



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA AMBIENTAL



**DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL MUNICIPIO
MONTALBÁN, EDO. CARABOBO**

Trabajo Especial de Grado presentado como requisito para optar al
título de Ingeniero Civil

Elaborado por: ARMENTA, Santiago
RAMÍREZ, Juan C
VACCA, Benito

Tutor Académico: Ing. Gerardo Huguet

Tutor Industrial: Dr. Rafael Dautant

Valencia, Octubre de 2012



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA AMBIENTAL



**DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL MUNICIPIO
MONTALBÁN, EDO. CARABOBO**

Elaborado por: ARMENTA, Santiago
RAMÍREZ, Juan C
VACCA, Benito

Tutor Académico: Ing. Gerardo Huguet

Tutor Industrial: Dr. Rafael Dautant

Valencia, Octubre de 2012



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA AMBIENTAL



CERTIFICADO DE APROBACIÓN

Nosotros miembros del jurado designado para la evaluación del trabajo de grado titulado **“DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL MUNICIPIO MONTALBÁN, EDO. CARABOBO”**, presentado por los bachilleres: *Santiago Armenta* CI: V-18.817.909, *Juan Camilo Ramírez* CI: E-83.556.719 y *Benito Vacca* CI: V-18.747.822, para optar al título de: *Ingeniero Civil*, estimamos que el mismo reúne los requisitos para ser considerado como: _____ a los _____ días del mes de _____ del año 2012.

Presidente de Jurado

Ing. Gerardo Huguet

Miembro de Jurado

Ing. Rafael Dautant

Miembro de Jurado

Ing. Mariela Aular

Bárbula, Octubre de 2012.

DEDICATORIA

Dedicamos este trabajo de grado a Dios por ser nuestro apoyo incondicional ante todas las circunstancias, por darnos en todo momento y en todo lugar la paz mental para seguir adelante

A nuestros padres y hermanos, quienes nos acompañaron a lo largo de este recorrido de cinco años siempre dándonos sabios consejos y ejemplos de perseverancia, brindándonos su amor y cariño incluso en los momentos más difíciles.

A nuestros Tutores, por su inmensa paciencia, el tiempo que nos dedicaron quienes teniendo obligaciones de mayor importancia siempre tenían unos minutos para asesorarnos.

A todos aquellos que nos acompañaron durante este trayecto, aportándonos ideas para mejorar y encaminar mejor nuestro trabajo y conocimientos

Dedicado a todas esas personas que de manera alguna fueron una influencia para nosotros de una u otra manera, para lograr nuestro título de Pre-grado.

Santiago Armenta

Juan Camilo Ramirez

Benito Vacca

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a Dios Primeramente por estar con nosotros en cada paso que damos y por colocarnos en nuestro camino a todas aquellas personas que fueron nuestro soporte y compañía durante todo el periodo de estudio. También por darnos la oportunidad de finalizar este trabajo de grado y brindarnos vida y salud para lograr nuestros objetivos.

A nuestra bella Universidad de Carabobo, la cual durante este recorrido se transformo en nuestro hogar, ese lugar donde además de adquirir conocimientos pudimos conocer a excelentes personas que nos acompañaron en nuestro grato camino.

A nuestros padres, hermanos, tíos, primos, y demás familiares porque nunca dudaron de nosotros, ni siquiera en los momentos que más frágiles nos vimos, porque siempre estuvieron allí para tendernos la mano en caso de tropezar y darnos el empujón para seguir.

Al Ing. Gerardo Huguet y a la Ing. Mariela Aular, Por ser esas personas que siempre estuvieron allí para apoyarnos en el desarrollo de este trabajo de grado.

Al Dr Rafael Dautant. Por abrirnos las puertas de su casa, brindarnos su apoyo y conocimiento, por su colaboración y aporte directo para la elaboración y culminación de este trabajo de grado.

Agradecemos a la compañía Hidrológica del Centro (HIDROCENTRO) y su presidente Manuel Fernández por darnos la oportunidad de aportar nuestros conocimientos directamente en la población de Montalbán.

Al laboratorio de HIDROCENTRO los colorados por su apoyo profesional y atención prestada al momento de la captación de muestras y la entrega oportuna de resultados fundamentales para la elaboración de nuestro trabajo de grado.

A la población del municipio Montalbán ya que abrieron sus puertas y nos ayudaron a conocer a fondo la necesidad básica de mejorar su entorno.

A nuestros compañeros de clases y amigos, quienes nos acompañaron a lo largo de este recorrido, con quienes compartimos tantas experiencias.

A todos que aunque no fueron mencionados, estuvieron a nuestro lado en todo momento ¡Gracias Infinitamente!... Ahora si podemos decir ¡Lo logramos!

Santiago Armenta

Juan Camilo Ramirez

Benito Vacca

ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTOS	v
INDICE GENERAL	vii
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS	ix
RESUMEN	x
INTRODUCCIÓN	
CAPÍTULO I	
EL PROBLEMA	
Planteamiento del Problema	3
Formulación del Problema	4
Objetivos de la Investigación	5
Objetivo General	5
Objetivos específicos	5
Justificación	5
Delimitación	6
CAPÍTULO II	
MARCO TEÓRICO	
Antecedentes de la Investigación	7
Bases Teóricas	9
Plantas de Tratamiento	9
Periodo de diseño	10
Población Futura	11
Características del muestreo para los análisis de efluentes	13
Medición del caudal	16
Aguas Residuales	17
Caudal de Diseño	21
Sistema de Recolección	23
Tratamiento de Aguas Residuales	24
Tratamiento preliminar	25
Tratamiento secundario	33
Desinfección	43
Manejo de Lodos	44
Lecho de secado	45
Filtro prensa de banda	46
Marco Normativo Legal	47

CAPÍTULO III	
MARCO METODOLÓGICO	
Tipo de Investigación	50
Diseño de Investigación	50
Población y Muestra	51
Descripción de la Metodología	52
Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos	57
Análisis de Datos	58
CAPTÍULO IV	
LA PROPUESTA	
Fase I. Diagnostico	59
Fase II. Factibilidad	68
Fase III. Propuesta de diseño	71
CONCLUSIONES	106
RECOMENDACIONES	107
BIBLIOGRAFIA	108
ANEXOS	110
PLANOS	136

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Periodo de diseño	11
Tabla 2. Características físicas, químicas y biológicas del agua	19
Tabla 3. Composición típica del agua residual doméstica no tratada a nivel mundial	21
Tabla 4. Consumo mínimo de agua	22
Tabla 5. Unidades frecuentes para plantas de tratamiento de aguas residuales	24
Tabla 6. Factor de forma según geometría de la reja	27
Tabla 7. Clasificación de las rejas según sus características	28
Tabla 8. Tiempo de retención de sólidos en el sedimentador	39
Tabla 9. Rangos sugeridos de carga superficial	40
Tabla 10. Técnicas e instrumentos de Recolección	57
Tabla 11. Matriz DOFA	62
Tabla 12. Informe de resultados de análisis químicos Sanitarios del agua	63

Tabla 13.	Datos de caudales obtenidos por hora de muestreo	64
Tabla 14.	Datos de velocidades obtenidas por hora de muestreo	65
Tabla 15.	Primer paso para el calculo de caudales. Calculo de velocidad	66
Tabla 16.	Obtención de caudales por hora de muestreo	66
Tabla 17.	Recursos requeridos para el diseño propuesto	69
Tabla 18.	Edo. Carabobo. Proyecciones de población por año y Municipio	73
Tabla 19.	Características de la descarga	75
Tabla 20.	Resultados de la unidad de desbaste	80
Tabla 21.	Resultados del Tanque de Igualación	84
Tabla 22.	Características del tamiz estático	85
Tabla 23.	Resultados del tamiz estático	85
Tabla 24.	Resultados del Reactor Biológico	93
Tabla 25.	Resultados del Sedimentador Secundario	97
Tabla 26.	Resultados del Tanque de Lodos	99
Tabla 27.	Resultados de los Lechos de Secado	101
Tabla 28.	Resultados del Filtro Prensa de Banda	102
Tabla 29.	Resultados del Tanque de Cloración	104

LISTA DE FIGURAS Y GRÁFICOS

Figura 1.	Instalación típica de aireadores	Pág. 31
Figura 2	Sección típica de borde de vertido	41
Figura 3.	Ubicación geográfica Planta de Tratamiento. Municipio Montalbán	60
Figura 4.	Flujograma del proceso global de transformación	70
Figura 5.	Esquema del proceso de aguas residuales seleccionado	77
Gráfico 1.	Obtención de caudales por hora de muestreo	67



UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA AMBIENTAL



DISEÑO DE PLANTA DE TRATAMIENTO PARA EL MUNICIPIO MONTALBÁN, EDO. CARABOBO

Elaborado por: ARMENTA, Santiago
RAMÍREZ, Juan C
VACCA, Benito

Tutor Académico: Ing. Gerardo Huguet

Fecha: Octubre 2012

RESUMEN

El objetivo de este trabajo de grado fue proponer una solución factible para la reactivación de la planta de tratamiento de aguas servidas ubicada en el Municipio Montalbán, Estado Carabobo. Es importante la construcción de esta nueva planta de tratamiento para disminuir el grado de contaminación de las aguas que son vertidas a la quebrada el Zanjón evitando posibles enfermedades en la población adyacente, logrando al mismo tiempo mejorar la calidad de las aguas que llegan a la planta potabilizadora dique-toma las Mercedes (aguas abajo), en el Edo. Cojedes. Tomando en cuenta un período de diseño de 20 años, la población no excede los 50.000 habitantes, por lo que se diseñaron las unidades de tratamiento preliminar, tratamiento secundario, manejo de lodos y desinfección, necesarios para tratar las aguas residuales del municipio. Dentro del tratamiento preliminar se retienen las partículas de tamaño representativo y se estabiliza el caudal de llegada, conformado por la unidad de desbaste con reja fina y limpieza manual, el tanque de igualación de sección cuadrada con sistema de aireación superficial y un tamiz estático con abertura de paso para 1mm. Después el tratamiento secundario se encarga de la degradación de la biomasa mediante un reactor biológico con biopelículas aireado con difusores de burbuja fina, una tecnología reciente que permite la concentración de biomasa en espacios más reducidos para luego dirigirse al sedimentador secundario de sección circular con una recirculación intermitente de lodos. Tras finalizar el tratamiento de las aguas servidas se espera reducir en un 95% el DBO de entrada a la planta de tratamiento, obteniéndose un DBO de 25 mg/l, el cual cumple directamente con el valor normativo aceptable para ser vertido al río.

Palabras Claves: *Planta de Tratamiento, Aguas Residuales, Biopelículas.*

INTRODUCCIÓN

Con el crecimiento de la población a nivel nacional, la demanda de agua por los habitantes esta en continuo aumento, teniendo en cuenta que a mayor suministro del servicio mayor es la descarga de aguas servidas; resulta necesaria la construcción de plantas de tratamiento para mejorar las condiciones de las aguas que son vertidas a los ríos.

La principal problemática se ubica en los valles altos del Estado Carabobo y parte de Yaracuy donde se originan los afluentes del río Tirgua principal fuente de abastecimiento de la población de Tinaquillo; Dichos afluentes están siendo contaminados por la descarga de los colectores de aguas residuales de las poblaciones aledañas entre ellas la población de Montalbán, generando el deterioro progresivo del cauce. Estas aguas son captadas aguas abajo por el dique-toma Las Mercedes ubicado en la población de Tinaquillo, estructura que no se da abasto para la purificación de las aguas que está recibiendo.

Ante esta problemática el presente trabajo de grado basado en la ingeniería ambiental plantea el diseño de una planta de tratamiento de aguas servidas para la comunidad del municipio Montalbán, Estado Carabobo; en esta localidad se encuentra existente una planta de tratamiento pero la misma no está operativa, por lo cual el objetivo de este trabajo es la rehabilitación de la planta de tratamiento implementando las unidades necesarias para mejorar la calidad del efluente y su optimo vertido en la quebrada El Zanjón.

Este trabajo de grado surge por el interés de diseñar como ingenieros ambientales las estructuras, equipos y sistemas para proteger y mejorar la

calidad del ambiente así como también proteger y mejorar la salud y el bienestar general de la comunidad afectada.

La estructura del trabajo de grado se muestra a continuación:

CAPÍTULO I, El Problema, se realiza el planteamiento del problema, la formulación del mismo, los objetivos de la investigación, la justificación y la delimitación.

CAPÍTULO II, Marco Teórico, se expone la documentación necesaria para el desarrollo del tema, a su vez se presentan los fundamentos teóricos más relevantes asociadas al presente trabajo de investigación.

CAPÍTULO III, Marco Metodológico, se define el tipo de investigación y se plantean los pasos metodológicos a seguir para el logro de cada uno de los objetivos propuestos.

CAPÍTULO IV, se muestran los resultados obtenidos de cada una de las fases del proyecto factible con sus respectivas discusiones.

Por último se muestran las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del problema

Culturalmente, se acostumbra a inculcar en las familias el valor de devolver lo que se ha tomado prestado en igualdad de condiciones. En caso de que el objeto tuviese algún desperfecto, se acostumbra a devolverlo reparado solo para demostrar el agradecimiento por el préstamo y el servicio. Estos básicos valores hoy en día se extienden mas allá de lo material, abarcando los aspectos medio ambientales.

Diariamente se consumen cantidades significativas de agua en hogares, comercios, instituciones e industrias en Venezuela, y aparentemente se le resta importancia al hecho de que el ambiente está recibiendo en condiciones deplorables lo que ha prestado.

El Estado Carabobo posee 4 grandes redes de distribución de agua potable entre las cuales se pueden mencionar “El Sistema Regional del Centro I y II”, “Sistema Aislado Miranda-Bejuma-Montalbán” y “Sistema de Canoabo”, cada uno de ellos con sus respectivas líneas de recolección de aguas servidas; no obstante en este estado se presenta una situación muy preocupante, ya que aproximadamente el 95% de las aguas residuales producidas, son vertidas sin los debidos tratamientos sobre los cuerpos de agua existentes, generando el desequilibrio de los acuíferos. (Guevara, Edilberto, 2002).

Debido a ello, el tratamiento de aguas residuales es la alternativa idónea para devolver al ambiente el agua utilizada en iguales o mejores condiciones, siendo la ingeniería la fábrica de ideas y soluciones para

lograrlo a través de combinaciones estratégicas de operaciones unitarias enmendando los daños causados al vital líquido.

Hoy en día la localidad del Municipio Montalbán abastecido por el Sistema Aislado Miranda-Bejuma-Montalbán no posee en funcionamiento su planta de tratamientos de aguas servidas principal; razón por la cual en esta localidad están vertiendo sus aguas servidas directamente sobre la quebrada “El Zanjón” afluente del río Tirgua el cual posteriormente sirve como fuente de abastecimiento para la localidad de Tinaquillo-Estado Cojedes; esta situación está afectando en gran parte la fauna y flora en los alrededores del río lugar donde están drenando estas aguas residuales y aguas abajo las plantas de purificación para la localidad de Tinaquillo no se dan abasto para la calidad de agua que están recibiendo.

Si la planta de tratamiento del Municipio Montalbán no se reactivase, el tramo afectado del río Tirgua ocasionará que la localidad de Tinaquillo requiriese cambiar su fuente de abastecimiento por una de mejor calidad lo cual acarrearía mayor cantidad de costos, además de afectar la flora y la fauna de las comunidades aledañas y la propagación de enfermedades debido a la contaminación del vital líquido.

Una vez alcanzados los objetivos de este trabajo de grado, la localidad del Municipio Montalbán contará con una propuesta factible para la reactivación de la planta de tratamiento la cual mejorará en un alto índice la calidad del río Tirgua.

Formulación del Problema

De lo antes expuesto surge la interrogante:

¿Cuál sería la mejor propuesta de diseño que cumpla con los parámetros necesarios para la reactivación de la planta de tratamiento en el municipio Montalbán, Estado Carabobo?

Objetivos de la investigación

Objetivo General:

Proponer una solución factible para la reactivación de la planta de tratamiento de aguas servidas ubicada en el Municipio Montalbán, Estado Carabobo.

Objetivos Específicos:

1. Diagnosticar el estado funcional actual de la planta de tratamiento de aguas servidas ubicada en el Municipio Montalbán, Estado Carabobo.
2. Analizar la factibilidad de un plan de reactivación de la planta de tratamiento que contemple los parámetros de diseño necesarios.
3. Diseñar una planta de tratamiento de aguas servidas ubicada en el Municipio Montalbán, Estado Carabobo, bajo las condiciones de salubridad requeridas para no contaminar el cuerpo acuífero.

Justificación

La realización de este trabajo de grado propone una posible solución a la problemática existente en la localidad del Municipio Montalbán, pudiéndose desarrollar esta propuesta satisfactoriamente para el bien de las comunidades y el medio ambiente. Simultáneamente de solucionarse el problema se mejoraría la calidad de agua que abastece a la población de Tinaquillo, Estado Cojedes.

El principal aporte de este estudio para el crecimiento personal y profesional, es el de permitir aplicar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera, a una problemática real como lo es la necesidad de un

correcto funcionamiento de las plantas de tratamientos de aguas servidas, para que las aguas que se viertan de éstas no causen el deterioro de los cuerpos de agua receptores. Como ingenieros ambientales las estructuras, equipos y sistemas serán diseñados para proteger y mejorar la calidad del ambiente así como también proteger y mejorar la salud y el bienestar general.

Este trabajo aportó a la Universidad de Carabobo, el reconocimiento por su interés en resolver problemas sociales referidos específicamente al área de plantas tratamientos de aguas servidas, en estado de abandono. A su vez planteó a la empresa Hidrológica del Centro (HIDROCENTRO) un proyecto para la reactivación de una de las plantas de tratamiento que se encuentran inactivas bajo su jurisdicción.

Delimitación

En el presente trabajo de grado, el lector se encontrará con una propuesta factible de reingeniería para una posible reactivación de la planta de tratamiento ubicada en el Municipio Montalbán. Se darán a conocer las condiciones en las cuales se encuentra la planta de tratamiento y se planteará una solución para la mejora de la misma; brindando una serie de métodos para sus respectivas actualizaciones.

Se busca la obtención de un diseño y redimensionamiento de la planta, tomando en cuenta que no se realizará el diseño de cálculo estructural de la misma; sino sólo el dimensionado basándose en el cumplimiento y seguimiento de lo establecido en el Decreto 883 “Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos”. Gaceta No.5021 con la cual se determinará y pautarán las características del agua captada, que obligan a las

hidrológicas venezolanas a hacer del conocimiento público dichos parámetros.

En fin la propuesta considera la calidad de las aguas servidas que ingresan en la planta de tratamiento, criterios de diseño y dimensiones así como también calidad del agua requerida para que éstas sean vertidas en el cuerpo receptor.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

En este capítulo se presentan de forma simplificada los objetivos y conclusiones más relevantes de trabajos anteriores, que por su contenido son útiles para el desarrollo del trabajo de investigación y sirven de referencia para el mismo. A su vez, se presentan los fundamentos teóricos más relevantes asociadas al presente trabajo de investigación.

Antecedentes de la Investigación

Ing. Gerardo Huguet (2011). *Jefatura de Proyectos de Hidrocentro. "Diagnóstico de los sistemas de recolección y tratamiento de aguas servidas en Municipio Bejuma, Montalbán y Miranda"*, Estado Carabobo (Venezuela). Este informe presentó una descripción detallada de la situación actual de la recolección y tratamiento de aguas servidas en los municipios Bejuma, Montalbán y Miranda, con el fin de disponer información sobre posibles fuentes de contaminación de las cabeceras de la cuenca del río Tigua, mediante el levantamiento de los colectores principales con planos explicativos. Este antecedente tiene gran relevancia para la investigación ya que establece un patrón o punto de partida para las diferentes fases que tendrá este proyecto, empleando los planos de la investigación como referencia a seguir para el desarrollo del mismo.

