: Ingeniería de aguas residuales tratamiento, vertido y reutilización (tercera edición), volumen I, METCALF Y EDDY

- **Carga orgánica**

El valor de carga orgánica tomado según los parámetros de diseño es 6,72 gDBO5/m2*d y se traduce en 0,00672 kgDBO5/m2*d.

- **Cantidad de DBO5 del efluente**

La cantidad de DBO5 del efluente, es la que queda luego de la degradación de materia orgánica en el filtro anaeróbico el cual tiene una eficiencia de 77%. A continuación se calcula.

$$DBO_{efluente} = DBO_{afluenteUASB} * (1 - E)$$

Dónde:

$DBO_{efluente}$ =Cantidad de DBO que contienen el agua residual que llega al sistema de biodiscos. (kgDBO5/m3*d).

$DBO_{afluenteUASB}$ =Cantidad de DBO que contiene el agua residual proveniente del reactor UASB (kgDBO5/m3*d).=0,055 kgDBO5/m3*d

E =Eficiencia del reactor anaeróbico.(%)

Remplazando valores se obtiene

$$DBO_{efluente} = 0,055 * 1 - 0,77 = 0,0127 \frac{KgDBO5}{m3 * d}$$

- **Area de los biodiscos**

Para calcular el área de los biodiscos se usa la siguiente expresión.

$$A = \frac{Q_m * DBO_{soluble}}{C.O}$$

Dónde:

A = Área de los biodiscos (m²)

Q_m = Caudal medio (m³/día)

$DBO_{soluble}$ = DBO (Kg*DBO₅/m³)

$C.O$ = Carga orgánica. (kgDBO₅/m²*d). = 0,00672 kgDBO₅/m²*d.

Reemplazando valores se obtiene.

$$A = \frac{6924,6 * 0,0127}{0,00672} = 14105,67 \text{ m}^2$$

Para obtener el número de biodiscos necesario se seleccionan en el catálogo de la línea oxidisc B290 de la empresa TOTAGUA, el disco de referencia B-290-45-1 el cual tiene un área correspondiente a 4770 m². Debido a que el área es 14105,67 m² se toman tres biodiscos, los cuales suman un área de 14310 m².

El sistema de biodiscos de la PTAR de Puerto Wilches se dispone en dos etapas, en la primera etapa se colocan dos biodiscos en paralelo, los cuales entregan el agua ya tratada a la segunda etapa conectada en serie con la primera etapa. La segunda etapa conformada por un biodisco. Cada etapa se comunica por medio de escotaduras hechas en las paredes de cada caja contenedora del biodisco.

Posteriormente el agua residual tratada es entregada al sistema de filtración de tasa declinante.

4.3.3. Sistema de Filtración de Tasa Declinante

Un sistema de filtración se compone por una serie de filtros, intercomunicados entre sí por un canal de distribución de afluentes y un falso fondo en el cual se recolectan las aguas ya decantadas en cada unidad de filtración.

Generalmente cada filtro tiene como materiales filtrantes grava, arena y carbón mineral de antracita. Para este caso se suprime la arena, ya que dicho material se utiliza en plantas de tratamiento de agua potable y no en plantas de tratamiento de agua residual, además se aumenta la carrera de lavado del filtro se aumenta (Tiempo entre cada lavado del filtro).

El sistema de filtración se escoge para la PTAR de Puerto Wilches por las siguientes razones.

- **Menor área:** El sistema de filtración de tasa declinante comparado con otros sistemas de tratamiento secundario como por ejemplo, las lagunas sub-superficiales, reducen considerablemente el área necesaria para su funcionamiento.
- **Calidad del agua:** Se asume teóricamente por las eficiencias de los sistemas previos por los cuales ha pasado el agua residual que un alto porcentaje de materia orgánica ha sido removido por lo cual el proceso de filtración es ideal para este caso, ya que sería el último paso para el mejoramiento de la calidad del agua entregada a la fuente hídrica, y se buscaría remover las partículas sobrantes que no han podido ser removida en las fases anteriores.
- **Facilidad de lavado:** El lavado es una parte muy importante de este proceso ya que los materiales filtrantes suelen tener taponamientos debido a los sólidos retenidos. El lavado en un sistema de filtración se realiza con el mismo flujo de agua que pasa a través de las otras unidades de filtración.

4.3.3.1 Diseño del Sistema de Filtración

Antes de empezar a calcular se definen los materiales de filtración, en este caso se escoge grava de 1" con un espesor de 30 cm y carbón mineral de antracita con un espesor de 50 cm.