Martínez, F y Ysase, T (2007). Trabajo de grado Universidad de Oriente. *"Descripción de los tipos de plantas de tratamiento de aguas*

residuales domésticas”. Barcelona Estado Anzoátegui (Venezuela). El trabajo ofrece gran información acerca de las plantas de tratamientos para efluentes de aguas residuales domésticas mayormente usadas a nivel mundial, en el mismo se presenta la descripción de las diversas plantas de tratamiento de este tipo, mencionando sus unidades y su principal función. El antecedente evaluado aporta información sobre las unidades de una planta de tratamiento para aguas residuales domésticas, información que ayudara a la comprensión de los efluentes vertidos por la comunidad de Montalbán en la quebrada “El Zanjón”, así como también a la identificación de las unidades de la planta de tratamiento ubicada en este Municipio.

Licda. Violeta Valera Damian (2006). Tesis de grado Universidad Autónoma del estado de Hidalgo. “*Obtención de un consorcio microbiano granular para la biodegradación de fenol en un reactor discontinuo de alimentación secuenciada*” – Hidalgo (México); la tesis aporta información importante para la comprensión del funcionamiento de las biopelículas, su sistema de reproducción y su mecanismo para la degradación de la materia orgánica, adicionalmente aporta conocimientos sobre el uso de biopelículas en reactores biológicos, además de las ventajas y desventajas que este complemento aporta al sistema.

Bases Teóricas

Plantas de Tratamiento

Las plantas de tratamientos son estructuras de carácter hidráulico cuya principal función es la descontaminación parcial o total de las aguas provenientes de urbanismos, industrias o de cualquier otro origen que pudiese contaminar dicho recurso; con la finalidad de otorgarles al mismo condiciones adecuadas para ser vertidas sobre cuerpos receptores. Las

plantas de tratamiento según el tipo de efluente a tratar y la calidad del agua que debe salir de la misma se pueden clasificar en:

- a) *Planta de tratamiento agua potable (PTAP)*: estas plantas tienen como función la purificación del agua con calidad suficiente para consumo o uso de la población.
- b) *Plantas de tratamiento de aguas de uso Industrial (PTAI)*: estas buscan dar la calidad necesaria al agua para que estas puedan ser empleadas en los procesos rutinarios de la industria.
- c) *Plantas de tratamiento de aguas servidas domesticas (PTAS)*: estas estructuras son las responsables de darle a las aguas servidas, provenientes de los urbanismos las condiciones adecuadas para su reintegración a los cuerpos de aguas existentes, sin que estos se vean afectados.
- d) *Plantas de tratamiento de aguas servidas industriales (PTEI)*: estas son las encargadas de tratar las aguas que salen de las industrias, cuyas características son bastante perjudiciales para el medio ambiente, por lo que estas requieren de procesos de descontaminación química más cuidadosos.
- e) *Plantas de tratamiento de aguas para uso residual (PTAR)*: estas tratan las aguas tanto domesticas e industriales con la finalidad de darle las características necesarias para su reutilización. (Metcalf y Eddy, 2005)

Período de diseño

El período de diseño se puede definir como el tiempo en el cual el sistema será 100% eficiente, se consideran diversos factores en la determinación del periodo de diseño a usar, como los son: durabilidad o vida útil, factibilidad de construcción y posibilidades de ampliación o sustitución, tendencias de crecimiento de población y posibilidades de financiamiento, entre otros, sin embargo las “Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua” (INOS 1965) actualmente Hidrocentro, recomienda los siguientes valores presentados en la Tabla 1.

Tabla 1*Período de diseño según Normas INOS 1965.*

Elemento	Periodo de Diseño (años)	Observaciones
Plantas de Bombeo	10 a 15	Con Capacidad para posibles incrementos de la población futura.
Pozos	15	-
Plantas de Tratamiento	20 a 30	Sin considerar sus posibles extensiones por duplicaciones
Diques , Embalses	40 a 50	-
Líneas de Tubería $\theta \leq 12$	20 a 25	Si la magnitud de la obra la justifica estos periodos pueden hacerse mayores.
Tuberías de Servicio local	20	-
Líneas de aducción grandes	40	-
Estanques de Concreto	30 a 40	-
Estanques Metálicos	20 a 30	-

Nota. INOS. "Normas Para El Diseño De Abastecimiento De Agua".

Población Futura

La población futura es la estimación del crecimiento poblacional para un período de diseño determinado. Con los datos poblacionales del Municipio Montalbán suministrados por el INE (Instituto Nacional de Estadística) se puede determinar la población futura de acuerdo al período de diseño requerido para la realización de la propuesta de planta de tratamiento, sabiendo que las obras de ingeniería hidráulica como los son las plantas de tratamiento no se diseñan para satisfacer solo una necesidad del momento actual sino que deben prever el crecimiento de la población en un período de tiempo prudencial que varía entre 10 y 40 años, todo esto con el fin de obtener los parámetros de caudal para el diseño de la planta.

Métodos para estimar la Población Futura

Para la aplicación de estos métodos es necesario conocer el crecimiento poblacional de la localidad en estudio, en un período de un

año; tomando en cuenta las variaciones de crecimiento y mortalidad así como también la emigración o inmigración de habitantes.

Para el cálculo de la población futura se emplean, los siguientes métodos: método aritmético, método geométrico, método exponencial, método de crecimiento a porcentaje decreciente, método gráfico de tendencia y el método gráfico comparativo, elegidos según el tipo de población y su tendencia de crecimiento; también hay que considerar los aspectos sociales de la población.

Método Aritmético (Crecimiento Lineal)

Consiste en agregar a la población del último censo un número fijo de habitantes por año, tantas veces como años existen entre la fecha del último censo y la fecha futura en que se quiere estimar la población.

Método Geométrico

Consiste en suponer que la población crecerá a una tasa de crecimiento igual a la del último periodo censal. La representación grafica de esta situación es una curva de interés compuesto.

En este caso el patrón de crecimiento es el mismo que el usado para el método aritmético. Con la siguiente fórmula se calcula la población futura a través del método geométrico:

$$P_d = P_a \cdot (1 + r)^T \quad \text{Ec. 2.1}$$

Donde:

P_d = Población de diseño (hab.)

P_a = Población actual (hab.)

r = Tasa de crecimiento geométrico; n = al periodo entre años.

T = Período de diseño (años).

$$r = \left(\frac{P_n}{P_0} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Ec. 2.2

Método Exponencial

Para el uso de este método, se asume que el crecimiento de la población se ajusta al tipo exponencial y la población de diseño. La aplicación de este método requiere el conocimiento de por lo menos tres censos.

Método de crecimiento a porcentaje decreciente

Consiste en suponer que el crecimiento es a tasa decreciente a medida que se acerca su estabilización.

Método Gráfico de tendencia

Consiste en dibujar en un sistema coordinado los datos de censos pasados, prolongando la línea definida por esos puntos, siguiendo la tendencia de los crecimientos hasta el año para el cual se requiere conocer la población futura.

Método Gráfico Comparativo

Consiste en seleccionar varias ciudades que hayan alcanzado en años anteriores la población actual de la ciudad en estudio, cuidando que ellas muestren características similares en su crecimiento. Se dibujan a partir de la población actual las curvas de crecimiento de esas ciudades desde que alcanzaron la población actual y luego se traza una curva promedio a las líneas dibujadas (Cabrera, 2011)

Características del muestreo para los análisis de efluentes

Los aspectos a destacar en el muestreo son:

- Lugares de muestreo
- Duración del muestreo
- Tipo de muestras
- Preservación de las muestras

- Volumen de las muestras

Lugares de muestreo

Es de gran importancia la elección del lugar o lugares de extracción de las muestras de manera tal que las mismas sean representativas del efluente que deseamos estudiar.

Según la norma COVENIN 2709:2002. (1° Revisión) “Guía para las técnicas de muestreo”. Se debe seleccionar un punto donde se produzca la menor separación posible de los sólidos suspendidos, por ello suelen elegirse puntos debajo de vertederos, aforadores de caudal, etc; si ellos no existieran se buscara un punto donde se produzca la menor sedimentación posible así como también evitar la excesiva turbulencia que puede liberar gases disueltos, lo cual conduce a muestras poco representativas.

Duración del muestreo

Para recolectar buena información de un muestreo, es recomendado realizar el mismo en un lapso horario que abarque las horas de mayor producción de aguas servidas; adicionalmente se deben realizar los mismos en los días de mayor normalidad en las actividades de los habitantes, estos comprenden los días martes, miércoles y jueves. Cuando las variaciones de caudal, concentración o composición del mismo, sean muy altas, para poder tener resultados confiables, es necesario extender la extracción de muestras a por lo menos 2 semanas, mientras que en otros casos puede ser suficiente una semana.

Tipo de muestras

Según la norma COVENIN 2709:2002. (1° Revisión) “Guía para las técnicas de muestreo”. Se utilizan tres (3) tipos de muestras, instantáneas, compuestas e integradas.

- Muestras Instantáneas: se captan muestras instantáneas cuando; la corriente no fluye continuamente, por ejemplo descargas intermitentes de tanques o piletas, también son útiles para apreciar las variaciones de parámetros tales como pH, gases disueltos, etc. Estas muestras analizadas in situ son esenciales para las determinaciones de oxígeno disuelto, temperatura, demanda de cloro y cloro residual.
- Muestras Compuestas: representan las características promedio del cuerpo de agua, corriente o agua residual durante el período de captación, estas muestras indican las condiciones medias y dan resultados que son útiles para estimar las cantidades de materiales descargados a lo largo de un periodo prolongado, como por ejemplo 24 horas o por turnos de trabajo.

La composición de la muestra compuesta puede ser: (a) Proporcional al Caudal; se prepara la muestra mezclando volúmenes de submuestras proporcionales al caudal se indica el volumen de la muestra en función del caudal del afluente, deben conocerse los caudales asociados a las submuestras, (b) A volumen Constante; cuando la variación del caudal no es significativa o no se puede medir, las submuestras se captan a intervalos regulares de tiempo y a volúmenes iguales, (c) Casos Especiales; cuando el flujo es intermitente siendo las submuestras captadas a intervalos de tiempo definido en función de la operación.

- Muestra Integrada: Consiste en la mezcla de muestras instantáneas captadas en diferentes sitios simultáneamente, se utiliza donde ocurren variaciones en la composición dependiendo de la profundidad y el ancho de la corriente.

Preservación de las muestras

De igual importancia que la extracción de muestras, es la conservación de las mismas desde el momento que son tomadas hasta el momento de su análisis. La velocidad de los cambios se ve afectada por la temperatura, pH, concentración y la acción bacteriana.

Según la norma COVENIN 2709:2002. (1° Revisión) “Guía para las técnicas de muestreo”. El recipiente utilizado para captar y conservar la muestra, debe elegirse tomando en cuenta los siguientes criterios: resistencia a temperaturas extremas, resistencia mecánica, facilidad de

cierre hermético y de reapertura, tamaño, forma, masa, disponibilidad, costo, posibilidades de limpieza y de reutilización.

Volumen de las muestras

Deberá tenerse en cuenta que el volumen de muestra extraídas sea suficiente como para realizar todas las determinaciones que sean necesarias. Un litro es el volumen mínimo práctico de muestra. En términos generales puede decirse que es aconsejable la extracción de 2 a 4 litros de muestra. (UNT-FRRO)

Medición del caudal

En la actualidad existen diversos métodos para realizar la medición de caudal de un efluente, dependiendo de sus características existen métodos más apropiados para cada tipo, en el caso de requerir medir el caudal en efluentes de aguas servidas se suelen usar los métodos tecnológicos avanzados empleando el correntímetro (dispositivo que ayuda a medir la velocidad del caudal); en caso de no contar con este tipo de equipos se puede emplear la medición de caudal por velocidad superficial.

Según el autor N.W. Hudson 1997; nos explica que una forma práctica para medir la velocidad en un caudal, es medir el tiempo que tarda un objeto flotante en recorrer un tramo de distancia conocida.

$$V_1 = \frac{\text{distancia}}{\text{tiempo}} \quad \text{Ec. 2.3}$$

Al ser medida en la superficie se estaría evaluando la velocidad más alta en la sección, ya que por concepto se entiende que la velocidad es menor a medida que nos acercamos al contorno de la tubería y más alta en la superficie; este método es de gran utilidad en efluentes en línea recta y canales regulares.

Conociendo la sección en estudio y la velocidad del efluente, se puede determinar el caudal en los nomogramas estandarizados de “Curva de variación de elementos hidráulicos respecto al tirante de agua o relación de alturas”. (Ver anexo B)

Conociendo la altura del tirante de agua (Y) y el diámetro de la tubería en estudio (D), se puede obtener la velocidad a sección plena en la tubería con el coeficiente de relación:

$$\text{coef. relacion} = \frac{V_1}{V_2} \quad \text{Ec. 2.4}$$

Donde:

V_1 = Velocidad parcial

V_2 = velocidad a sección plena

Conociendo el Área (A) y la Velocidad a sección Plena (V_2) se determina el Caudal a sección plena (Q_2) como lo indica la ecuación:

$$Q_2 = V_2 \cdot A \quad \text{Ec. 2.5}$$

Para poder obtener el caudal parcial de la tubería mediante el coeficiente de relación que se obtiene del nomograma:

$$\text{coef. relacion} = \frac{Q_1}{Q_2} \quad \text{Ec. 2.6}$$

Donde:

Q_1 = Caudal parcial

Q_2 = Caudal a sección plena

Aguas Residuales

Las aguas residuales son aquellas que en su composición abarcan una fracción líquida y una sólida, estas se generan de las aguas servidas

que se originan luego de su aprovechamiento en las actividades humanas, y de las aguas provenientes de la escorrentía superficial de las lluvias. Según su origen las aguas residuales son definidas como:

- a) Domésticas: aguas provenientes de zonas urbanas, generalmente son generadas luego de utilizar las aguas para usos higiénicos, estas se originan en viviendas y comercios y son recolectadas a través de una red de colectores principales.
- b) Industriales: aguas originadas tras utilizar el agua limpia en algún proceso productivo de una industria, según el tipo de industria el agua residual contendrá diversas características.
- c) Pluviales: son las aguas generadas por las precipitaciones las cuales escurren superficialmente y son captadas para ser encausadas posteriormente.
- d) Agrícolas: procedentes de las labores agrícolas en las zonas rurales. Estas aguas suelen participar, en cuanto a su origen, de las aguas urbanas que se utilizan, en numerosos lugares, para riego agrícola con o sin un tratamiento previo. (Espigares M y Pérez J)
- e) Infiltración y caudal adicionales: las aguas de infiltración penetran en el sistema de alcantarillado a través de los empalmes de las tuberías, paredes de las tuberías defectuosas, tuberías de inspección y limpieza, etc. (GEIA-UTN)

Las aguas residuales presentan en su composición ciertos agentes que la caracterizan, los cuales según su concentración pudiesen ser perjudiciales si se descargaran directamente en los cuerpos de aguas; entre los parámetros de estudio más comunes en las aguas residuales se encuentran los sólidos totales conformado por sólidos sedimentables, sólidos en suspensión y sólidos volátiles a mayor cantidad de sólidos la turbidez del agua es más elevada.

Otro parámetro de gran importancia en las aguas residuales es la demanda biológica de oxígeno (DBO), este es el índice que determina la cantidad de oxígeno disuelto en el agua que es utilizado por los microorganismos para la degradación de la materia, a mayor concentración de DBO mayor es el grado de contaminación del agua; del mismo modo está presente el nitrógeno y el fósforo parámetros que son absorbidos por los microorganismos como nutrientes para su desarrollo.

Según Metcalf y Eddy (1995) las aguas residuales también pueden ser clasificadas en físicas, químicas y biológicas, adicionalmente muestran una tabla de parámetros para caracterizar según esta clasificación:

Tabla 2

Características físicas, químicas y biológicas del agua residual.

PARAMETRO	ORIGEN
FÍSICAS	
Sólidos	Suministro de agua, residuos industriales y domésticos
Temperatura	Residuos industriales y domésticos.
Color	Residuos industriales y domésticos.
Olor	Agua residual en descomposición, Residuos industriales.
QUÍMICAS	
Orgánico:	
Proteínas	Residuos industriales y domésticos.
Carbohidratos	Residuos industriales y domésticos.
Grasas animales	Residuos industriales, comerciales y domésticos.
Agentes tenso activos	Residuos industriales y domésticos.
Fenoles	Residuos industriales.
Pesticidas	Residuos agrícolas.
Inorgánico:	
pH	Residuos industriales.

Cont. Tabla 2

Cloruros	Suministro de agua doméstica, residuos industriales, infiltración de aguas subterráneas.
Alcalinidad	Residuos domésticos, suministro de agua doméstica, infiltración de aguas subterráneas
Nitrógeno	Residuos agrícolas y domésticos.
Fósforo	Residuos industriales y domésticos, derrame natural.
Azufre	Suministro de agua doméstica y residuos industriales
Compuestos tóxicos	Residuos industriales, infiltración de aguas subterráneas.
Metales pesados	Residuos industriales.
Gases:	
Oxígeno	Suministro de agua doméstica, infiltración de aguas superficiales.
Sulfuro de hidrógeno	Descomposición de aguas domésticas.
Metano	Descomposición de aguas domésticas.
BIOLÓGICAS	
Protistas	Residuos domésticos, plantas de tratamiento.
Virus	Residuos domésticos.
Plantas	Corrientes de agua al descubierto y plantas de tratamiento.
Animales	Corrientes de agua al descubierto y plantas de tratamiento.

Nota. Datos tomados de Metcalf – Eddy (1995).

La composición típica de las aguas residuales domésticas no tratadas, depende de la localidad que se encuentre en estudio, como se indican en la Tabla 3, siendo Brasil el país perteneciente a Latinoamérica y más cercano a Venezuela; los parámetros de este país servirán de referencia para la investigación, con ayuda del Decreto 883.

Tabla 3

Composición típica del agua residual doméstica no tratada a nivel mundial.

País	DBO5 g/cápita.d	SST g/cápita.d	TKN g/cápita.d	NH3-N, g/cápita.d	Total P g/cápita.d
Brasil	55-68	55-68	8-14	ND	0.6-1
Dinamarca	55-68	82-96	14-19	ND	1.5-2
Egipto	27-41	41-68	8-14	ND	0.4-0.6
Alemania	55-68	82-96	11-16	ND	1.2-1.6
Grecia	55-60	ND	ND	8-10	1.2-1.5
India	27-41	ND	ND	ND	ND
Italia	49-60	55-82	8-14	ND	0.6-1
Japón	40-45	ND	1-3	ND	0.15-0.4
Palestina	32-68	52-72	4-7	3-5	0.4-0.7
Suecia	68-82	82-96	11-16	ND	0.8-1.2
Turquía	27-50	41-68	8-14	9-11	0.4-2
Uganda	55-68	41-55	8-14	ND	0.4-0.6
U.S.A	50-120	60-150	9-22	5-12	2.7-4.5

*Nota.*Datos tomados de Metcalf – Eddy (1995).

Caudal de diseño

Para la determinación del caudal de diseño entrante a la planta primero se obtiene el consumo medio. El consumo medio diario (Q_m) es el consumo promedio de los consumos diarios durante un año de registros, puede ser obtenido:

1. Como sumatoria de las dotaciones asignadas a cada parcela en atención a su zonificación, de acuerdo al plano regulador de la ciudad.
2. Como el promedio de los consumos diarios registrados en una localidad durante un año de mediciones consecutivas.
3. Como resultado de una estimación de consumo per cápita para la población futura del período de diseño:

$$Q_m = \frac{Dot \times Pob}{86400}$$

Ec. 2.7

Donde:

Q_m = gasto medio (L/s)

Dot= consumo de agua mínimo (L/per. Día)

Pob= población en número de habitantes

La Tabla 4 muestra los consumos de agua mínimos permisibles para fines de diseño cuando no se tengan datos confiables de consumo del sector en estudio, de acuerdo a la norma INOS.

Tabla 4
Consumo mínimo de agua (L/per.día).

POBLACIÓN	SERVICIO CON MEDIDOR	SERVICIO SIN MEDIDOR
Hasta 20000	200	400
20000 a 50000	250	500
50000 y mas	300	600

Nota. INOS., "Normas Para El Diseño De Abastecimiento De Agua".

El consumo en su mayoría es domiciliario por lo que el gasto de diseño de aguas negras se regirá por el gasto domiciliario y de infiltración.

El cálculo de las aguas negras se realiza como para cloacas, lo que explica las normas INOS, solo que el gasto domiciliario no se multiplica por el facto "K" referente a la población ya que vamos a diseñar es una planta de tratamiento, no las cloacas.

Para este proyecto el cálculo de aguas residuales domiciliario se basa en la siguiente expresión:

$$Q_{dom} = Q_{med} \times R \quad \text{Ec. 2.8}$$

Donde:

Q_{med} = Caudal medio (L/s)

R= Coeficiente de gasto de reingreso, se estima de un 0,8

Y el caudal de infiltración se obtiene mediante información del sistema de recolección obteniendo estimados de distancias de tuberías y empotramientos:

$$Q_{inf} = 20000 \frac{L}{dta.km} \times km \text{ tub} \quad \text{Ec. 2.9}$$

Realizando la sumatoria entre el caudal domiciliario y el caudal de infiltración obtenemos el caudal medio de aguas residuales de diseño a tratar por la planta:

$$Q_{dts} = Q_{dom} + Q_{inf} \quad \text{Ec. 2.10}$$

Luego para la obtención del caudal máximo, se estima que el caudal máximo que puede llegar a planta se mayor en 1,5 a 2,5 veces.

$$Q_{max} = (1,5 - 2,5) \times Q_{dts} \quad \text{Ec. 2.11}$$

Sistema de Recolección

Los sistemas de recolección de aguas, engloban al conjunto de tuberías destinadas a la conducción y disposición final de las aguas generadas luego de su aprovechamiento. Los sistemas de recolección de aguas residuales se agrupan en Sistemas Separados y Sistemas Unitarios (De Frenza, María T, 2008)

1. Sistema Separado: son redes de tuberías diseñadas para conducir las aguas servidas de origen doméstico o industrial y en forma separada al otro conjunto de redes de tuberías exclusivas para conducir las aguas de lluvia.
2. Sistema Unitario: redes de tuberías donde se conducen a través de un mismo colector aguas servidas de origen doméstico e industriales con aguas servidas pluviales.

La Norma e Instructivos para el Proyecto de Alcantarillado, INOS 1989. "Se deberá emplear el sistema separado y solamente en aquellos

casos suficientemente justificados se podrá autorizar otro sistema por vía de excepción”.

Tratamiento de aguas residuales

Para el diseño de una planta de tratamiento de aguas servidas se establecen una serie de unidades para mejorar las condiciones de vertido de las aguas; para ejecutar estas mejoras se presentan las siguientes unidades de tratamiento en orden de trabajo.

Tabla 5

Unidades frecuentes para plantas de tratamiento de aguas residuales.

OBRA DE LLEGADA CON ALIVIADERO DE SEGURIDAD Y BY-PASS GENERAL	
PRETRATAMIENTO	Desbaste Desarenado Desengrasado (o) Tamizado(o) Pre-aireación (o) Homogeneización y regulación de caudales (o)
MEDICIÓN DE CAUDAL	
TRATAMIENTO PRIMARIO (*)	Decantación primaria (e) Tratamiento Físico-Químico y Decantación (e)
TRATAMIENTO SECUNDARIO	Procesos de biopelícula (e) Fangos activos en suspensión (e)
DESINFECCIÓN	Cloración (e) Rayos U.V. (e)
TRATAMIENTOS AVANZADOS	Eliminación de fósforo (o) Eliminación de nitrógeno (o)
TRATAMIENTO TERCIARIO	Afino de DBO5 y S.S. (o) Eliminación color y contaminantes. No degradable (o)
VERTIDO DEL EFLUENTE	

Nota. Diseño de Tratamiento de aguas Residuales (Dautant, R, 2010)

(e). Operaciones Excluyentes.

(o). Operaciones Optativas.

Los procesos más frecuentes en el desarrollo de una planta de tratamiento de aguas servidas para una localidad con una población no mayor a los 50000 habitantes comprenden las siguientes unidades:

1. Obra de llegada
2. Pre-tratamiento – desbaste
3. Tanque de igualación y tamizado
4. Tratamiento biológico
5. Desinfección – cloración
6. Tanque de lodos con lecho de secado

A continuación se explicaran estas unidades su función y su metodología de cálculo:

Tratamiento Preliminar

Desbaste

Esta unidad se encarga de proteger a las estaciones siguientes a ella, de la llegada de grandes objetos que puedan afectar u obstruir su correcta funcionalidad, generándose una disminución de los rendimientos; a su vez permite la evacuación fácilmente de los materiales de gran volumen que son arrojados en las cloacas. Para el procedimiento de cálculo se consideran los siguientes aspectos.

Las rejas pueden ser:

- De gruesos: distancia entre barrotes de 5-10 cm o de finos: distancia entre barrotes de 1,5-3 cm.
- Fijas o móviles
- Horizontales, Verticales, Inclínadas o Curvas.

En función de la forma en que se realiza la retirada de sólidos retenidos, las rejas se clasifican:

- Rejas de limpieza manual.

- Rejas de limpieza mecánica.

Inicialmente se calcula el área neta de espacio por medio de la ecuación.

$$A_s = \frac{Q}{V} \quad \text{Ec. 2.12}$$

Donde:

A_s = área seccional sin incluir barras, (cm²)

Q = caudal máximo, (L/s)

V = velocidad a caudal máximo, (m/s)

Posteriormente se calcula el número de barras de acero al carbono por medio de la ecuación.

$$N = \frac{a-D}{w+D} \quad \text{Ec. 2.13}$$

Donde:

N = número de barras, (adim)

a = ancho del canal de desbaste, (cm)

w = espesor de la barra, (cm)

D = apertura de barra, (cm)

El ancho total de las barras se obtiene de la siguiente manera:

$$A_v = a - (N \cdot w) \quad \text{Ec. 2.14}$$

Donde:

A_v = ancho útil del canal, (cm)

La altura útil del canal se calcula como:

$$h = \frac{A_s}{A_v} \quad \text{Ec. 2.15}$$

Se debe chequear la proporcionalidad en el factor Ancho/Alto, Este factor es un parámetro de seguridad que tiene que cumplir el desbaste y debe estar entre los siguientes límites: $3 < f < 10$. Para su cálculo se utiliza la siguiente ecuación:

$$f = \frac{a}{h_s} \quad \text{Ec. 2.16}$$

Donde:

f= factor de seguridad (adim).

Se procede a calcular la pérdida de carga bajo la siguiente ecuación:

$$hf = \beta \cdot \left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} \cdot \frac{v^3}{2g} \cdot \text{sen}\theta \quad \text{Ec. 2.17}$$

Donde:

β = factor de forma de las barras (adim)

hf= pérdida de carga (cm), debe ser menor a 10 cm.

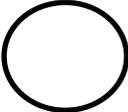
θ = ángulo de inclinación de las barras respecto al suelo ($^\circ$)

g= aceleración debido a la gravedad, 981 cm/s^2 .

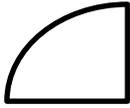
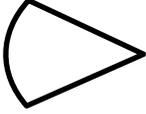
El factor de forma β corresponde a la forma de la sección donde estará ubicada las rejillas del desbaste.

Tabla 6

Factor de forma según geometría de la reja

Forma	Imagen	β
Rectangular		2,42
Circular		1,79

Cont. Tabla 6

¼ circular		1,83
angulo		0,76

Nota. Prof. Iván Parra. Tratamiento de aguas Residuales (2003).

Seguido se calcula la pendiente, según la siguiente expresión:

$$S = \left(\frac{0,474}{\left(\frac{0,474}{0,474 + 0,474} \right)^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Ec. 2.18}$$

Donde:

S = pendiente del canal (%).

n = coeficiente de Manning

La cantidad de sólidos removidos, se determina mediante tablas de diseño, valor que depende de la abertura entre barras.

Tabla 7

Clasificación de las rejillas según sus características.

	Separación entre reja (mm)	Volumen de Sólido separado (ppm)	Angulo de inclinación (grados)	Tipo de limpieza
Rejas Gruesas	50 a 150	5 a 10	30°	Manual
Rejas Medianas	25 a 50	2 a 20	45°	Manual
Rejillas	5 a 25	20 a 50	70° o mas	Mecánica

Nota. Prof. Iván Parra. Tratamiento de aguas Residuales (2003).

El parámetro de control fundamental en la comprobación de rejillas es la velocidad de paso del agua entre los barrotes. La velocidad de paso a

través de la reja debe ser suficiente para conseguir que la retención de las partículas sea máxima y la pérdida de carga mínima.

Tanque de Igualación.

Tiene por objetivo amortiguar el caudal y homogeneizar la calidad del efluente para los procesos posteriores. Durante esta operación es importante agitar para mantener los sólidos en suspensión. Esto se realizará por medio de la inyección de aire proveniente de difusores para aguas residuales e ingresa al tanque por medio de tuberías. Inicialmente se calcula el volumen de compensación. Este parámetro se calcula mediante la siguiente expresión.

$$V_c = (Q_{max} - Q_{med}) \cdot t_d \quad \text{Ec. 2.19}$$

Donde:

V_c = volumen de compensación, (m^3).

T_d = tiempo de duración del caudal máximo, (h).

Se procede a determinar el volumen mínimo, este parámetro se calcula con la siguiente ecuación, sabiendo que el tiempo mínimo de retención es de 30min.

$$V_{min} = Q_{med} \cdot t_r \quad \text{Ec. 2.20}$$

Donde:

V_{min} = Volumen mínimo, (m^3).

T_r = Tiempo de retención, mínimo 30 min.

A continuación el cálculo del volumen total. Este parámetro se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V_t = V_c + V_{min} \quad \text{Ec. 2.21}$$

Donde:

V_t = Volumen total del tanque, (m^3).

Se procede con el dimensionamiento del tanque, suponiendo un tanque cuadrado, a continuación se asume una altura útil del tanque y se determina uno de sus lados por la siguiente expresión:

$$L = a \quad \text{Ec. 2.22}$$

$$L = \sqrt{\frac{V_k}{h}} \quad \text{Ec. 2.23}$$

Donde:

h: Altura útil del tanque, (m).

L: Lado del tanque, (m).

Se procede a determinar el requerimiento de aire. Para esto se utilizara un dispositivo por soplado de aire conocido como difusor de burbuja fina. Para el cálculo del requerimiento de aire se tiene la siguiente expresión:

$$RA = V_c \cdot cfm \quad \text{Ec. 2.24}$$

Donde:

RA: Requerimiento de aire (pie^3/min).

Cfm: cantidad de aire requerida para mezclar 1000 pie^3 de agua por minuto, se recomienda $30 \text{ pie}^3/\text{min}$, ya que con este valor se garantiza un mezclado completo.

Para calcular la presión total del sistema se debe tomar en cuenta la pérdida por columna de agua, difusor, por tubería, accesorios y por fricción.

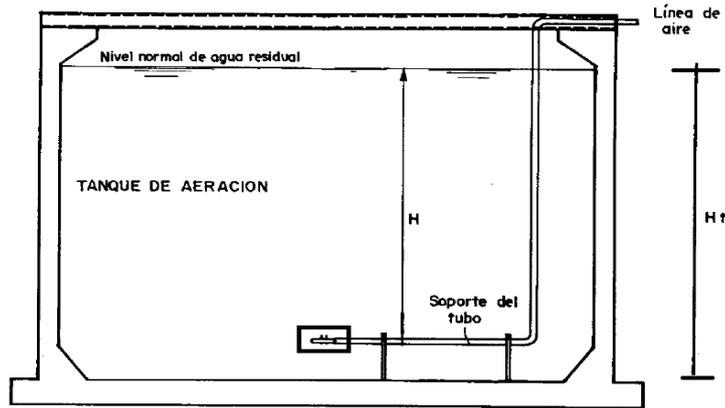


Figura 1. **Instalación Típica de Aireadores.** Nota. Prof. Iván Parra. Tratamiento de aguas Residuales (2003).

Pérdida por columna de agua (P_1): Es la presión que ejerce el agua sobre el aire que sale del difusor y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_1 = \frac{\gamma_{\text{Agua}} \cdot H_1}{2.31} \quad \text{Ec. 2.25}$$

Donde:

P_1 = pérdida de presión por la columna de aire, (psi).

H_1 = altura de la columna de agua sobre el difusor, (m).

γ_{Agua} = Peso específico del agua, 9.810 Pa/m.

Fc= factor de conversión de unidades 2,31.

El difusor de burbujas finas se coloca 20 centímetros sobre el suelo del taque por lo que la altura de la columna de agua viene dada por:

$$H_1 = h - 0,2m \quad \text{Ec. 2.26}$$

Pérdida en el difusor (P_2): Por otro lado se tienen las pérdidas que ocasiona la forma del difusor. Para esto, se entra a la gráfica del fabricante anexo 1 y se lee las pulgadas de altura (H_2) con respecto al valor de cfm asumido.

$$P_2 = \frac{\gamma_{\text{Agua}} \cdot H_2}{2,31} \quad \text{Ec. 2.27}$$

Donde:

P_2 = pérdida de presión por difusor, (psi).

H_2 = altura de la columna de agua, (m).

γ_{Agua} = Peso específico del agua, 9.810 Pa/m.

Fc= factor de conversión de unidades, 2,31.

Pérdidas por fricción y por tuberías y accesorios (P_3): Como dichas pérdidas son más pequeñas que las dos anteriores, se utiliza la siguiente expresión:

$$P_3 = (P_1 + P_2) \cdot 0,15 \quad \text{Ec. 2.28}$$

Pérdidas totales (P_t): La suma de las tres pérdidas son la pérdida total del difusor.

$$P_T = P_1 + P_2 + P_3 \quad \text{Ec. 2.29}$$

El número de difusores, se calcula según la expresión.

$$N_D = \frac{RA}{RA_d} \quad \text{Ec. 2.30}$$

Donde:

Rad= caudal de aire de cada difusor, (cfm).

En caso de emplear aireadores se procede a estimar la potencia calculada mediante la siguiente expresión.

$$P' = \frac{75 \cdot 10^{-6} \cdot W_T}{E} \quad \text{Ec. 2.31}$$

Donde:

P' = potencia del aireador, (HP).

E= eficiencia del aireador.

Para determinar el número de aireadores requeridos se puede emplear la Tabla A.2 del Anexo A

Tamiz Estático.

Esta unidad permite la remoción de partículas de menor tamaño disminuyendo la cantidad de sólidos sedimentables que lleguen a las unidades siguientes, permitiendo la separación de líquidos y sólidos, estas unidades pueden ser mecánicas o estáticas dependiendo de la cantidad de sólidos y del espacio disponible. Su selección se determina dependiendo del tamaño de partícula que se quiera retener y el caudal que se desea tamizar, con ayuda de catálogos de empresas fabricantes. (Ver anexo D.1).

Tratamiento Secundario

Reactor Biológico con Biopelícula.

El reactor biológico es la unidad encargada de la degradación de las bacterias que están presentes en las aguas residuales; estas unidades pueden ser de varios tipos entre los cuales encontramos, reactores aerobios, anaerobios, facultativos y anóxicos, diferenciándose cada uno de estos en la presencia o ausencia de oxígeno, cantidad y continuidad.

Adicionalmente, en este tipo de unidades se pueden emplear métodos más avanzados para que las dimensiones de la unidad no abarquen grandes áreas, estos métodos pueden ser los biodiscos o las biopelículas, sistemas que adhieren las bacterias a una superficie donde estas pueden reproducirse organizadamente bajo un medio protegido; algunas de las ventajas de emplear la biopelícula es que permite la concentración de biomasa en espacios más reducidos por lo cual el reactor puede ser de dimensiones menores respecto a uno convencional, a pesar de que el proceso inicial de estabilización de la biopelícula es

extenso, su mantenimiento es sustancialmente económico y posee una vida útil prolongada.

El procedimiento de cálculo para un reactor biológico con biopelícula aerobio se inicia determinando la carga orgánica de entrada en el reactor:

$$C = Q \cdot S_0 \quad \text{Ec. 2.32}$$

Donde:

C= carga orgánica, (Kg/día).

So= DBO de entrada (mg/L).

Se procede al cálculo del DBO a la salida asumiendo una eficiencia:

$$S = S_0 - E \cdot S_0 \quad \text{Ec. 2.33}$$

Donde:

S= DBO en la salida, (mg/L).

E= eficiencia de remoción del reactor (%).

Ahora se debe determinar el área de relleno que ocupa la biopelícula en el reactor:

$$A = \frac{Q \cdot (S_0 - S)}{C_e} \quad \text{Ec. 2.34}$$

Donde:

S= DBO en la salida, (mg/L).

So= DBO en la entrada, (mg/L).

Ce= carga específica Biopelícula entre 12 y 44 (grDBO/m²).

Se determina, el volumen en el que la biomasa se va a degradar; El volumen de relleno se calcula dividiendo el área entre el medio plástico seleccionado para la biopelícula este factor oscila entre 90 y 120 m²/m³.

$$V_r = \frac{A}{MP} \quad \text{Ec. 2.35}$$

Donde:

V_r = Volumen de Relleno

MP = Medio plástico

Seguidamente se determina el volumen total del reactor, si el Volumen de relleno representa entre un 40 y 70% del volumen del tanque se determina el volumen definitivo como.

$$V_{def} = \frac{V_r}{\% \text{ de relleno}} \quad \text{Ec. 2.36}$$

Teniendo el volumen del tanque se realiza el dimensionado según la geometría que se requiera, usualmente rectangular.

Definida las dimensiones del reactor, se procede a calcular el tiempo de residencia promedio de los microorganismos, mediante la siguiente expresión:

$$\theta_c = \frac{1}{\mu - K_d} \quad \text{Ec. 2.37}$$

Donde:

θ_c = tiempo celular, (día).

μ = Factor de crecimiento celular, (adim).

U = relación entre la cantidad de sustrato y la cantidad de microorganismos, (día⁻¹). (Ver Anexo A.3, A.2 y A.5)

K_d = factor de respiración endógeno, (día⁻¹).

Seguidamente se calcula la concentración de microorganismos en el reactor, según:

$$X = \frac{Y \cdot Q \cdot \theta_c \cdot (S_0 - S)}{(1 + K_d \cdot \theta_c) \cdot V} \quad \text{Ec. 2.38}$$

Donde:

X= concentración de microorganismos, (mg/L).

En biopelículas se genera entre el 0.30 y 0.45 kg de sólidos suspendidos por kg DBO por lo que la purga de lodos viene dada por:

$$PL = \left(\frac{Q \cdot (S_0 - S) \cdot 86400}{1000000} \right) \cdot \%SVS \left(\frac{Kg}{día} \right) \quad \text{Ec. 2.39}$$

Procediendo a calcular el caudal que sale del sedimentador secundario, Qw va al tanque de lodos, se determina de la siguiente manera:

$$Q_w = \frac{PL}{X_r} \cdot 1000000 \quad \text{Ec. 2.40}$$

Donde:

Qw= caudal de purga de lodo, (L/día).

Xr= concentración del lodo de recirculación, (mg/L).

La concentración del lodo de recirculación se asume y calcula por la siguiente expresión:

$$X_r = (2 \text{ a } 3) \cdot X \quad \text{Ec. 2.41}$$

Conocido el caudal de salida del sedimentador, se procede con el cálculo del caudal de recirculación con la siguiente expresión:

$$Q_r = \frac{Q \cdot X}{X_r - X} \quad \text{Ec. 2.42}$$

Donde:

Qr= caudal de recirculación, (L/día).