- **Área de cada filtro**

El primer paso para el diseño de un sistema de filtración es calcular el área de los filtros, dicha área se calcula con la siguiente expresión.

$$Af = \frac{Q \cdot 60}{VL} \text{ Dónde:}$$

Af = Área para cada filtro.

Q = Caudal de diseño (m³/s).

VL = Velocidad ascensional (m/min).

El área de la caja de un filtro debe ser tal que al pasar todo el caudal del sistema por un filtro, se produzca una velocidad ascensional (VL) apropiada para expandir en 30% el lecho filtrante. La velocidad ascensional generalmente usada es 0,7 m/min.

Remplazando en la fórmula obtenemos.

$$Af = \frac{0,08 \cdot 60}{0,7} = 6,86 \text{ m}^2$$

Dimensionando el filtro queda.

$$Largo = 3 \text{ m}$$

$$Ancho = 2,4 \text{ m}$$

- **Área total de filtración**

EL siguiente paso es calcular el área total de filtración requerida para el sistema, se obtiene relacionando el caudal de diseño con la velocidad de filtración de la siguiente manera.

$$At = \frac{Q \cdot 86400}{Vf}$$

Dónde:

A_t =Área total de filtración (m²).

Q =Caudal de diseño (m³/s).

V_f =Velocidad de filtración (m³/m²*d).

El criterio de diseño para seleccionar la velocidad de filtración se muestra a continuación.

Tabla 7. Tasas usuales de filtración en función del nivel de operación

Discriminación		Tasa de filtración(m ³ /m ² /día)
Filtración rápida descendente con tasa declinante		
a	De agua decantada, en medio filtrante único de arena con tamaño efectivo (T.E.) de 0.50 a 0.60 mm y espesor alrededor de 0.80 metros.	120-150
b	De agua floculada o prefloculada, en medio filtrante grueso y único, con espesor superior a un metro y uso de polímero como auxiliar (filtración directa).	240-360
c	De agua decantada en medio filtrante doble, con espesor total inferior a 0.80 metros y buen nivel de operación y mantenimiento.	240-360

Fuente: Sistema de filtración de tasa declinante, Marcos Von Sperling & Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions

La velocidad de filtración se selecciona dependiendo del espesor del lecho filtrante, en este caso el lecho filtrante tiene un espesor de 0,80 m por lo cual se selecciona una velocidad que oscila en un rango de 240 m²/m³*d a 360 m²/m³*d, se selecciona una velocidad de 252 m²/m³*d.

Teniendo los valores correspondientes se realiza el remplazo.

$$At = \frac{0.08 * 86400}{252} = 27,43 \text{ m}^2$$

- **Número de unidades de filtración**

El número de unidades de filtración se obtiene con la siguiente expresión

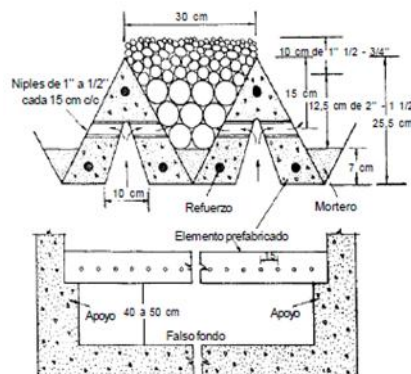
$$N = \frac{At}{Af} = \frac{27,43}{6,86} = 4 \text{ unidades}$$

- **Drenaje**

El drenaje escogido para este caso consiste en una serie de viguetas triangulares prefabricadas, las cuales tienen orificios a lo largo de su longitud cada 10 cm de centro a centro. Por lo general los orificios tienen un diámetro de $\frac{3}{4}$ de pulgada y a través de ellos pasan niples de acero galvanizado, por los cuales ingresa o sale el agua dependiendo del proceso que se lleve a cabo.

El ancho de las viguetas depende del tamaño de la planta 0,15 m para plantas pequeñas y 0,30 para plantas de mediano tamaño. Para la PTAR de Puerto Wilches se escogen viguetas de 0,3 m de ancho.

Ilustración 11. *Drenaje en viguetas prefabricadas*



Fuente: Marcos Von Sperling & Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions

Las viguetas se colocan en la dirección más larga del filtro es decir que la longitud de las viguetas es 3 m.

- **Altura del vertedero de salida en el proceso de lavado**

Para determinar la altura a la que debe ir el vertedero de salida que recolecta las aguas del lavado del filtro se deben calcular las pérdidas que se producen durante el lavado de un filtro.