Se continúa con la razón de recirculación, está se calcula con la siguiente expresión:

$$R = \frac{Q_r}{Q} \cdot 100 \quad \text{Ec. 2.43}$$

Donde:

R= razón de recirculación, (%).

La cantidad requerida de oxígeno para degradar la materia orgánica y que el reactor aeróbico funcione correctamente, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$RO = A - 1,42 \cdot PL \quad \text{Ec. 2.44}$$

Donde:

RO= requerimiento de oxígeno, (Kg/día).

A= sustrato consumido, (Kg/día).

Para el cálculo del sustrato consumido se tiene que:

$$A = \frac{Q \cdot (S_0 - S)}{f} \quad \text{Ec. 2.45}$$

$$0,5 \leq f \leq 0,8$$

Donde:

f= factor para llevar el DBO5 a DBOU, (adim).

Conocido el requerimiento de oxígeno, se determina la cantidad de aire a inyectar al reactor para cumplir el requerimiento de oxígeno, el aire teórico necesario se calcula con la siguiente expresión:

$$AT = \frac{RO}{P_{\text{aire}} \cdot \%O_2 \text{ aire}} \quad \text{Ec. 2.46}$$

Donde:

AT = caudal de aire teórico requerido, (pie³/día).

P_{aire} = densidad del aire, 0,08 lb/pie³.

%O₂aire = porcentaje de oxígeno en el aire (0.23)

Se procede con el cálculo del caudal real de aire:

$$AR = f_{ss} \frac{AT}{ETD \cdot (1440 \text{ min} / \text{día})} \quad \text{Ec. 2.47}$$

$$1,5 \leq f_{ss} \leq 2$$

Donde:

RA= caudal de aire real (pie³/min).

ETD= Porcentaje de transferencia de O₂ en agua sucia, se determina mediante la grafica en el Anexo B.2.

Finalmente se determina la potencia del aireador, mediante la siguiente expresión,

$$P^t = \frac{78 \cdot 10^{-6} \cdot V}{E} \quad . 2.48$$

Donde:

P'= potencia del aireador, (HP).

El número de difusores, se calcula mediante la siguiente expresión, asumiendo un caudal de aire entre 2 y 5 pie³/min

$$N_D = \frac{RA}{Rad} \quad \text{Ec. 2.49}$$

Donde:

Rad= caudal de aire de cada difusor, (pie³/min).

Sedimentador secundario

Esta unidad es un complemento de los reactores biológicos, su principal función es mantener un efluente suficientemente claro para trasladarlo a la cámara de cloración de esta forma se minimiza la cantidad de lodos que se manejan. Esta unidad presenta una gran importancia ya que ayuda al manejo y distribución de los lodos provenientes del reactor ayudando a su reusó o su disposición final para el lecho de secado. Para el diseño más genérico de un Sedimentador se recomienda un tanque cilíndrico con un cono en el fondo para recolectar los sedimentos. Para

determinar el volumen del tanque se realiza a través de los siguientes cálculos.

$$V = Q_{med} \cdot t_r \quad \text{Ec. 2.50}$$

Donde:

V= volumen del tanque cilíndrico del sedimentador, (m³)

t_r= tiempo de retención en el caso de sedimentadores se puede extraer de la siguiente tabla, (h).

Tabla 8.
Tiempo de Retención de Sólidos en el Sedimentador.

TIEMPO DE RETENCION DE SOLIDOS			
C.S (m ³ /m ² -d)	PROFUNDIDAS (m)		
	2.1	2.4	3
25	2.1 h	2.4 h	3.06 h
33	1.6 h	1.8 h	2.25 h
41	1.25 h	1.4 h	1.75 h
En General la WEF establece:			
S. Primario y F/Q	1-2 h		
S. Secundario	1-3 h		

Nota. Prof. Rafael Dautant. Tratamiento de aguas Residuales (2012).

Se procede a calcular el área del sedimentador, para esto se asume una altura ponderada entre 1,5 y 5m. Para el cálculo del volumen se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_s = \frac{V}{h} \quad \text{Ec. 2.51}$$

Donde:

A_s= área del sedimentador, (m²).

H= altura de agua, asumimos

Con el área se procede a calcular el diámetro del tanque con la siguiente ecuación:

$$D_s = \sqrt{\frac{4Q_s^2}{\pi}} \quad \text{Ec. 2.52}$$

Donde:

Ds: Diámetro del sedimentador (m).

Con el área y el caudal se logra calcular la carga superficial mediante la siguiente expresión:

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \quad \text{Ec. 2.53}$$

Donde:

Cs= carga superficial (m²/m³.dia).

Cumpliendo con los estándares según la siguiente Tabla 9.

Tabla 9

Rangos sugeridos de Carga Superficial (m²/m³.dia).

VELOCIDADES MAXIMAS SUGERIDAS PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE TRATAMIENTOS	
TIPO DE TRATAMIENTO	C.S (m3/m2-d)
Filtro Percolador	41
Filtro Percolador alta tasa	33
Lodos Activados (pequeña)	31
Lodos Activados (grandes)	41
Biodiscos	41
Físico – Químico	64
LA WEF ESTABLECE:	
Proceso Biológico	12-41
Primarios y F/Q	12-64

Nota. Prof. Rafael Dautant. Tratamiento de aguas Residuales (2012).

El vertido depende de cómo se proyecte la descarga del canal. La carga lineal se calcula con la siguiente expresión:

$$CL = \frac{Q}{LW} \quad \text{Ec. 2.54}$$

Donde:

CL= carga lineal, ($m^3/m.dia$).

Lv= longitud del vertedero (m).

La longitud del vertedero viene dada por la siguiente expresión:

$$L_v = \pi \cdot D \cdot f \quad \text{Ec. 2.55}$$

Donde:

f= factor de vertido. Este depende de la geometría del borde de vertido; el borde típico viene dado por la siguiente geometría.

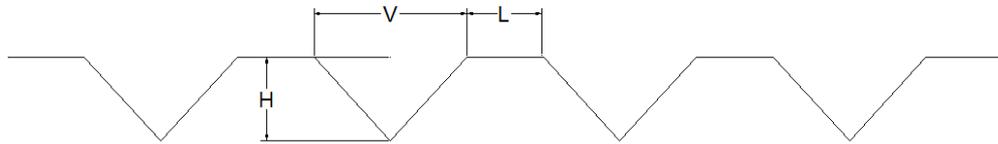


Figura 2. **Sección Típica borde de vertido.** Nota. Prof. Rafael Dautant. Tratamiento de aguas Residuales (2012).

La carga lineal tiene que cumplir con el parámetro de ser menor a $250m^3/m^2.dia$. Para garantizar que la cantidad de sedimentos que pasa a la cámara de cloración sea óptima para el funcionamiento de esa unidad.

Se procede con el cálculo de las dimensiones del cono truncado donde se recomienda una relación de 1:8 a 1:12 diámetro y altura, para garantizar la sedimentación y la sedimentación en dirección central del tanque, por lo que:

$$h_{con} = \frac{r}{12} \quad \text{Ec. 2.56}$$

Donde:

hcon= altura del cono,(m).

Una vez calculada la altura, se calcula el volumen del cono con la siguiente expresión:

$$V_{con} = \frac{\pi \cdot h_{con} \cdot D^3}{24} \quad \text{Ec. 2.57}$$

Donde:

Vcon= volumen del cono, (m³)

El volumen del cilindro se calcula con la resta del volumen total calculado inicialmente y el volumen del cono por medio de la siguiente expresión:

$$V_{cil} = V - V_{con} \quad \text{Ec. 2.58}$$

Donde:

Vcil= volumen del cilindro, (m³).

La altura total del se calcula según:

$$h_2 = \frac{4 \cdot V_{cil}}{\pi \cdot D^3} \quad \text{Ec. 2.59}$$

Donde:

hcil= altura del cilindro, (m).

La altura total del tanque viene dada por la suma de las alturas del cono y del cilindro más un borde de seguridad

$$h_t = h_{con} + hcil + h_s \quad \text{Ec. 2.60}$$

Donde:

ht= altura total del sedimentador, (m).

hs= borde de seguridad o borde libre

La cantidad de sólidos removidos viene dada por la expresión:

$$CS = \frac{Q \cdot X}{A} \cdot 10^6 \quad \text{Ec. 2.61}$$

Donde:

CS= carga de sólidos removidos, (Kg/m².dia).

X= concentración de sólidos, (mg/L).

Desinfección

Cámara de Cloración.

El proceso más utilizado para la desinfección del agua es la cloración porque se puede aplicar a grandes cantidades de agua y es relativamente barato. El cloro proporciona al agua sabor desagradable en concentraciones mayores de 0.2 ppm aunque elimina otros sabores y olores desagradables que le proporcionan diferentes materiales que se encuentran en el agua. El cloro tiene una acción tóxica sobre los microorganismos y actúa como oxidante sobre la materia orgánica no degradada y sobre algunos minerales. Para el diseño de una cámara de cloración se debe tomar en cuenta que la dosis máxima de cloro es de 20mg/L según las normas INOS. Y se recomienda un factor de punta de 3. Estableciendo esto, la capacidad de la cámara será determinada según:

$$\frac{Cl}{dta} = 3 \times 20 \frac{mg}{L} \times Q \quad \text{Ec. 2.62}$$

Para determinar el consumo de cloro diario se emplea la siguiente expresión:

$$\frac{Cl}{dta} = 10 \frac{mg}{L} \cdot Q \quad \text{Ec. 2.63}$$

Manejo de Lodos

Tanque de Lodos.

A través de este proceso se realiza la acondicionamiento de los lodos para su posterior secado y disposición final, en este proceso se mantiene, la estabilización de los fangos proporcional según su digestión aerobia o anaerobia determina la velocidad de degradación de los mismos, la estabilización aerobia es menos veloz que la anaerobia; en ambos casos la degradación de la materia o de los lodos proporciona biogás con un contenido energético suficiente como para ser aprovechado térmicamente o eléctricamente. Para el diseño de un tanque de lodos se determina primero el volumen del mismo a través de la siguiente ecuación:

$$V = Qw/tr \quad \text{Ec. 2.64}$$

Donde:

V= Volumen del tanque de lodos, (m³).

Tr= Tiempo de retención, recomendado 1 día para tanques aireados

Asumiendo la altura útil del tanque y la forma del mismo determinamos el área según la expresión

$$A = V/h \quad \text{Ec. 2.65}$$

Se determina el requerimiento de aire para el tanque de lodos para realizar una estabilización aerobia:

$$RA = Q_{med} \cdot V \quad \text{Ec. 2.66}$$

Donde:

RA= Requerimiento de Aire (pie³/min)

Con el requerimiento de aire se determina el número de difusores estimando el aire por difusor.

$$Nd = RA/d$$

Ec. 2.67

Donde:

Nd= Numero de difusores

d= aire por difusor en (pie³/min).

Finalmente se determina la potencia del motor requerido para mantener el tanque suficientemente aireado para la estabilización de los lodos.

$$P = V/e$$

Ec. 2.68

Donde:

P=Potencia del motor en (HP)

e= eficiencia del motor

Lecho de secado.

Esta unidad permite la separación física del agua y del lodo. Este proceso hace que las partículas de agua sean eliminadas en su mayoría, quedando únicamente el lodo. Se recomienda para un proceso de secado más óptimo que la superficie del lecho sea cubierta por un medio plástico traslucido de forma tal que se permita el paso de la radiación solar y resguarde al lodo de la intemperie; para determinar el área de secado empleamos la siguiente ecuación:

$$Area = \frac{PL}{CSA}$$

Ec.2.69

Donde

PL: Carga anual de lodos (KgSST/año)

CSA: Carga superficial anual (kgSST/m².año).

Descubierto: 50-90

Techado: 50-190

Posteriormente se realiza la distribución de las celdas según las dimensiones más acorde a la disponibilidad del terreno.

Filtro Prensa de Banda.

A través de un filtro prensa de banda se busca la extracción del agua del lodo, este consiste en una banda que atraviesa una serie de rodillos donde a través de la presión ejercida se busca la expulsión de las moléculas de agua, de esta forma el agua que escurre es captada por sumideros de piso los cuales la redirigen al tanque de igualación, por otra parte los lodos son extraídos de la banda cuando esta pasa por un sección acuñada. Para un correcto funcionamiento se requiere un ingreso del caudal de recirculación con una concentración de 2% para lograr una salida con una concentración de entre 20 y 30%; Los filtros prensa de son seleccionados por catalogo en los cuales se requiere el volumen de lodos a tratar por hora, determinándose este por la siguiente expresión:

$$V = \frac{QW}{Nh} \quad \text{Ec.2.70}$$

Donde:

V=Volumen de carga de lodos por hora

Nh= Numero de horas laborales para tratar los fangos.

Ya que estos mecanismos trabajan con personal sus rangos de operación serán de entre 6 y 8 horas jornada laboral estándar.

Marco Normativo Legal

La presente investigación busca la obtención de un diseño y redimensionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales del Municipio Montalbán, Edo. Carabobo, en pro del mejoramiento y protección del ambiente para mantener la calidad de las aguas naturales sin modificar las condiciones de los cuerpos de aguas receptores, logrando todo esto con el cabal cumplimiento de las distintas normas legales vigentes dispuestas por el Estado para lograr el equilibrio ecológico que se ve afectado por la intervención humana.

Debido a que las plantas de tratamiento se encargan de verter sus aguas en los distintos cuerpos receptores, éste efluente de agua debe tener ciertas características especiales a su salida de manera que no afecte gravemente el ecosistema, para ello se debe hacer seguimiento y cumplimiento estricto de las siguientes normas:

Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5021 Extraordinario, Decreto 883 de fecha 11 de Octubre de 1995, vigente denominada: **“Norma para la Clasificación y Control de Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos”**.

SECCION III

De las descargas a cuerpos de agua

Artículo 10.- A los efectos de este Decreto se establecen los siguientes rangos y límites máximos de calidad de vertidos líquidos que sean o vayan a ser descargados, en forma directa o indirecta, a ríos, estuarios, lagos y embalses:

Parámetros Físico-Químicos	Límites máximos o rangos
Aceites minerales e hidrocarburos	20 mg/l
Aceites y grasas vegetales y animales	20 mg/l

Parámetros Físico-Químicos	Límites máximos o rangos
Alkil Mercurio	Nodetectable (*)
Aldehidos	2.0 mg/l
Aluminio total	5.0 mg/l
Arsénico total	0.5 mg/l
Bario total	5.0 mg/l
Boro	5.0 mg/l
Cadmio total	0.2 mg/l
Cianuro total	0.2 mg/l
Cloruros	1000 mg/l
Cobalto total	0.5 mg/l
Cobre total	1 mg/l
Color real	500 Unidades de Pt-Co
Cromo Total	2.0 mg/l
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO _{5,20})	60 mg/l
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	350 mg/l
Detergentes	2.0 mg/l
Dispersantes	2.0 mg/l
Espuma	Ausente
Estaño	5.0 mg/l
Fenoles	0.5 mg/l
Fluoruros	5.0 mg/l
Fósforo total (expresado como fósforo)	10 mg/l
Hierro total	10 mg/l
Manganeso total	2.0 mg/l
Mercurio total	0.01 mg/l
Nitrógeno total (expresado como nitrógeno)	40 mg/l
Nitritos + Nitratos (expresado como nitrógeno)	10 mg/l
Ph	6 - 9
Plata total	0.1 mg/l
Plomo total	0.5 mg/l
Selenio	0.05 mg/l
Sólidos flotantes	Ausentes
Sólidos suspendidos	80 mg/l
Sólidos sedimentables	1.0 mg/l
Sulfatos	1000 mg/l
Sulfitos	2.0 mg/l
Sulfuros	0.5 mg/l
Zinc	5.0 mg/l

Biocidas	
Organo fosforados y Carbamatos	0.25 mg/l
Organo clorados	0.05 mg/l

* Según los métodos aprobados por el Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales

Norma Venezolana. COVENIN 2709:2002. (1° Revisión) de fecha 28 de Mayo de 2002 vigente denominada: “**Aguas Naturales, Industriales y Residuales. Guía para las técnicas de muestreo**”. Objetivo: “Establece lineamientos generales sobre las técnicas de captación de muestras de agua, con el fin de determinar sus características”.

Norma Venezolana. INOS (1989) con vigencia, denominada: “**Normas e Instructivos para el proyecto de alcantarillados**”. Objetivo: “Establece parámetros para el diseño de acueductos y cloacas, también presenta periodos de diseños de obras hidráulicas y el cálculo de caudales de las aguas residuales”.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

En el siguiente capítulo se define el tipo de investigación y se plantean los pasos metodológicos a seguir para el logro de cada uno de los objetivos propuestos. Así mismo se describen detalladamente la estrategia y métodos utilizados para tal fin.

Tipo de Investigación

Según el nivel de conocimiento que se desea alcanzar, este trabajo es catalogado como un tipo de investigación de nivel descriptivo ya que se diagnosticará la situación actual de la planta de tratamiento para luego analizar los parámetros requeridos y finalmente diseñar un plan de reactivación de la misma, logrando el saneamiento de las aguas que ésta descarga en los cuerpos receptores. La investigación descriptiva según (Arias, Fidiás, 2006) “consiste en la caracterización de un hecho, fenómeno o comportamiento”.

Diseño de Investigación

El diseño de la investigación está planteado bajo la estructura de “No experimental”, ya que se observan los hechos tal cual como suceden en la realidad en un lapso de tiempo determinado, realizando una investigación de modalidad mixta donde parte de los datos son

recolectados de campo, y otros son obtenidos a través de documentación, siguiendo lo explicado por (Arias, Fidias, 2006)

La Investigación de Campo: consiste en la recolección de datos directamente de la realidad donde ocurren los hechos, sin manipular o controlar variable alguna. Y **La Investigación Documental:** es aquella que se basa en la obtención y análisis de datos provenientes de materiales impresos u otros tipos de documentos.

Todo esto se realiza bajo el marco de la Modalidad de Proyecto Factible que según el manual de (FEDEUPEL, 2006) “El proyecto factible consiste en la investigación, elaboración y desarrollo de una propuesta de un modelo operativo viable para solucionar problemas, requerimientos o necesidades de organizaciones o grupos sociales”. Bajo esta modalidad se elabora una propuesta viable, donde los datos recolectados de campo con visitas a la obra, son analizados bajo los distintos documentos de soporte para poder diseñar la mejor propuesta de proyecto.

Población y Muestra

“La población o universo se refiere al conjunto para el cual serán válidas las conclusiones que se obtengan: a los elementos o unidades (personas, instituciones o cosas) involucradas en la investigación”. (Morles, 1994, p. 17). La población de esta investigación viene siendo los 25.474 habitantes equivalentes que conforman el Municipio Montalbán y sus aguas servidas.

“La muestra es un subconjunto representativo de un universo o población.” (Morles, 1994, p. 54). La muestra de esta investigación es igual a la población la cual es de tipo no probabilística e intencional, donde se selecciona con base en criterios o juicios determinados por la investigación.

Descripción de la Metodología

El trabajo de investigación se realizó en 3 fases metodológicas:

Fase I. “Diagnóstico”.

Visitas de campo:

En esta fase se procedió a realizar en primer lugar recorridos y visitas a la planta de tratamiento, donde se inspeccionó exhaustivamente la situación de la planta, recopilando información en una hoja de campo sobre las unidades presentes en la obra y las dimensiones de cada una de ellas, así como también determinando el proceso, principio y funcionamiento de los equipos por los cuales fluye el caudal de aguas residuales con la revisión de los puntos de entrada y salida del mismo, a su vez se obtuvo una compilación fotográfica del proceso.

Como se carece de información acerca de planos estructurales de la planta de tratamiento se realizó un bosquejo de la misma, de acuerdo a los datos observados y medidos en campo.

Se identificaron los distintos puntos de descarga del sistema de recolección cercanos a la planta y las características cualitativas con las que llega y sale el flujo del sistema. De la misma manera se diagnosticó las condiciones en que se encuentra el colector emisario que vierte en la planta de tratamiento, ya que de este punto se procedió a estimar el caudal y analizar el agua procedente del sistema de recolección.

Medición del Caudal:

Para el dimensionado de las unidades de la planta de tratamiento se requirió determinar el caudal de aguas servidas proveniente de la comunidad de Montalbán, para efectos de este trabajo de grado y debido a la existencia de bocas de visitas en el área; el caudal se determinó mediante el uso del Nomograma “Curva de variación de elementos

hidráulicos respecto al tirante de agua o relación de alturas”, para ello se realizó una medición estimada de la velocidad parcial del flujo (V_1) que pasa entre dos bocas de visita, conociendo la distancia entre ellas y el tiempo que tarda un objeto en realizar el trayecto.

Una vez obtenida la velocidad del flujo y conociendo que el diámetro (D) de la tubería es de 63cm dato suministrado por Hidrocentro, se procedió a realizar el cálculo del caudal, determinándose primero la relación de alturas entre el tirante de agua (Y) con el diámetro de la tubería (Y/D) para entrar al nomograma e interceptar la curva de velocidades y obtener la relación (V_1/V_2), con este valor conocemos la velocidad plena (V_2) de la tubería que sirvió para poder calcular el caudal pleno (Q_2) de la misma mediante la ecuación de continuidad.

Luego se entró al nomograma mediante la relación de alturas (Y/D) pero se interceptó la curva de caudales para obtener la relación (Q_1/Q_2) con este valor se pudo obtener el Caudal parcial (Q_1) que circula por la tubería donde se realizó la medición, este proceso se repitió durante el muestreo cada media hora hasta cumplir con el tiempo estipulado.

Se estima que a la hora de mayor demanda de agua potable se genera la mayor cantidad de aguas servidas en la población, siendo entre 6:00 AM y 12:00PM, en los días Miércoles y Jueves, según datos del Laboratorio de Hidrocentro. La determinación del caudal y el grado de variación del mismo son necesarios para establecer un programa representativo de muestreo.

Toma de muestras y análisis del agua:

Los exámenes del agua residual se realizaron para obtener los datos necesarios que caracterizan los distintos vertidos, también para determinar si las características del agua residual son alterables. Para la realización de la captación de muestras de agua se tomaron en cuenta

ciertas generalidades expuestas por la Norma Venezolana COVENIN 2709:2002 (1°Revisión) “Aguas Naturales, Industriales y Residuales. Guía para Técnicas de muestreo”, donde se propone que para las muestras de agua no existe un procedimiento único que pueda aplicarse de modo universal.

Como las aguas residuales domésticas tienen una variación horaria, semanal y estacional, el tipo de muestra empleado fue la muestra compuesta, ya que permiten obtener valores más representativos: por lo tanto se procedió a realizar el muestreo en horarios de mayor relevancia entre las 6:00 AM y las 12:00 PM, mismos horarios en los que se realizó la medición del caudal; según recomendaciones de Hidrocentro. El muestreo para la evaluación de las aguas puede ser llevado a cabo en un día comprendido entre el martes y el jueves ya que son los días más rutinarios para los habitantes.

Las muestras compuestas según la Norma COVENIN 2709:2002 representan las características promedio del cuerpo de agua residual durante el periodo de captación, empleando de esta manera muestras compuestas proporcionales al caudal captadas en intervalos de tiempo regulares que van desde minutos a horas dependiendo de la variabilidad del caudal, esta variabilidad se medirá mediante la altura de agua de la sección.

Para la toma de muestras, inicialmente se captó 1 litro de agua directamente del punto de estudio midiendo a su vez la velocidad del flujo. Una vez teniendo estos dos datos se realizaron tomas cada 30 minutos, tomando como variable principal la velocidad obtenida cada media hora, y de acuerdo a la primera toma base (de 1 litro) se procedió a captar la cantidad de agua proporcional a la velocidad obtenida, mediante una simple regla de tres.

El punto de muestreo fue ubicado donde las características del flujo eran tales que favorecían al máximo las condiciones de mezclas de las aguas. Éstas fueron captadas en el centro del canal y cerca de la superficie asegurando de tal manera que haya el menor asentamiento de sólidos posibles, así como también evitar la excesiva turbulencia que puede liberar gases disueltos, lo cual conduce a muestras no representativas. Las muestras captadas fueron enviadas al Laboratorio de Hidrocentro de los Colorados, Valencia Estado Carabobo, para su análisis de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Fósforo (P), Oxígeno Disuelto, Sólidos Suspendidos (SS) y otros análisis que resultasen pertinentes.

Fase II. “Factibilidad”.

Se logró el objetivo numero 2 de este trabajo de grado: “Analizar la factibilidad de un plan de reactivación de la planta de tratamiento que contemple los parámetros de diseño necesarios”. Siguiendo una serie de procedimientos pautados para su correcto análisis:

1. En primer lugar se determinaron los beneficiarios del proyecto: principal, secundario y terciario.
2. Luego se realizó el estudio técnico del proyecto contemplando los siguientes aspectos:
 - a) Tamaño del Proyecto: capacidad del proyecto y factores condicionantes del tamaño de acuerdo a los recursos disponibles.
 - b) Proceso Global de transformación: con descripción y flujograma del proyecto que va de los insumos existentes a los futuros beneficiarios del proyecto.
 - c) Localización del proyecto: ubicación geográfica del proyecto en Macro y micro localización.

Fase III. “Propuesta de Diseño”.

En esta fase se procedió al diseño y dimensionamiento de la planta de tratamiento en base a los parámetros de diseño y los análisis de las muestras obtenidas, se determinó el tipo de unidades que se diseñaran, para ello se emplearon los procedimientos de cálculo indicados en el Capítulo II “Marco Teórico” y con la ayuda de programas necesarios para agilizar los cálculos se logró el dimensionado de las unidades.

También se procedió a realizar el cálculo del caudal mediante la población futura de acuerdo a los datos poblacionales suministrados por el INE (Instituto Nacional de Estadística) mediante el procedimiento de crecimiento geométrico, obteniendo un caudal para un período de diseño prudencial entre 10 y 40 años, siendo el diseño para 20 años requerido por Hidrocentro.

Para definir la línea de tratamiento para depurar el agua residual de una determinada población se siguieron los siguientes pasos:

- Calcular la base de partida en cuanto a concentración de parámetros contaminantes, carga, caudales y población.
- Fijar los resultados a obtener en función del punto de vertido y la legislación vigente.
- Determinar los valores máximos de entrada a las unidades de la planta tratamiento.
- En función de la base de partida y los resultados a obtener calcular los rendimientos necesarios para depurar el agua residual.
- Determinar los valores medios y máximos de los diferentes parámetros (contaminación y caudal).
- Definir la línea de tratamiento para obtener la depuración de las aguas residuales teniendo en cuenta los rendimientos posibles de cada proceso unitario.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de datos

Para la recolección de información se empleo la consulta en diversas bibliografías, documentales, revistas en línea y las normativas vigentes que permitiesen recopilar información necesaria para la comprensión de este trabajo de grado; adicionalmente se empleo la observación científica de tipo participante obteniendo información desde dentro del problema, para lograr de esta forma un diagnostico acertado de la problemática en la comunidad afectada. Otra herramienta a emplear son las entrevistas no estructuradas a personas especializadas en el diseño de plantas de tratamiento.

Una vez recopilada suficiente información se procedió al estudio de la misma seleccionando los elementos de mayor aporte a la investigación, para posteriormente llevar a cabo el desarrollo los aspectos de mayor importancia para explicar de manera clara y concisa el funcionamiento de una planta de tratamiento para aguas servidas urbanas.

Adicionalmente se hizo uso y creación de hojas de cálculo con la finalidad de llevar a cabo el desarrollo y diseño de las unidades de la planta de tratamiento y se emplearon herramientas graficas para la elaboración de los planos y detalles.

Tabla 10

Técnicas e instrumentos de recolección.

TECNICAS	INSTRUMENTOS
Observación Directa	Memoria fotográfica
Observación Participante	Matriz DOFA
Encuesta	Entrevistas no Estructuradas

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Análisis de Datos

Ya recolectada la información aplicando los métodos e instrumentos de investigación, se requiere clasificarla y ordenarla de manera que se pueda dar respuesta a cada objetivo planteado en este trabajo de grado; inicialmente se organiza la información logrando definir el mejor diseño adecuado a las necesidades de la problemática planteada. En el trabajo de grado se mostraran los diseños empleados para mejorar las condiciones de las aguas de forma que cumplan con las normativas vigentes establecidas en el Decreto 883 “Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos”. Gaceta No.5021.

CAPÍTULO IV

LA PROPUESTA

En este capítulo se muestran a continuación los resultados obtenidos de cada una de las fases del proyecto factible con sus respectivas discusiones.

Fase I. Diagnóstico

La población del Municipio Montalbán consta de 25.474 habitantes, según cifras oficiales del censo 2011 del INE (INE, 2001), población se encuentra ubicada al Sur-Oeste del Estado Carabobo, entre las poblaciones de Bejuma al Noreste y Miranda al Sur. Montalbán posee una red cloacal en todo su casco, colectores emisarios y dos (2) plantas de tratamiento de aguas residuales, una ubicada en el sector “Los Jirajaras” al Norte del Municipio y la otra planta (la de estudio) ubicada al Sur-Este que atiende al casco central y gran parte del Municipio, se encuentra actualmente abandonada.

La planta de tratamiento de estudio se encuentra al Sureste del Municipio en el Sector 13 de Septiembre, en el extremo Sur de la calle Mariño (como se muestra en la Fig.3). Descarga sus aguas en la quebrada “El Zanjón” afluente del río “Tirgua”.



Figura 3. Ubicación geográfica Planta de Tratamiento, Municipio Montalbán. *Nota. Foto digital Google Earth (2012). Adaptado por: Armenta S., Ramírez J. y Vacca B. (2012)*

Al realizar visitas de reconocimiento a la Planta de Tratamiento de Aguas servidas, se confirma la falta de cuidado e importancia que le tienen los organismos competentes a este sector del Municipio. Básicamente la Planta de Tratamiento en estudio está conformada por las siguientes unidades (Ver Anexos C):

- Dos (2) Lagunas de Estabilización de 25x45m cada una
- Una (1) unidad de cloración

La condición de estas unidades se encuentran en deterioro y abandono total, la falta de mantenimiento hace que las unidades no cumplan con los objetivos para los cuales fueron construidos. Las lagunas están albergando gran cantidad de vegetación y fauna que crece paulatinamente sin ningún tipo de control. También hay empozamiento descontrolado de las aguas tanto residuales como de lluvia.

Condiciones Generales del sector adyacente a la Planta de Tratamiento:

- Crecimiento descontrolado de la población, sin ningún tipo de planificación ocupando terrenos que no se deberían ocupar por viviendas (invasiones).
- Condiciones deplorables de la quebrada El Zanjón, contaminado mediante desechos sólidos y líquidos. Existen distintas descargas directas sin ningún tipo de tratamiento previo a lo largo de la quebrada, antes de la Planta.
- Ruptura del colector emisario Ø 24" unos 100 m antes de la planta de tratamiento. Es necesario sustituir estos tramos de tuberías ya que generan la salida de las aguas residuales antes de la descarga principal a la Planta de Tratamiento.
- Según testimonios de habitantes del sector y confirmado por los resultados de análisis sanitarios hechos al agua, las redes cloacales del sector se encuentran vinculados al sistema de recolección de aguas de lluvia, originando un colapso considerable del sistema cloacal debido al aumento repentino del caudal causado por lluvias que no fueron considerados para su diseño, dando pie al desborde de las aguas servidas por las bocas de visita de toda la red principal de cloacas.
- Los habitantes adyacentes a la Planta de Tratamiento están siendo afectados por los malos olores y los desbordes ocasionados por mala planificación y falta de mantenimiento, ellos están propensos a adquirir enfermedades como el cólera, Gastroenteritis, hepatitis A, Fiebre tifoidea entre otras.

Tabla 11*Observación participante, matriz DOFA.*

FORTALEZAS		DEBILIDADES	
Se cuenta con personal para el manejo de las unidades		Se carece de información de planos sobre la estructura existente	
Se cuenta con los recursos tecnológicos		Las instalaciones existentes no se encuentran en funcionamiento	
Se dispone de extensiones de terreno suficiente para la ejecución		Deterioro ambiental	
Se cuenta con ensayos de la calidad de las aguas		Carencia de experiencia	
OPORTUNIDADES		AMENAZAS	
Disminución de las dimensiones de las unidades aplicando nuevas tecnologías		Presencia de fauna salvaje	
Reducir la contaminación en el cuerpo de agua		Limitación fomentar la construcción de la planta	
Se proporciona una instalación adecuada para la purificación de las aguas		Abandono de las aéreas aledañas al sector donde se plantea el proyecto	
Adquisición de técnicas avanzadas para el tratamiento de aguas			

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

La principal problemática se ubica en los valles altos del Estado Carabobo y parte de Yaracuy donde se originan los afluentes del río Tigua principal fuente de abastecimiento de la población de Tinaquillo; Dichos afluentes están siendo contaminados por la descarga de los colectores de aguas residuales de las poblaciones aledañas entre ellas la población de Montalbán, generando el deterioro progresivo del cauce. Estas aguas son captadas aguas abajo por el dique-toma Las Mercedes ubicado en la población de Tinaquillo, estructura que no se da abasto para la purificación de las aguas que está recibiendo.

En el periódico “El Carabobeño” la periodista Jenny Sánchez Petit el 30 de junio de 2011, ya hace mención a una reunión realizada entre los

que asistieron varias autoridades gubernamentales las cuales discutieron la problemática existente en los afluentes y formas de mitigar los efectos.

Debido a que la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio Montalbán no se encuentra operativa, ésta no realiza ningún proceso de tratamiento a las aguas servidas que les llegan.

La captación de muestra del agua residual se realizó a 120m aguas arriba de la planta de tratamiento en el punto donde se descarga las aguas servidas directamente en la quebrada “El Zanjón”, este punto de captación fue estudiado en las visitas realizadas y certificado como punto de estudio por personal especializado de Hidrocentro. La muestra fue analizada en Laboratorios de Hidrocentro (Gerencia de Captación, Tratamiento y Mantenimiento). Del análisis se obtienen valores necesarios para el diseño, DQO, DBO, SS, fosforo, nitrógeno, oxígeno disuelto, los valores obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 12

Informe de Resultados de Análisis Químicos Sanitarios en Agua.

TABLA DE RESULTADOS			
Análisis	Método de análisis	Límites máximos o rangos	Resultados
pH	4500-B	6-9	6.58
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/L)	5210-B	350	139
Demanda Química de Oxígeno (mg/L)	5220-D	900	263
Nitrógeno Amoniacal (mg NH ₃ -N/l)	4500-NH ₃ -D	NR	14.101
Nitrógeno Orgánico (mg NH ₃ -N/l)	4500-Norg-C	NR	11.659
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg NH ₃ -N/l)	4500-Norg	40	25.76
Fósforo (mg P/L)	4500-P-C	10	5.235
Oxígeno Disuelto (mg/L)	4500-O-C	NR	0.35
Sólidos Disueltos Totales (mg/L)	2540-D	NR	392.5
Sólidos Totales (mg/L)	2540-B	NR	405
Sólidos Suspendidos (mg/L)	2540-D	80	12.5

Nota. HIDROCENTRO. Laboratorio Central Carabobo. (2012)

Los resultados corroboran que el agua residual se encuentra diluida, haciendo que se tenga que asumir ciertos parámetros para el diseño de la Planta de Tratamiento. Todos los resultados obtenidos fueron comparados con la Gaceta Oficial N°5.021, Decreto 883 de fecha 18/12/95 bajo las normas para “La Clasificación y el Control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes Líquidos”.

Para el correcto dimensionado de las unidades correspondientes a la planta de tratamiento de aguas residuales, se debe obtener el caudal existente durante el muestreo, para poder proyectarlo al periodo de diseño requerido de 20 años, se determino el caudal en campo como fue explicado en el Capítulo III “Marco Metodológico”, los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Tabla 13

Datos de caudales obtenidos por hora de muestreo.

HOJA DE CAMPO					
FECHA: JUEVES 14 de Junio de 2012					
MUESTRA					
LUGAR: 120m aguas arriba de la planta de tratamiento Montalbán					
Nº	HORA	VOLUMEN DE MUESTRA (L)	VOLUMEN ACUMULADO (L)	CLIMA	CAUDAL (m3/s)
1	7:30am	1.0	1.0	NUBLADO	0.037
2	8:00am	1.0	2.0	NUBLADO	0.042
3	8:30am	1.2	3.2	NUBLADO	0.046
4	9:00am	1.2	4.5	NUBLADO	0.039
5	9:30am	1.0	5.5	LLOVIZNA	0.032
6	10:00am	0.9	6.4	NUBLADO	0.033
7	10:30am	0.8	7.2	NUBLADO	0.031
8	11:00am	1.0	8.2	NUBLADO	0.037
9	11:30am	0.9	9.1	NUBLADO	0.035
10	12:00pm	1.0	10.2	LLUVIA	0.039

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Se realizaron mediciones de tiempo, distancia y la altura del tirante de agua (Y) en la Tabla 7, obteniéndose las velocidades por tiempo de muestreo:

Tabla 14

Datos de velocidades obtenidas por hora de muestreo.

HOJA DE CAMPO						
FECHA: JUEVES 14 de Junio de 2012						
MUESTRA						
LUGAR: Planta de Tratamiento Montalbán						
DIAMETRO: 63 cm						
DISTANCIA: 6.5 m						
Nº	HORA	ALTURA (CM)	VELOCIDAD (M/S)	T1 (S)	T2 (S)	Y/D
1	7:30am	29	0.265	21	28	0.46
2	8:00am	28	0.289	19	26	0.44
3	8:30am	28	0.317	15	26	0.44
4	9:00am	26	0.325	16	24	0.41
5	9:30am	33	0.265	20	29	0.52
6	10:00am	29	0.241	22	32	0.46
7	10:30am	29	0.22	23	36	0.46
8	11:00am	30	0.271	18	30	0.48
9	11:30am	28	0.241	20	34	0.44
10	12:00pm	28	0.271	18	30	0.44

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Con la velocidad parcial (V1) y el uso del nomograma “Curva de variación de elementos hidráulicos respecto al tirante de agua o relación de alturas” se obtuvieron las velocidades plenas (V2) en la tubería, ver la Tabla 8:

Tabla 15*Primer paso para el cálculo de caudales. Cálculo de velocidad*

CALCULO VELOCIDAD					
Nº	HORA	T(S)	V1=V.Parcial (m/s)	V1/V2	V2=V.Plena (Nomograma) (m/s)
1	7:30am	24.5	0.265	0.99	0.268
2	8:00am	22.5	0.289	0.90	0.321
3	8:30am	20.5	0.317	0.90	0.352
4	9:00am	20.0	0.325	0.94	0.346
5	9:30am	24.5	0.265	1.40	0.190
6	10:00am	27.0	0.241	0.99	0.243
7	10:30am	29.5	0.220	0.99	0.223
8	11:00am	24.0	0.271	1.10	0.246
9	11:30am	27.0	0.241	0.90	0.267
10	12:00pm	24.0	0.271	0.90	0.301

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Conociendo las velocidades plenas (V2) y el área de la tubería, se obtuvo el caudal pleno (Q2), para luego a través del nomograma obtener el caudal parcial (Q1) en cada hora de muestreo:

Tabla 16*Obtención de los caudales por hora de muestreo.*

Área de la Tubería= 0.31 m

CALCULO DE CAUDAL				
Nº	HORA	Q2=Caudal Pleno (m ³ /s)	Q1/Q2	Q1=Caudal Parcial (m ³ /s)
1	7:30am	0.084	0.44	0.037
2	8:00am	0.100	0.42	0.042
3	8:30am	0.110	0.42	0.046
4	9:00am	0.108	0.36	0.039
5	9:30am	0.059	0.55	0.032
6	10:00am	0.076	0.44	0.033
7	10:30am	0.069	0.44	0.031
8	11:00am	0.077	0.48	0.037
9	11:30am	0.083	0.42	0.035
10	12:00pm	0.094	0.42	0.039

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

A través de los muestreos realizados se pudo elaborar una grafica de caudales vs tiempo, en este se observa la fluctuación del caudal con respecto al transcurso del día durante 5 horas, indicando las horas pico donde se presenta los caudales más elevados. De la grafica se pudo obtener el área bajo la curva que viene siendo el caudal medio dando como resultado 33,3 L/s; a través cálculos teóricos para una población del municipio Montalbán de 25474 se tiene un caudal medio de aguas servidas de 63 L/s.