- Pérdidas en los orificios de drenaje.

Para calcular las pérdidas en los orificios usamos la siguiente expresión.

$$H_{fo} = \frac{Q_o^2}{2g * CdA_o^2}$$

Dónde.

H_{fo} = Pérdida de carga en los orificios (m).

Q_o = Caudal de un orificio (m³/s).

Cd = Coeficiente de descarga de los orificios=0,65.

A_o = Área de cada orificio.

Primero se calcula el número de orificios de la siguiente manera:

$$n = \frac{L}{S}$$

Dónde:

n =Número de orificios.

L =Longitud de vigueta (m).

S =Separación entre orificios (m).

Remplazando

$$n = \frac{3 * 2}{0,1} * 8 \text{ viguetas} = 480 \text{ orificios}$$

Ahora calculamos el caudal por orificio.

$$Q_o = \frac{Q}{n} = \frac{0,08}{480} = 0,00017 \frac{m^3}{s}$$

Para calcular el área de un orificio definimos el diámetro, en este caso se elige 3 /4 de pulgada (0.0075 m).

$$A_o = \frac{\pi * D^2}{4} = \frac{\pi * (0.0075)^2}{4} = 0.00028 m^2$$

Podemos ahora calcular la perdida de carga en los orificios.

$$H_{fo} = \frac{0,00017^2}{2 * 9,81 * 0,65 * 0,00028^2} = 0,045 m$$

- Pérdidas en el lecho de grava.

Para calcular las pérdidas en un lecho de grava usamos la fórmula.

$$H_{f1} = \frac{V_f^2}{L1}$$

Ecuación 5. Pérdida de carga en un lecho filtrante. Fuente: CEPIS 15, Arboleda, Valencia 1973.

Dónde:

H_{f1} =Pérdida de carga en el lecho de grava.

V_f =Velocidad de filtración (m/min)

$L1$ =Longitud del lecho en metros.

Reemplazando obtenemos.

$$H_{f1} = \frac{\left(\frac{252}{1440}\right)^2}{0.3} = 0,0175 m$$

- Pérdidas en el lecho de antracita

Para calcular la pérdida de carga en la antracita usamos la siguiente ecuación.

$$Hf3 = 1 - \varepsilon_0 * \frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} * L$$

Dónde:

$Hf3$ = Pérdida de carga en la antracita (m).

ε_0 = Porosidad de la antracita limpia.=0.45

ρ_s = Densidad de la antracita (g/cm3).=1.5

ρ_a = Densidad del agua (g/cm3).=1

L =Espesor del lecho (m).=0.30

Reemplazando se obtiene.

$$Hf3 = 1 - 0,45 * \frac{1,5 - 1}{1} * 0,3 = 0,14 \text{ m}$$

- Espesor de la antracita expandida.

Para calcular el espesor de la antracita expandida usamos la siguiente formula.

$$E = \frac{(\varepsilon_e - \varepsilon_0)}{(1 - \varepsilon_e)} * 100$$

Dónde:

E =Porcentaje de expansión de la antracita (%).

ε_e =Porosidad expandida de la antracita =0,58 (Hallada experimentalmente).

ε_0 =Porosidad de la antracita limpia= 0,45

Remplazando se obtiene.

$$E = \frac{(0,58 - 0,45)}{(1 - 0,58)} * 100 = 30\%$$

Ahora la longitud expandida de la antracita la calculamos de la siguiente manera.

$$L_e = L (1 + E) = 0,50 * (1 + 0,3) = 0,65 \text{ m}$$

Para finalizar la altura del vertedero de salida de lavado con respecto al inicio del espesor de antracita es iguala a la suma de las pérdidas del lavado junto con la longitud del lecho expandido y más una cabeza de seguridad que se establece de 0,30 m.

$$V_{\text{salidalavado}} = 0,20 + 0,65 + 0,30 = 1,15 \text{ m}$$

- **Altura del vertedero de salida en el proceso de filtración**

La diferencia de altura del vertedero de salida que recolecta las aguas ya decantadas, con respecto al nivel en el filtro, es iguala a la suma de las pérdidas durante el lavado más una cabeza de seguridad de 0,15 m. sugerida por el director de proyecto.

$$V_{\text{salidalavado}} = 0,20 + 0,15 = 0,35 \text{ m}$$

- **Vertedero de entrega a tubería de alcantarillado**

La altura en el vertedero se calcula con la fórmula ya mencionada anteriormente.