Estos valores de caudales prácticos no están acorde a lo que se obtuvieron teóricamente debido a que hay distintos puntos que vierten las aguas directamente a la quebrada el zanjón antes de llegar a la acometida que descarga en la planta de tratamiento, por este motivo se emplearan los caudales teóricos para el dimensionamiento de la planta de tratamiento.

El Gráfico1 representa la variación del caudal de agua residual que llega a la planta medido en el punto estratégico mencionado.

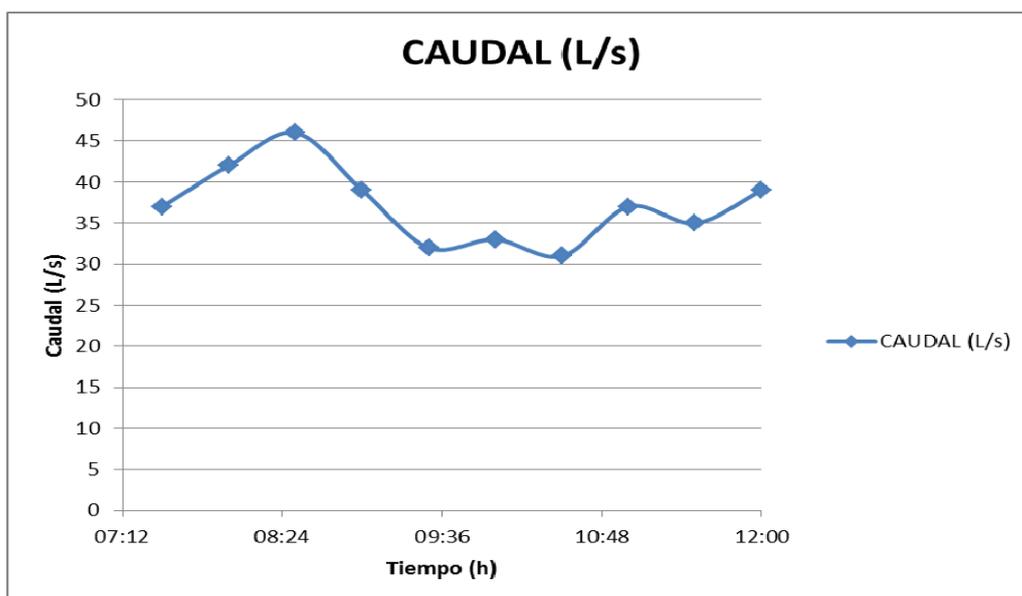


Gráfico 1. Obtención de los caudales por hora de muestreo.
 . Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Fase II. Factibilidad

El estudio de la factibilidad técnica se realizó con la finalidad de demostrar la existencia de los recursos necesarios (humanos, materiales, equipos e instrumentos) para llevar adelante el proyecto. Los aspectos tomados en cuenta para este estudio se describen a continuación:

Beneficiarios:

El área dispuesta para la reactivación de la planta de tratamiento, presenta comunidades aledañas, las cuales resultan los principales beneficiarios de una propuesta de este tipo ya que el saneamiento del cauce, mejoraría el entorno donde se desarrollan; los beneficiarios secundarios sería la población de Tinaquillo ya que el río Tirgua dejaría de recibir descargas contaminadas de aguas residuales de sus afluentes, obteniendo de esta manera un agua de mejor calidad para su abastecimiento; Finalmente se lograría beneficiar al medio ambiente ya que se lograría verter estas aguas sin afectar las cuencas naturales ni la fauna que en esta pudiesen estar presentes.

Tamaño del Proyecto:

a) Capacidad del Proyecto

El diseño planteado en este trabajo de grado, está condicionado a un caudal de aguas servida establecido para una población en crecimiento dentro de un lapso de 20 años. Estableciendo el cumplimiento de las normativas legales necesarias para descarga de efluentes de aguas residuales domésticas sobre cuerpos de aguas receptores.

b) Factores Condicionantes del Proyecto

Para llevar a cabo la implementación de una Planta de Tratamiento de aguas servidas en el Municipio Montalbán, es indispensable que se cumpla con los siguientes requerimientos mínimos, para la puesta en marcha del proyecto

Tabla 17*Recursos requeridos para el diseño propuesto.*

Recursos	Descripción
Instrumentos	Decreto N°883, publicado en la Gaceta N° 5021 el 18 de diciembre de 1995: "Normas para la clasificación y el Control de la calidad de los cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos"
Recursos Materiales	Espacio físico disponible Materiales necesarios para la construcción de la planta de Tratamiento de aguas servidas con las características indicadas
Recursos Humanos	Ingeniero Civil Ingeniero Ambiental Ingeniero Sanitario Personal de mantenimiento Personal de Vigilancia
Maquinaria	Retroexcavadora, payloader Camiones Trompo, volteo Vibrocompactador Teodolito Sistemas de bombeo Aireadores mecánicos, difusores de burbuja fina Equipos hidroneumáticos
Problemas de transporte	No existen problemas de transporte

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)***Proceso Global de transformación:***

Descripción del proceso global de transformación

El proceso global de transformación pretende identificar de manera ordenada y sistemática como sería la implementación de un Sistema de Tratamiento de Aguas Servidas para el Municipio Montalbán, Edo. Carabobo, destacando las fases necesarias para su desarrollo, es decir, en el Estado inicial se debe contar con los insumos así como también con los materiales a utilizar, cada uno de estos insumos cuando pasen por el proceso de transformación deben poder satisfacer a los beneficiarios que se encuentran en el estado Final.

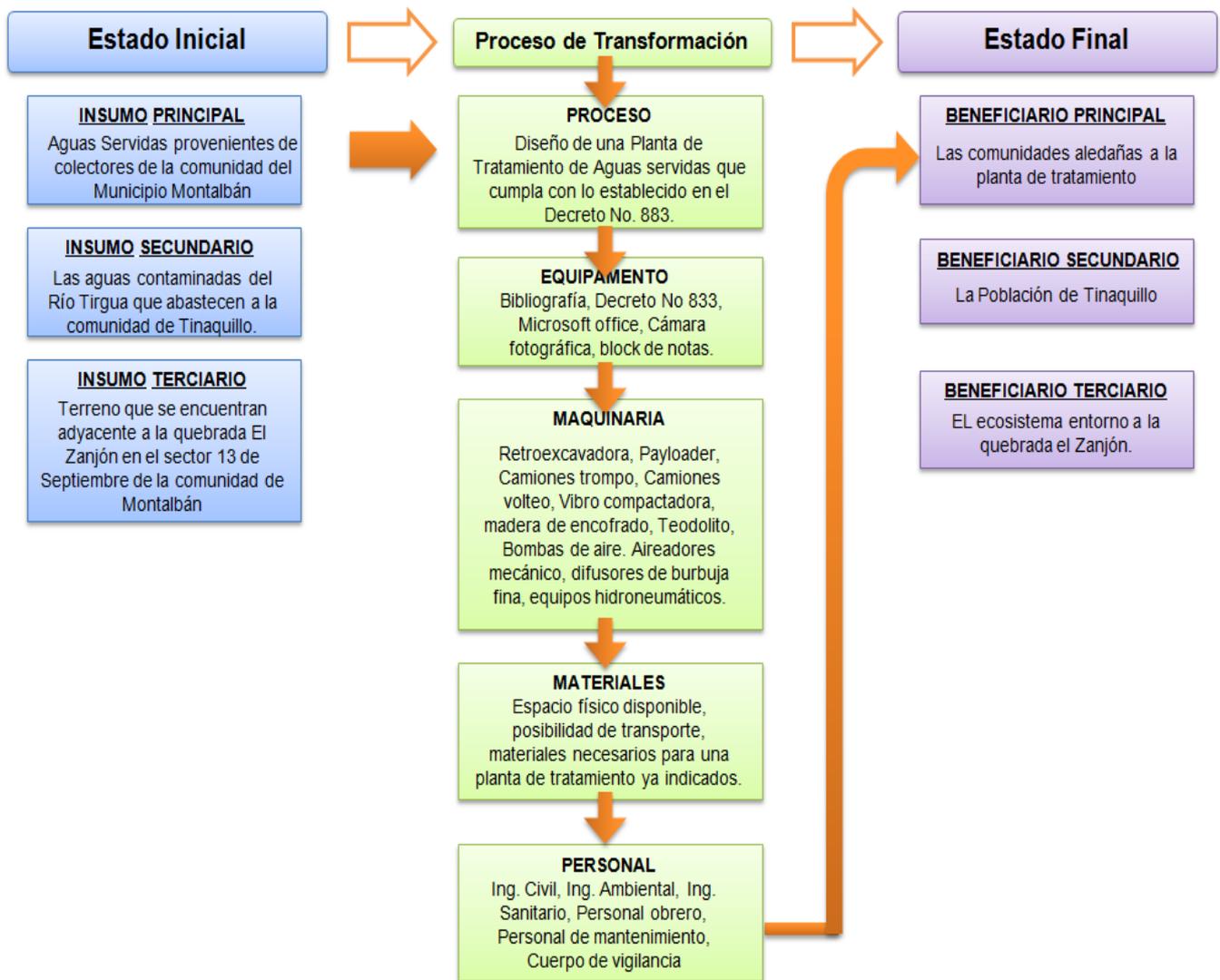


Figura 4. **Flujograma del proceso global de transformación.** Nota. Tomado de Aular M (2012). Adaptado por: Armenta S., Ramírez J. y Vacca B. (2012)

Fase III. Propuesta de Diseño

Cálculo de la Población

Conociendo la información estadística suministrada por el Instituto Nacional de Estadística (INE), sobre las proyecciones de población por año del Municipio Montalbán, 2000-2011 (Tabla.16), se realiza el cálculo de la Población Futura, para un período de diseño de 20 años, mediante el Método de proyección Geométrico siendo éste el que da resultados más lógicos y apegados a la realidad, ya que considera que las ciudades crecen en proporción a un porcentaje uniforme de la población del actual período.

Se calcula la tasa de crecimiento geométrico para la población con la ecuación Ec. 2.2 y los datos poblacionales del Municipio Montalbán suministrados en el Tabla 15, se tienen:

Para el año 2000 (P_1)= 20559 habitantes.

Para el año 2011 (P_2)= 25474 habitantes.

El período de proyección en años (n)= 11 años.

Entonces, se tiene que la tasa de crecimiento geométrico es:

$$r = \left(\frac{25474}{20559} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0.020$$

Para estimar la población futura mediante el método geométrico se emplea la Ec. 2.1

Donde:

Población del Último censo (P_a)= 25474 habitantes.

El período de diseño (t)= 20 años.

La tasa de crecimiento geométrico (r)= 0.020

Entonces, se tiene la Población Futura dentro de 20 años será:

$$P_{2031} = 25474(1 + 0.020)^{20} = 37615 \approx 38000 \text{ habitantes}$$

Tabla 18*Edo. Carabobo. Proyecciones de población por año y Municipio, 2000-2011.*

Municipio	Año											
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011
Total	1,971,544	2,009,117	2,046,330	2,083,141	2,119,677	2,155,610	2,191,483	2,226,982	2,262,070	2,296,861	2,331,564	2,365,665
Bejuma	39,945	40,733	41,515	42,286	43,054	43,808	44,561	45,306	46,041	46,771	47,497	48,210
Carlos Arvelo	127,236	130,040	132,832	135,608	138,379	141,120	143,866	146,598	149,313	152,017	154,724	157,400
Diego Ibarra	96,983	98,915	100,828	102,723	104,604	106,455	108,301	110,131	111,938	113,729	115,515	117,270
Guacara	145,132	148,821	152,519	156,222	159,942	163,648	167,383	171,123	174,868	178,619	182,397	186,159
Juan José Mora	57,701	58,813	59,915	61,002	62,081	63,141	64,197	65,239	66,269	67,288	68,303	69,297
Libertador	149,721	153,367	157,014	160,660	164,314	167,947	171,602	175,255	178,904	182,554	186,222	189,867
Los Guayos	133,237	136,709	140,194	143,687	147,201	150,706	154,242	157,787	161,341	164,905	168,497	172,080
Miranda	23,869	24,408	24,946	25,481	26,017	26,547	27,079	27,609	28,135	28,661	29,188	29,709
Montalbán	20,559	21,015	21,469	21,921	22,372	22,819	23,267	23,712	24,154	24,595	25,036	25,474
Naguanagua	134,728	136,137	137,482	138,766	139,991	141,144	142,258	143,315	144,308	145,252	146,158	146,997
Puerto Cabello	176,552	179,303	181,996	184,626	187,206	189,708	192,180	194,593	196,942	199,244	201,511	203,701
San Diego	60,330	62,326	64,353	66,408	68,499	70,609	72,761	74,941	77,154	79,397	81,681	83,987
San Joaquín	48,946	50,584	52,246	53,935	55,654	57,389	59,158	60,953	62,777	64,625	66,508	68,410
Valencia	756,605	767,946	779,021	789,816	800,363	810,569	820,628	830,420	839,926	849,204	858,327	867,104

Nota. Fuente Instituto Nacional de Estadística. INE. (2012)

Cálculo del caudal de diseño

Luego de obtener la población futura se procede a calcular el caudal de diseño a utilizar en la propuesta de planta de tratamiento, de la siguiente manera:

Conociendo que la población futura es de 35000 habitantes y que la dotación per cápita con servicio de medidor para una población entre los 20000 a 50000 habitantes es de 250 L/hab/día, se tiene como caudal medio:

$$Q_{\text{medio}} = 38000_{\text{per}} \times \frac{250_{\text{L/perx día}}}{86400_{\text{s}}} = 109.95 \text{ L/s}$$

Luego para determinar el gasto de diseño para aguas negras se deben considerar los aportes de aguas negras domiciliarios, institucionales, comerciales, industriales y de infiltración. En este caso el aporte de aguas negras al sistema es mayoritariamente domiciliario, por lo tanto nos basaremos en este gasto.

Según las normas INOS, el valor del gasto de aguas negras domiciliarias se obtiene según la Ec. 2.8, sin multiplicar por el factor K de población ya que se está diseñando la planta de tratamiento no el acueducto.

$$Q_{\text{dom}} = 109.95 \text{ L/s} \times 0.8 = 87.96 \text{ L/s}$$

A este caudal se le suma el de infiltración que es:

$$Q_{\text{mf}} = \frac{20000 \text{ L/día}}{86400 \text{ s}} \times 17 \text{ km} = 3.94 \text{ L/s}$$

Los 17 km de tubería se obtuvieron del plano de planta del sistema de recolección de Montalbán suministrado por Hidrocentro.

El caudal medio de Aguas negras viene siendo la siguiente expresión:

$$Q_{ANmed} = 87.96 + 3.94 = 91.90 \text{ L/s} \approx 92 \text{ L/s}$$

Para el caudal máximo de aguas negras se emplea un coeficiente de mayoración donde el caudal máximo que puede llegar a planta se puede estimar como 1,5 a 2,5 veces el caudal medio:

$$Q_{ANmax} = 1.5 \times 91.90 = 137.85 \text{ L/s} \approx 138 \text{ L/s}$$

Cálculo de las Unidades de Tratamiento

Para el diseño de las unidades de la planta de tratamiento se deben emplear los parámetros de entrada como punto de partida para el diseño, estos parámetros de entrada deberán cumplir con las especificaciones de las normativas ambientales a la salida de las unidades de tratamiento.

A continuación se presentan las características de la descarga de aguas residuales de la población de Montalbán (parámetros de entrada):

Tabla 19
Características de la descarga

CARACTERISTICA	Valor
Caudal medio Q_m (L/s)	92
Caudal máximo Q_{max} (L/s)	138
Demanda Biológica de Oxígeno DBO (mg/L)	258
Demanda Química de Oxígeno DQO (mg/L)	590
Sólidos Suspendidos Totales SST (mg/L)	258

Nitrógeno Total N (mg/L)	38
Fósforo Total P (mg/L)	3

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Los parámetros de entrada se obtuvieron de la siguiente manera:

Conociendo el caudal medio de la población que es de $Q_m=92$ L/s, se obtiene el gasto per cápita por día:

$$Q_{percap} = \frac{92 \times 86400}{38000} = 209.18 \text{ L/per.día}$$

Y conociendo por el decreto 883 que la Carga Orgánica mínima es de 54grDBO/por.día, se obtiene la concentración de DBO en el afluente:

$$DBO = \frac{54 \times 1000}{209.18} = 258 \text{ mg/L}$$

El resto de los parámetros se obtuvieron por relación con los parámetros conocidos de Brasil que se encontraron en la Tabla 3. "Datos de composición típica de agua residual de varios países" según el Metcalf & Eddy.

Esquema del Proceso de Tratamiento Seleccionado

Tratamiento Preliminar:

- Desbaste (Con By-Pass).
- Homogenización y regulación de caudales (Tanque de Igualación).
- Tamizador Estático.

Tratamiento Secundario o Biológico:

- Reactor Biológico (Biopelícula).
- Sedimentador Secundario (Recirculación Intermitente).

Manejo de Lodos:

- Tanque de Lodos.
- Lecho de Secado o Filtro Prensa.

Tratamiento Avanzado:

- Cloración.

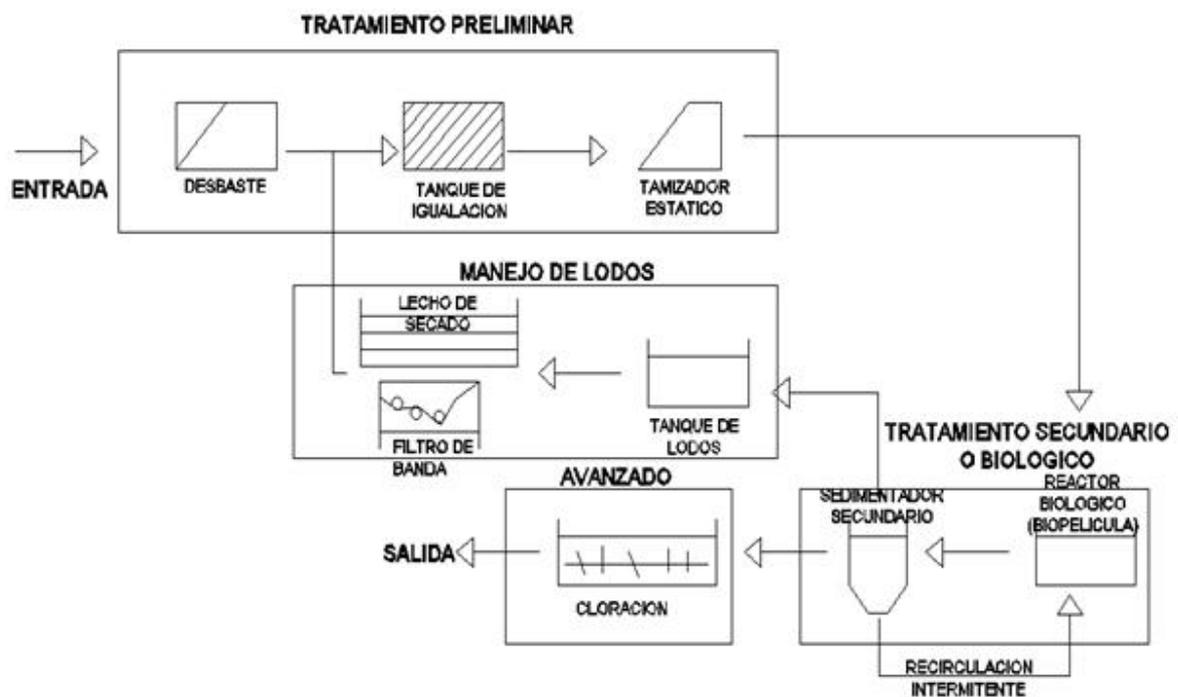


Figura 5. **Esquema del Proceso de Tratamiento de aguas residuales Seleccionado.** Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Con sistema de tratamiento propuesto se busca reducir la DBO de entrada sin que sobrepase los 60 mg/L establecidos por el Decreto 883, y poder ser vertido posteriormente a la quebrada El Zanjón.

Los procesos de tratamiento de las aguas debe constar de una serie de etapas, para eliminar o regular la cantidad de agentes químicos o biológicos, esto se logra a través de procesos físicos, químicos, biológicos o combinados, con la finalidad de darle una calidad apta al agua para su posterior descarga en el afluente, causando la menor alteración del ambiente.

Tratamiento Preliminar

Unidad de Desbaste

Premisas de diseño:

- Se consideran rejas finas de 2 cm de separación, valor dentro del rango de 0,5 – 2,5 cm para este tipo de rejas.
- Se utilizará un ángulo de inclinación de 45° para la reja.
- Se considera que la pared del canal de desbaste está hecha de concreto con acabado irregular con un valor medio de Coeficiente de Manning de 0,016.
- Se considera que la barra de la reja será de acero al carbono con un espesor de 0,95 cm, valor que se encuentra dentro del rango de 0,6 a 1,5 cm para limpieza manual o mecánica, y un factor de forma, rectangular con bordes agudos: 2,42 adim.
- Se considera una velocidad de efluente de 0,9 m/s para caudal máximo dentro de la unidad, sabiendo que el caudal máximo es $Q_{max} = 138 \text{ L/s}$.
- Se considera que el canal posee 90 cm de ancho, valor superior al mínimo establecido por norma de 35 cm.
- La pérdida no debe exceder los 15 cm ($H_f \leq 15 \text{ cm}$).

Cálculo del área neta:

$$A_s = \frac{138 \text{ l/s} \cdot 1 \text{ m}^3 / 1000 \text{ l}}{0.9 \text{ m/s}} = 0.15333 \text{ m}^2 \cdot \frac{10000 \text{ cm}^2}{1 \text{ m}^2}$$

$$A_s = 1533,33 \text{ cm}^2$$

Cálculo del Número de barras:

$$\text{Se asume } \rightarrow a = 90 \text{ cm}$$

$$N = \frac{90 \text{ cm} - 2 \text{ cm}}{0.95 \text{ cm} + 2 \text{ cm}} = 30 \text{ barras}$$

Dimensiones del canal:

$$\text{Ancho total de barras} = 30 \times 0.95 \text{ cm} = 28,50 \text{ cm}$$

$$\text{Ancho Útil} = 90 - 28,50 = 61,50 \text{ cm}$$

$$\text{Altura Útil (hs)} = \frac{1533,33 \text{ cm}^2}{61,50 \text{ cm}} = 24,93 \text{ cm} \approx 25 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{hs} = \frac{90 \text{ cm}}{25 \text{ cm}} = 3.60 \gg 2$$

Chequeo de la pérdida de carga:

$$h_f = 2,42 \times \left(\frac{0.95 \text{ cm}}{2 \text{ cm}} \right)^{4/3} \cdot \frac{(0.9 \text{ m/s})^2}{2 \cdot 9.8 \text{ m/s}^2} \cdot \sin 45^\circ = 0,026 \text{ m}$$

$$h_f = 2,62 \text{ cm O.K.}$$

Cantidad de sólidos retenidos

$$SR = 50ppm$$

Cálculo de a pendiente del canal de aproximación:

$$R = \frac{90 \text{ cm} \cdot 24,93 \text{ cm}}{90 \text{ cm} + 24,93 \text{ cm} \cdot 2} = 16,04 \text{ cm} = 0.16 \text{ m}$$

$$S = \left(\frac{V \cdot n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{(0.9 \times 100) \times 0.016}{16,04^{2/3}} \right)^2 = 5,12 \%$$

Se anexará a la unidad de desbaste un by-pass a una altura determinada de 0.84m, con el fin de evitar el rebose de la unidad cuando esta colapse ya sea por falta de limpieza de las rejillas o por lluvia.

Tabla 20

Resultados de la unidad de Desbaste.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
β	Factor de forma	2.42	adim
W	Espesor de la barra	0.95	cm
D	Apertura entre barras	2	cm
θ	Ángulo de inclinación de las barras	45	°
N	Número de barras	30	adim
As	Área seccional sin incluir barras	1,533.33	cm²
a	Ancho del canal	90	cm
Av	Ancho útil del canal	61.5	cm
hs	Altura útil del canal	24.93	cm
hf	Pérdida de carga	2.62	cm
S	Pendiente del canal	5.12	%

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Tanque de Igualación

Premisas de diseño:

- La tendencia de diseño se inclina hacia un tanque cuadrado.
- Se considera 1 h de tiempo de duración del caudal máximo.
- De acuerdo a la norma se considera 30 min de tiempo mínimo.
- Se asume un valor de altura útil de 4 m.
- Se utilizarán aireadores superficiales.
- Del rango establecido de cfm entre (20-30), tomaremos el extremo superior

$30 \frac{\text{cfm}}{1000 \text{pts}^2 \text{min}}$ este valor garantiza un mezclado completo.

- Se sabe que el $Q_{\text{max}} = 138 \text{ L/s}$ y el $Q_{\text{medio}} = 92 \text{ L/s}$.

Cálculo de Volumen de Compensación

$$V_c = (138 - 92) \frac{\text{l}}{\text{s}} \times 1 \text{h} \times 3600 \frac{\text{s}}{\text{h}} = 165600 \text{ l} = 165,6 \text{ m}^3$$

Cálculo de Volumen mínimo

$$V_{\text{min}} = (92) \frac{\text{l}}{\text{s}} \times 30 \text{ min} \times 60 \frac{\text{s}}{\text{min}} = 165600 \text{ l} = 165,6 \text{ m}^3$$

Volumen total

$$V_t = (165,6 + 165,6) \text{m}^3 = 331,20 \text{ m}^3$$

Se selecciona una sección cuadrada cuyas dimensiones son:

$$\text{Largo } (L) = \text{Ancho } (a) = 9,10 \text{ m}$$

$$h_{\text{util}} = 4 \text{ m}$$

Cálculo del aire requerido para mezclado, en este caso se utilizará un dispositivo por soplado de aire conocido como difusor de burbuja fina.

$$RA = Q_{aire} = (30) \frac{\frac{pte^3}{min}}{1000pte^3} \times 331,20 m^3 \times \frac{1pte^3}{0.304^3 m^3}$$

$$RA = Q_{aire} = 353,66 \frac{pte^3}{min} (cfm)$$

Para difusores, adicionalmente se calcula la presión total del sistema, para ello se debe vencer todas las pérdidas mencionadas a continuación:

- Columna de agua
- Difusor
- Fricción
- Forma y accesorios

Pérdida por columna de agua (P_1), (Como se muestra en la Fig. 2):

$$H_t = 4 m$$

$$H_1 = 3.8 m$$

$$P_1 = \frac{1 \times 3.8m \times 1 \frac{pte}{0.304m}}{2.31} = 5,38 pst$$

Pérdida por Difusor (P_2) (Ver Anexo B.3):

$$H_2 = 12'' = 1pte$$

$$P_2 = \frac{1 \times 12'' \times 1 \frac{pte}{12''}}{2.31} = 0.43pst$$

Pérdida por Fricción, forma y accesorio (P_3):

$$P_3 = (15\%)(5,38 + 0,43)psi$$

$$P_3 = 0,87 psi$$

Pérdida Total del sistema (P_t):

$$P_{total} = (5,41 + 0,43 + 0,87)psi$$

$$P_{total} = 6,68 psi$$

Número de difusores (N_d):

$$ND = \frac{353,66(cf\dot{m})}{5(cf\dot{m})} = 71 difusores$$

Resultado: Para vencer todas las perdidas dentro de la unidad de igualación, se requieren 72 difusores de burbuja fina. En dado caso de requerirse aireadores se obtiene la potencia del mismo, y se verifica la cantidad de los mismos mediante la Tabla A.2 en los anexos A.

Se procede a estimar la potencia del aireador:

$$P^i = \frac{75 \cdot 10^{-6} \times 331,20 m^3}{0,7} \times \frac{1000L \times 1gal}{1m^3 \times 3,75L}$$

$$P \cong 9,46 HP$$

Se requiere 1 (un) aireador superficial de 10 Hp con un diámetro de completa dispersión de oxígeno de 43,17m cada uno.

Tabla 21
Resultados del Tanque de Igualación.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
V_c	Volumen de compensación	165.60	m³
V_{min}	Volumen mínimo	165.60	m³
V_t	Volumen total	331.20	m³
h	Altura útil	4.00	m
L	Largo del tanque	9.10	m
A	Ancho del tanque	9.10	m
cfm	Pié cúbico por minuto	30.00	pie³/min
RA	Requerimiento de aire	353.66	pie³/min
H	Cabezal de altura	3.80	m
P₁	Pérdida por columna de agua	5.38	psi
P₂	Pérdida por difusor	0.43	psi
P₃	Pérdida por accesorios y tuberías	0.87	psi
P_T	Pérdidas totales	6.68	psi
N_d	Número de difusores	71.00	adim
P'	Potencia suministrada	9.46	hp
Na	Numero de aireadores	1.00	adim
Ps	Potencia Seleccionada	10.00	hp

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Tamiz estático

Premisas de diseño:

- Se considera un caudal máximo de 138 L/s= 497m³/h
- Abertura de paso de 1mm.

Tabla 22*Características del Tamiz Estático.*

TIPO	DIMENSIONES				BRIDAS PN10 S/DIN2576	
	A	B	C	D	ENTRADA	SALIDA
MR35-30	0,30	0,932	0,188	0,25	DN100	DN100
MR35-50	0,50	0,932	0,215	0,45	DN100	DN150
MR35-80	0,79	0,959	0,215	0,74	DN150	DN150
MR35-120	1,21	0,959	0,240	1,16	DN150	DN200
MR35-180	1,84	0,984	0,294	1,79	DN200	DN300
CAUDAL NOMINAL m ³ /h Paso en mm						
0,50	0,75	1,00	1,50			
5-21	6-25	8-30	10-35			
6-30	8-37	10-44	13-51			
8-40	10-50	12-58	16-68			
13-82	18-92	25-100	30-130			
25-125	32-135	37-155	47-200			

Nota. Equipos para Medio Ambiente. DAGA. "Catálogos general"

Sabiendo que se tiene un caudal máximo de 497 m³/h. (sobre pasa la capacidad del tamizador más grande de 1mm). Se deben emplear más de un tamizador para dicho caudal:

$$Q = \frac{497}{4} = 125 \text{ m}^3/\text{h}$$

Con este resultado se puede decir que se emplean 4 tamices Estáticos del tipo MR35-180 para un paso de 1mm con un rango de caudal entre los 37-155 m³/h, cuyas dimensiones de cada tamizador estandarizado es:

Tabla 23*Resultados del Tamiz Estático.*

TIPO	DIMENSIONES				BRIDAS PN10 S/DIN2576	
	A	B	C	D	ENTRADA	SALIDA
MR35-180	1,84	0,984	0,294	1,79	DN200	DN300

Nota. Equipos para Medio Ambiente. DAGA. "Catálogos general"

Serán instalados los cuatro tamizadores estáticos es forma paralela uno al lado del otro para que pueda cumplir con la función de retener los sólidos para de dicho caudal. NOTA. (Equipos para Medioambiente DAGA)

Se reduce en un 5% la DBO de entrada por los tratamientos preliminares obteniendo un DBO de salida de 245mg/L.

Tratamiento Secundario o Biológico

Reactor Biológico con Biopelícula

Premisas de diseño:

- Se considera concentración de DBO a la entrada del reactor de 245mg/L.
- Se considera una eficiencia de remoción de 90%.
- Se considera un como tipo de proceso la de aireación convencional.
- Se asume una altura útil de 4 m.
- Se considera una concentración de recirculación de 8433 mg/L.
- Medio plástico seleccionado 90m²/m³.
- Se utilizarán difusores para aguas residuales de burbuja fina para promover la homogeneización de la mezcla.

Se calcula la carga orgánica de entrada:

$$CO = 92 \text{ L/s} \cdot 86400 \text{ s/día} \cdot 245 \text{ mg/L} \cdot 1 \text{ Kg} / 1.000.000 \text{ mg}$$

$$CO = 1947 \text{ KgDBO/día}$$

Se procede al cálculo del DBO a la salida, se asume una eficiencia de 90% en el reactor:

$$S = 245 \text{ mg/L} - 0,90 \times 245 \text{ mg/L}$$

$$S = 25 \text{ mg/L}$$

Se verifica que 25 mg/L que salen del reactor biológico está por debajo de los 60 mg/L que tienen que salir mínimo por norma, por lo que estamos descargando menos que lo que exige la norma venezolana.

Ahora bien como se está realizando un reactor con biopelícula obtenemos lo siguiente:

Área de Relleno con biopelícula (A):

$$A = \frac{92 \text{ L/s} \times (245 - 25) \text{ mg/L} \times 86400}{1000 \times 30} = 58291 \text{ m}^2$$

Determinar el Volumen de relleno en el que la biomasa se va a degradar (Vr):

$$V_r = \frac{58291}{90} = 648 \text{ m}^3$$

Volumen del tanque total (Vdef):

$$V_{def} = \frac{648}{0.50} = 1295 \text{ m}^3$$

Se va a diseñar un reactor rectangular, se supone una altura útil:

$$h = 4 \text{ m}$$

Área del reactor:

$$A = \frac{1295 \text{ m}^3}{4 \text{ m}}$$

$$A = 323 \text{ m}^2$$

La relación largo/ancho para reactores biológicos:

$$L = 3.a$$

$$a = 11 \text{ m}$$

$$L = 30 \text{ m}$$

Entrando a las tablas A.3 a.4 y a.5 del Anexo A, se asumen valores de U, valores que se encuentran dentro del rango que establece la tabla, para calcular el tiempo de residencia:

$$U = 0.40 \text{ dia}^{-1}$$

$$y = 0.68$$

$$K_d = 0.05 \text{ dia}^{-1}$$

$$\theta_c = \frac{1}{0,68 \times 0,40 \text{ dia}^{-1} - 0,05 \text{ dia}^{-1}}$$

$$\theta_c = 4,5 \text{ dias}$$

Concentración de microorganismos en el reactor (X):

$$X = \frac{0,68 \times 92 \text{ L/s} \times 86400 \text{ s/dia} \times 4,5 \text{ dias} \times (245 - 25) \text{ mg/L}}{(1 + 0,05 \text{ dia}^{-1} \times 4,5 \text{ dias}) \times 1295 \text{ m}^3 \times 1000 \text{ L/m}^3}$$

$$X = 3375 \text{ mgSVS/L}$$

La concentración de microorganismos sólidos volátiles suspendidos en el tanque es de 3375 mg/L. Los sólidos volátiles suspendidos representan entre un 80% de los sólidos suspendidos totales, por lo tanto este último se determina con la siguiente expresión:

$$X' = \frac{3375 \text{ mg/L}}{0.80} = 4218 \text{ mgSST/L}$$

Purga de lodos (PL):

$$PL = \left(\frac{92 \text{ L/s} \times (245 - 25) \times 86400}{1000000} \right) \times 0,40 \text{ KgSVS/día}$$

$$PL = 700 \text{ KgSVS/día}$$

Se producen diariamente 700 Kg de lodos en el reactor.

La concentración del lodo de recirculación se asume y calcula por la siguiente expresión:

$$X_r = 2,5 \times 3375 \text{ mg/L}$$

$$X_r \cong 8437 \text{ mg/L}$$

Razón de disposición de lodos (Qw):

$$Q_w = \frac{700 \text{ KgSVs/día}}{8437 \text{ mg/L}} \times 1000000$$

$$Q_w = 82963 \text{ L/día}$$

El caudal de salida del sedimentador secundario es de 82963 L/día. (Va al tanque de lodos).

Caudal de recirculación (Qr):

$$Q_r = \frac{92 \text{ L/s} \cdot 3373 \text{ mg/L} \cdot 86400 \text{ s/día}}{8437 \text{ mg/L} - 3375 \text{ mg/L}}$$

$$Q_r = 5299200 \text{ L/día}$$

Se cuenta con un caudal de recirculación intermitente de lodos de 5299200 L/día.

La razón de recirculación:

$$r = \frac{5299200 \text{ L/día}}{92 \text{ L/s} \cdot 86400 \text{ s/día}} \cdot 100$$

$$r = 67\%$$

Se tiene una razón de recirculación de lodos del 67%, lo cual está dentro del rango de las tablas.

Requerimiento de Oxígeno, con un factor asumido de 0,7 para tener mayor seguridad, se obtiene:

$$A = \frac{92 \text{ L/s} \times 86400 \text{ s/día} (245 \text{ mg/L} - 25 \text{ mg/L})}{0,7 \times 1000000 \text{ mg/kg}}$$

$$A = 2498,2 \text{ kg/día}$$

Con la cantidad de sustrato consumido por día, se tiene:

$$RO = 2498,2 \text{ kg/día} - 1,42 \times 700 \text{ kg/día}$$

$$RO = 1504,2 \text{ kgO}_2/\text{día}$$

En caso de utilizar difusores

El aire teórico necesario (AT):

$$AT = \frac{1504,2 \text{ kg/día} \times 0,45 \text{ Lb/kg}}{0,08 \text{ Lb/pls}^3 \times 0,23}$$

$$AT = 36470,23 \text{ pls}^3/\text{día}$$

El caudal de aire real, toma en cuenta la transferencia de los difusores utilizados, en este caso un difusor de 5 cfm nos da una eficiencia de transferencia de oxígeno en agua limpia de 14% (Ver Anexo B.2), sabiendo que la transferencia cae a la mitad en aguas residuales, la eficiencia de transferencia será de 7%, establecido este parámetro, se procede con el cálculo del caudal real de aire:

$$AR = \frac{36470,23 \text{ pts}^3 / \text{dta}}{0,07 \times 1440 \text{ min} / \text{dta}}$$

$$AR = 361,81 \text{ pts}^3 / \text{min}$$

El caudal de aire requerido real es de 362 pie³/min.

Aire a Suministrar tomando, con un factor F=1,70:

$$AS = 1,7 \times 362 = 615 \text{ cfm}$$

La potencia del difusor, se tomará una eficiencia de 70%:

$$P = \frac{75 \cdot 10^{-6} \times 1295 \text{ m}^3}{0,7} \cdot \frac{1 \text{ gal} \cdot 1000 \text{ L}}{3,75 \text{ L} \cdot 1 \text{ m}^3}$$

$$P \cong 37 \text{ HP}$$

Número de difusores (Nd), se asume que un soplador comercial tiene un caudal de aire de 5 cfm.

$$N_D = \frac{615 \text{ cfm}}{5 \text{ cfm}}$$

$$N_D \cong 123 \text{ adtm}$$

Se requieren mínimo 123 difusores de burbujas finas.