$$H = \left(\frac{Q}{1,84 * L} \right)^2 \cdot 3$$

Se define una base para el vertedero de 0,8 m con contracciones de 0,10 m y un borde libre de 10 cm, el caudal que recibe es el Qdiseño total. Remplazando en la ecuación obtenemos.

$$H = \left(\frac{0,08}{1,84 * 0,8} \right)^2 \cdot 3 = 0,14 \text{ m}$$

- **Tubería de entrega final**

La tubería a la cual son entregadas las aguas provenientes del proceso de filtración de tasa declinante, es una tubería de alcantarillado de 18 pulgadas que conduce el agua a flujo libre. Por Manning se calcula la profundidad hidráulica y la velocidad que tendrá el flujo. En la tabla 8 se muestra el procedimiento que se llevó a cabo para seleccionar la tubería.

Tabla 8. Selección del diámetro de la tubería de salida del sistema de filtración

D(Pulgadas)	D(Metros)	y(m)	Teta(Rad)	A(m ²)	P(m)	R(m)	V(m/s)	Q(m ³ /s)
16,00	0,40	0,11	2,21	0,03	0,44	0,06	1,77	0,05
18,00	0,45	0,14	2,32	0,04	0,52	0,08	2,01	0,08
21,00	0,53	0,13	2,08	0,04	0,55	0,08	2,00	0,08

Fuente: Autoría propia

4.4. PERFIL HIDRAULICO DEL SISTEMA

Es importante calcular las pérdidas de carga en el sistema para conocer la ubicación en la que se debe colocar cada componente de la PTAR, para así garantizar que la energía disponible sea la necesaria para la llegada del flujo de un sistema a otro. Por otra parte si la cabeza de energía sobrepasa mucho más la requerida se pueden presentar problemas de ahogamiento en los componentes de la planta.

4.4.1. Pérdidas Desarenador-UASB

Las pérdidas de carga entre el desarenador son básicamente las generadas por la tubería de distribución que conduce las aguas desde el desarenador al UASB.

Primero se calculan las pérdidas por tubería y accesorios con la ecuación de Hazzen-Williams.

Luego se calculan las pérdidas en los orificios de la placa de distribución inferior del reactor UASB con la siguiente ecuación.

$$H_{fo} = \frac{Q_o^2}{2g * CdAo^2}$$

Dónde.

Hfo= Pérdida de carga en los orificios (m).

Qo= Caudal de un orificio (m³/s).

Cd= Coeficiente de descarga de los orificios=0,65.

Ao= Área de cada orificio.

Luego por sugerencia del director de proyecto se supone una pérdida de energía durante el ascenso en el reactor UASB de 10 cm debido a la dificultad para calcular las pérdidas durante este proceso.

Ver anexo. # 1. Pérdidas Desarenador-UASB.

4.4.2. Pérdidas UASB-Filtro Anaeróbico

Las pérdidas de carga en el tramo comprendido entre el UASB y el filtro anaeróbico, corresponden a la suma de las pérdidas en la tubería, las pérdidas en los orificios del falso fondo de viguetas prefabricadas y las pérdidas en el lecho de grava.

Las pérdidas en la tubería se calculan por Hazzen-Williams y las pérdidas en los orificios se calculan con la ecuación mencionada anteriormente. Por otra parte las pérdidas en el lecho de grava, se pueden calcular con la siguiente ecuación.

Ecuación 5. Pérdida de carga en un lecho filtrante

$$Hf1 = \frac{Vf^2}{L1}$$

Fuente: CEPIS 15, Arboleda, Valencia 1973.

Dónde:

Hf1=Pérdida de carga en el lecho de grava.

Vf=Velocidad de filtración (m/min)

L1=Longitud del lecho en metros.

Dónde:

Hf1 =Pérdida de carga en el lecho de grava.

Vf =Velocidad de filtración (m/min)

L1 =Longitud del lecho en metros.

Ver anexo. # 2.Pérdidas UASB- Filtro anaeróbico.

4.4.3. Pérdidas Filtro Anaeróbico-Biodiscos

Las pérdidas en este tramo son las pérdidas generadas en la tubería que comunica el filtro anaeróbico con el sistema de biodiscos.

Ver anexo. # 3.Pérdidas Filtro anaeróbico-Sistema de biodiscos.

4.4.4. Pérdidas Biodiscos-Sistema de Filtración de Tasa Declinante

Las pérdidas en este tramo son las pérdidas generadas en la tubería que comunica el sistema de biodiscos con el sistema de filtración de tasa declinante.

Ver anexo. # 4.Pérdidas Sistema de biodiscos-Sistema de filtración.

CONCLUSIONES

- Inicialmente la demanda biológica de oxígeno de las aguas residuales, se estima en 220 mgDBO5/L, luego de haber sido tratadas dichas aguas, se supone teóricamente que la DBO5 se reduce hasta un 4,43%. La eficiencia del reactor UASB se asume como 75%, la del filtro anaeróbico como 77% y la del sistema de biodiscos, basándose en el rango en el cual puede variar la eficiencia se toma un valor promedio de 77%.
- El sistema de filtración de tasa declinante es la mejor opción como tratamiento final, ya que otros sistemas requieren más área y mantenimiento, aumentando así el costo del proyecto.
- Basado en la distribución de costos realizada para un periodo de diseño de 25 años asumiendo que el gobierno financia el 100% del costo de la construcción, la comunidad se encarga del costo de operación y mantenimiento, se obtiene una cuota mensual de \$ 234 pesos por mes, lo que quiere decir que es factible económicamente.
- Basando en los planos de alcantarillado se propone ubicar la PTAR a 900 m al norte de la cabecera municipal, teniendo en cuenta que en dicho punto se facilite la entrega de las aguas residuales ya tratadas al Rio Magdalena. Por otra parte existe una vía cerca al punto escogido la cual facilitaría el acceso a la PTAR.

REFERENCIAS

[1] Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander, Generalidades del municipio de Puerto Wilches: Geografía municipal.

[2] Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander, Generalidades del municipio de Puerto Wilches: Población.

[3] Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander, Generalidades del municipio de Puerto Wilches: Clima.

[4] Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander, Diagnóstico del sistema de alcantarillado y vertimientos de aguas residuales

[5] Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander, Diagnóstico del sistema de alcantarillado y vertimientos de aguas residuales

[6] Universidad nacional abierta y a distancia UNAD, Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Lección número 8: Desbaste,. Disponible en: http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358039/ContenidoLinea/leccion_8_desbaste.html.

[7] Noyola y Morgan 1997, Especificaciones PTAR Río Frio, Criterios de diseño reactor UASB.

[8] Marcos Von Sperling and Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions, Lechos de secado: producción de lodos, Department of Sanitary and Environmental Engineering Federal University of Minas Gerais, Brazil

[9] Marcos Von Sperling and Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions, Lechos de secado: producción volumétrica per cápita, Department of Sanitary and Environmental Engineering Federal University of Minas Gerais, Brazil.

[10] Marcos Von Sperling and Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions, Lechos de secado: tiempos de secado, Department of Sanitary and Environmental Engineering Federal University of Minas Gerais, Brazil.

BIBLIOGRAFIA

- Universidad Nacional Abierta y a Distancia UNAD, Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Lección 9: Desarenador. Disponible en: http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358039/ContenidoLinea/leccion_9_desarenador.html.
- Universidad Nacional Abierta y a Distancia UNAD, Diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales, Lección 8: Desbaste. Disponible en: http://datateca.unad.edu.co/contenidos/358039/ContenidoLinea/leccion_8_desbaste.html.
- Alcaldía Municipal de Puerto Wilches, Formulación del plan de saneamiento y manejo de vertimientos del sector urbano municipio de Puerto Wilches Santander.
- Metcalf & Eddy, Ingeniería de aguas residuales: tratamiento, vertido y reutilización, Tercera edición. (1995).
- Marcos Von Sperling & Carlos Augusto de Lemos Chemicharo, Biological wastewater treatment in warm climate regions, Department of Sanitary and Environmental Engineering Federal University of Minas Gerais, Brazil. (2005).
- Noyola y Morgan, Especificaciones PTAR Rio Frio, 1997.

- Gordon Maskew Fair, John Charles Geyer, & Daniel Alexander Okun Ingeniería sanitaria y de aguas residuales /, México: Limusa (1997).
- Metcalf & Eddy, inc.; escrito y editado por George Tchobanoglous Ingeniería de aguas residuales: redes de alcantarillado y bombeo, Madrid: McGraw-Hill, (1995).
- Ron Crites, George Tchobanoglous, Sistemas de manejo de aguas residuales para núcleos pequeños y descentralizados, McGraw-Hill, Santa Fe de Bogotá (2000).
- John Crites, George Tchobanoglous, Tratamiento de aguas residuales en pequeñas poblaciones, Santa Fe de Bogotá: McGraw-Hill, 2000.