Tabla 24
Resultados del Reactor Biológico.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
(So)DBO₅	Concentración de DBO a la entrada	245	mg/L
E	Eficiencia de remoción	90%	adim
-	Tipo de proceso	Aireación convencional	-
C	Carga orgánica de entrada	1,947.46	kgDBO₅/dia
(S)DBO₅	Carga orgánica a la salida del reactor	25	mg/L
Ce	Carga Especifica Biopelicula	30	grDBO₅/m²
A	Área de Relleno	58,291.20	m²
MP	Medio Plástico	90	m²/m³
Vr	Volumen de Relleno	647.68	m³
V	Volumen del reactor	1,295.36	m³
h	Altura del reactor	4	m
a	Ancho del reactor	11	m
L	Largo del reactor	31	m
θc	Tiempo de residencia	4.5	dia
X	Concentración de microorganismos en el reactor	3,375.00	mg/L
PL	Producción de lodos	700	kg/dia

Xr	Concentración de recirculación	8,437.50	mg/L
Qw	Caudal de purga de lodos	82,962.96	L/dia
Q_R	Caudal de recirculación	5,299,200.00	L/dia
R	Razón de recirculación	0.67	adim
Ro	Requerimiento de oxígeno O ₂	1,504.19	kg/dia
AT	Aire requerido teórico	36,470.23	pie³/dia
AR	Aire requerido	361.81	pie³/min
AS	Aire a suministrar	615.07	cfm
RA_d	Aire por difusor	5	cfm
N_d	Número de difusores	123	adim
P'	Potencia suministrada	37.01	hp

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Sedimentador Secundario

Premisas de diseño:

- Se considera un sedimentador cilíndrico con un cono en el fondo para recolectar los sólidos depositados.
- Se considera un tiempo de retención de 1.5 h.
- Se asume una altura útil de 1,50 m.
- Se considera un factor de vertido del 60%.
- Se considera número de caras de vertido de 1.
- Remoción de lodos; con Barre lodos de pendiente 1:12.
- Carga superficial entre (12 – 41) m³/m².día.
- Carga de Sólidos debe ser (C_{sol}< 88 Kg/m².día)

El diseño de un sedimentador cilíndrico con un cono en el fondo para recolectar los sólidos depositados. Se realiza a través de los siguientes cálculos.

Volumen del sedimentador (V):

$$V = 92 \text{ L/s} \times 1,5 \text{ h} \times 3,6 = 497 \text{ m}^3$$

Se procede a calcular el área del sedimentador (A_s), conociendo la altura asumida de 1,5m:

$$A_s = \frac{497}{1,50} = 331,2 \text{ m}^2$$

Diámetro del tanque (D_s):

$$D_s = \sqrt{\frac{331,2 \times 4}{\pi}} = 20,5 \text{ m}$$

La carga superficial (C_s):

$$C_s = \frac{92 \text{ L/s} \times 86400 \times \frac{1}{1000}}{331,2} = 24 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \text{ dta}$$

La carga lineal (CL):

EL factor de vertido ($f= 0,60$). Por geometría del borde de vertido. La longitud del vertedero viene dada por la siguiente expresión:

$$Lv = \pi \times 20,5 \text{ m} \times 0,6 \times 1 = 38,70 \text{ m}$$

$$CL = \frac{92 \text{ L/s} \times 86400 \times \frac{1}{1000}}{78} = 205,35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ día}$$

La carga lineal cumple con el parámetro de ser menor a $250 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$

Dimensiones del cono truncado donde se tiene que cumplir con la relaciones de 1:12 entre diámetro y altura, por lo que:

$$h_{con} = \frac{20,5}{12} = 0,86 \text{ m}$$

Volumen del cono (Vcon):

$$V_{con} = \frac{\pi \times 0,86 \times 20,5^2}{3 \times 4} = 95 \text{ m}^3$$

El volumen del cilindro (Vcil):

$$V_{cil} = 497 - 95 = 402 \text{ m}^3$$

La altura del cilindro (hcil):

$$h_{cil} = \frac{4 \times 402}{\pi \times 20,5^2} = 1,22 \text{ m}$$

La altura total del tanque (ht):

$$h_t = 0,86 + 1,22 + 1 = 3,08 \text{ m}$$

La cantidad de sólidos removidos (CS) viene dada por la expresión:

$$CS = \frac{92 \text{ L/s} \times 86400 \times 3373 \text{ mg/L}}{331,2 \times 1000000} = 80,95 \text{ Kg/m}^2\text{dia}$$

Tabla 25

Resultados del Sedimentador Secundario.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
tr	Tiempo de retención	1.5	h
V	Volumen del sedimentador	496.8	m³
-	Forma del sedimentador	Circular	-
h	Altura del sedimentador	1.5	m
A_s	Área del sedimentador	331.2	m²
D_s	Diámetro del sedimentador	20.54	m
Cs	Carga superficial	24	m³/m².dia
F	Factor de vertido	60	%
N°	Número de caras	1	adim
CL	Carga lineal	205.35	m³/m².dia
hcon	Altura del cono	0.86	m

Vcon	Volumen del cono	94.46	m³
Vcil	Volumen del cilindro	402.34	m³
hcil	Altura del cilindro	1.21	m
hcil + borde	Altura del cilindro + borde libre	2.21	m
X	Concentración	3,375.00	mg/L
CS	Carga de sólidos	81	kg/m².dia

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Se reduce en un 90% la DBO de entrada al tratamiento Secundario obteniendo un DBO de salida de 25mg/L.

Manejo de Lodos

Tanque de lodos

Premisas de diseño:

- Se considera un tanque de sección cuadrada.
- Disposición de lodos $Q_w = 82962$ L/día.
- Se considera un tiempo de retención de 1 día.
- Se asume una altura útil de 3 m.

Volumen del Tanque (V):

$$V = \frac{82962 \text{ L/día}}{1000 \times 1 \text{ día}} = 83 \text{ m}^3$$

Área del Tanque (A):

$$A = \frac{82,96 \text{ m}^3}{3\text{m}} = 28 \text{ m}^2$$

Dimensiones del tanque:

$$L = 5,5\text{m}$$

Numero de Difusores (Nd), aire por difusor 5cfm

$$RA = 83 \text{ m}^3 \times 30 \text{ pts}^3 / \text{min} \times 1 / 1000 \text{ pts}^3 \times 1 \text{ pts}^3 / (0,304\text{m})^3$$

$$RA = 89 \text{ cfm}$$

$$Nd = \frac{89 \text{ cfm}}{5 \text{ cfm}} = 18$$

El número de difusores necesarios es de **18 difusores**

Potencia de los aireadores suministrada:

$$P = \frac{75 \cdot 10^{-6} \times 83 \text{ m}^3}{0,7} \times \frac{1 \text{ gal} \times 1000\text{L}}{3,75\text{L} \times 1\text{m}^3}$$

$$P \cong 2,37 \text{ HP}$$

Tabla 26

Resultados del Tanque de Lodos.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
Qw	Disposición de lodos	82,962.96	L/s
tr	Tiempo retención	1	días

V	Volúmen del tanque	82.96	m³
-	Sección	Cuadrada	-
hu	Altura útil supuesta	3	m
At	Área del tanque	27.65	m²
L	Lados del tanque	5.3	m
Nd	Número de difusores	18	adim
P'	Potencia suministrada	2.37	hp

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Lecho de secado

Premisas de diseño:

- Se considera un tanque con 6 lechos de sección cuadrada.
- Purga de lodos= 700 KgSVS/día.
- Se considera 365 días de trabajo.
- Se asume una altura útil de 4 m.
- Se asumirá un área para el lecho de secado con una cubierta de laminas transparentes con un factor de carga específica de lodos de 170kg SST/m²año

Con esto se procede a calcular el área del lecho de secado según:

$$Area = \frac{700kg}{día} \times \frac{1}{0.8} \times \frac{365día}{año} = 1878,67m^2$$

Colocando 6 celdas para distribuir el lodo tendremos obtendremos que cada una tendrá un área de 314 m² de 18x18m cada uno.

Tabla 27
Resultados del Lecho de Secado.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
QI	Caudal de lodos	82,962.96	L/s
Xc	Concentración de sólidos	3,375.00	mg/L
-	Tipo de lecho	Techado	-
-	Días de trabajo	365	días
CA	Carga anual de lodo	319,375.00	kg/año
CE	Carga específica de lodo	170	kg/m².año
A	Área total requerida	1,878.68	m²
NL	Número de lechos	6	adim
AL	Área del lecho	313.11	m²
hu	Altura útil del lecho	4	m
L	Largo del lecho	17.69	adim
a	Ancho del lecho	17.69	adim
PL	Purga de Lodos	700	KgSVS/L

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

Filtro Prensa de Banda

(Segunda opción para la disposición final de lodos)

Premisas de diseño:

- Se considera 6 horas de trabajo.
- Disposición de lodos $Q_w = 82962$ L/día.
- Dimensiones de acuerdo a estándares fijados por catálogos.

Del caudal de recirculación de lodos se obtiene el volumen por hora de trabajo del filtro prensa de banda.

$$V = \frac{82962 \text{ L/día}}{6 \text{ h}} = 13827,16 \text{ L/h} \approx 14000 \text{ L/h}$$

Con este volumen de trabajo se selecciona un filtro prensa de banda de acuerdo a los catálogos. El modelo a seleccionar posee una capacidad min de $9 \text{ m}^3/\text{h}$ y max de $19 \text{ m}^3/\text{h}$, las dimensiones del mismo se establecen en la siguiente tabla:

Tabla 28

Resultados del Filtro Prensa de Banda.

Característica / Tipo	LS10B18
Espesor de banda (mm)	1600
Área del filtro válida (m^2)	12.8
Volumen de carga de lodos (m^3/h)	9-19
Carga DS (KgDS/h)	600
Consumo de agua de la cisterna (m^3/h)	8
Largo (mm)	3200
Ancho (mm)	2000
Alto (mm)	1500
Potencia (Kw)	1.1
Peso (Kg)	1700

Nota. SHUEI Technology Equipments. "Catálogos General"

Tratamiento Avanzado

Unidad de Cloración

Premisas de diseño:

- Se supone un factor de punta de 3.
- Dosis máxima de cloro requerido de 20 mg/L, se usara una dosis de 10 mg/L.

Volumen del tanque para el proceso de cloración:

$$Vol = 138l/s * 30min * 60seg/min = 248400 l = 248,4 m^3$$

Estableciendo una profundidad máxima de 1,5 m se establece un área de:

$$A = \frac{248,4m^3}{1,5m} = 165,6 m^2$$

Una cámara de cloración de 13 x13 metros. Considerando que se agregaran 4 tabiques de 10 cm de ancho, tenemos:

$$a = 13m$$

$$L = 13 + 4 \times 0,10 = 13,40m$$

La unidad de cloración será de 13x13,4m

Para poblaciones inferiores a 25.000 habitantes equivalentes se utiliza hipoclorito sódico, siendo más aconsejable el cloro gas para plantas mayores. La dosificación deberá ser automática en función del caudal.

Capacidad del clorinador:

$$\frac{Cl}{dta} = 3 \times 10 \frac{mg}{L} \times \frac{138L}{s} \times \frac{86400s}{1dta} \times \frac{1kg}{1000000mg} = 357,70 \text{ Kg/dta}$$

Se necesitará un clorinador de 357,70 kg/día, el cual consumirá cloro diariamente a razón de:

$$\frac{Cl}{dta} = 10 \frac{mg}{L} \times \frac{92L}{s} \times \frac{86400s}{1dta} \times \frac{1kg}{1000000mg} = 79,48 \text{ Kg/dta}$$

Tabla 29
Resultados del Tanque de Cloración.

Simbología	Descripción	Valor	Unidad
tr	Tiempo de retención	30	min
V	Volumen del tanque	248.4	m³
h	Altura del tanque	1.5	m
A_T	Área del tanque	165.6	m²
N_t	Numero de Tabiques	4	-
Atab	Ancho del Tabique	0.1	m
a	ancho del tanque	13	m
L	Largo del tanque	13.4	m
Cl_{max}	Dosis de cloro	10	mg/L

Fp	Factor de punta	3	adim
Cpmax	Capacidad máxima de cloración	357.7	kg/dia
Cap	Consumo diario de cloro	79.49	kg/dia

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

El tratamiento avanzado no se considera que remueva cantidades significativas de DBO. Por lo que el agua efluente de la Planta de Tratamiento tendrá un DBO de salida de 25mg/L

CONCLUSIONES

Tras haber realizado el diagnóstico del sistema de tratamiento de aguas residuales existente en el Municipio Montalbán, Edo. Carabobo, se determina la necesidad del diseño y la construcción de una nueva planta de tratamiento

El Municipio Montalbán cuenta con un área sin construcción de 17000m² espacio suficiente para la construcción de la planta de tratamiento propuesta en este trabajo de grado que abarca aproximadamente un espacio de 11500m². El sector 13 de Septiembre donde se proyecta la planta de tratamiento cuenta con una vía de comunicación a disposición para la ejecución de una obra de tal envergadura, evitando problemas referidos al transporte de mano de obra y materiales a la zona de ejecución del proyecto.

El proceso de tratamiento de las aguas está conformado por las unidades de tratamiento preliminar, tratamiento secundario, manejo de lodos y desinfección. El tratamiento preliminar está conformado por la unidad de desbaste, el tanque de igualación y un tamizador estático. Después el tratamiento secundario se encarga de la degradación de la biomasa mediante un reactor biológico con biopelículas y de un sedimentador secundario con una recirculación intermitente de lodos. El agua proveniente de esta unidad pasara por un proceso de desinfección en la unidad de cloración; el lodo no recirculado irá directamente al tanque de lodos, luego para su disposición final se dirigirá al lecho de secado o a un filtro prensa.

Tras finalizar el tratamiento de las aguas servidas se obtiene una DBO de 25 mg/l, el cual cumple directamente con el valor normativo aceptable para ser vertido al río.

RECOMENDACIONES

Se recomienda la planificación, reestructuración y construcción de la red de colectores de aguas residuales de origen domestico de todo el casco central del Municipio Montalbán, ya que es necesario garantizar una captación eficiente de las aguas para su posterior tratamiento. Lo ideal es corregir todas las descargas de aguas residual a lo largo de la quebrada el Zanjón con un sistema de cloacas que llegue al mismo punto de descarga, de esta manera se garantiza su buen tratamiento y posterior vertido a la quebrada, reduciendo en gran escala la contaminación en la misma.

Incluir a los nuevos urbanismos dentro del sistema de recolección de aguas servidas que se dirige a la planta de tratamiento evitando descarga irresponsable y descontrolada en el Zanjón. Lo ideal es tener un sistema de recolección de aguas servidas separado de los sistemas de recolección de aguas de lluvias, pero la separación de estos sistemas implicaría una inversión de muy alto costo.

Así bien el implementar la tecnología de biopelículas para el tratamiento de aguas puede generar una alta inversión inicial pero esta dará frutos a largo plazo, ya que tiene bajo costo en mantenimiento y una vida útil prolongada. Según el decreto 883 no se aceptara la simple dilución de las aguas como único tratamiento para aguas servidas.

Es recomendable realizar los cálculos estructurales para la ejecución del proyecto y su factibilidad económica.

BIBLIOGRAFIA

- Arias, Fidas. (2006). *Metodología de la Investigación*.
- Cabrera, A. (2011). Apuntes de Acueductos y Cloacas.
- Dautant, R. (2010). *Diseño de Sistemas de Tratamientos de Aguas Residuales*.
- De Frenza, María T. (2008). *Diseño de Sistemas de Cloacas*.
- Equipos para Medioambiente DAGA. (s.f.). *Catalogos general*.
- Espigares M y Pérez J. (s.f.).
- FEDEUPEL. (2006). *Normas para la Elaboración y Transcripción de Trabajos de Grado*.
- Guevara, Edilberto. (2002). *Hidrología*.
- Bolinaga, Juan Jose. (2007). *Mecánica elemental de los fluidos*.
- Huguet Gerardo (2011). Jefatura de Proyectos de Hidrocentro. “*Diagnóstico de los sistemas de recolección y tratamiento de aguas servidas en Municipio Bejuma, Montalbán y Miranda*”
- Martínez, F y Ysase, T (2007). Trabajo de grado Universidad de Oriente. “*Descripción de los tipos de plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas*”.
- INE. (2001). *Censo 2001*.
- Metcalf y Eddy, i. (2005). *Wastewater and reuse*. Mc graw. Hill Fourth edition.
- Morles. (1994). *Metodología de la Investigación para trabajos de Grado*.
- Parra, Ivan. (2003). *Tratamiento de Aguas Residuales*.
- UNT-FRRO, N. C. (s.f.).
- Valera Damian Violeta (2006). Tesis de grado Universidad Autónoma del estado de Hidalgo. “*Obtención de un consorcio microbiano granular para la biodegradación de fenol en un reactor discontinuo de alimentación secuenciada*”

Fuentes Electrónicas

<http://ocw.uc3m.es/ingenieria-quimica/ingenieria-ambiental/material-clase/MC-F-213.pdf>

http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lar/oropeza_b_vm/capitulo4.pdf

<http://www.hannachile.com/noticias-articulos-y-consejos/articulos/item/199-etapas-tratamiento-aguas-servidas>

<http://fluidos.eia.edu.co/hidraulica/articulos/residuales/Tiempo%20de%20Tratamiento.htm>

http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/hammeken_a_am/capitulo6.pdf

Norma Venezolana. COVENIN 2709:2002. (1° Revisión) de fecha 28 de Mayo de 2002 vigente denominada: **“Aguas Naturales, Industriales y Residuales. Guía para las técnicas de muestreo”**

Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua (INOS 1965)
Gaceta Oficial de la Republica de Venezuela N° 5021 Extraordinario, Decreto 833 de fecha 11 de Octubre de 1995, vigente denominada: **“Norma para la Clasificación y Control de Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos”**.

Norma Venezolana. INOS (1989) con vigencia, denominada: **“Normas e Instructivos para el proyecto de alcantarillados”**. Objetivo: “Establece parámetros para el diseño de acueductos y cloacas, también presenta periodos de diseños de obras hidráulicas y el cálculo de caudales de las aguas residuales”.

ANEXOS

ANEXOS A
TABLAS DE DATOS

Tabla A.1

Composición típica de agua residual doméstica no tratada.

CONTAMINANTES	UNIDAD	CONCENTRACION		
		BAJA	MEDIA	ALTA
Sólidos Totales (ST)	mg/L	390	720	1230
Disueltos, en total (SDT)	mg/L	270	500	860
Fijos	mg/L	160	300	520
Volátiles	mg/L	110	200	340
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/L	120	210	400
Fijos	mg/L	25	50	85
Volátiles	mg/L	95	160	315
Sólidos Sedimentables	mg/L	5	10	20
DBO5 (20°C)	mg/L	110	190	350
Carbono Orgánico Total (COT)	mg/L	80	140	260
DQO	mg/L	250	430	800
Nitrógeno Total (N)	mg/L	20	40	70
Orgánico	mg/L	8	15	25
Amoníaco Libre	mg/L	12	25	45
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fosforo Total (P)	mg/L	4	7	14
Orgánico	mg/L	1	2	4
Inorgánico	mg/L	3	5	10
Cloruros	mg/L	30	50	90
Sulfato	mg/L	20	30	50
Aceites y grasas	mg/L	50	90	100
Compuestos Orgánicos Volátiles (COV5)	mg/L	<100	100-400	>400

Nota. Datos tomados de Metcalf – Eddy (1995).

Tabla A.2*Datos del tamaño y rendimiento del aireador.*

Potencia (HP)	Velocidad de Transferencia (lb/HP/hr)	Zona de mezcla completa (Diámetro en pies)	Zona de dispersión completa de oxígeno (Diámetro en pies)	Velocidad de bombeo (gpm)	Eje de diámetro (pulgadas)
5	3.8	45	150	3390	1.250
7.5	3.6	50	160	3780	1.250
10	3.4	51	142	5060	1.750
15	3.5	62	200	6140	1.750
20	3.2	72	230	8320	2.125
25	3.4	80	255	9830	2.125
30	3.5	88	280	12570	2.125
40	3.8	102	325	14000	2.500
50	3.5	105	330	18560	2.500
60	3.5	115	350	20580	2.500
75	3	130	380	22550	2.500
100	3.1	150	440	41000	3.375
125	3.3	185	490	47500	3.375
150	3.2	185	530	57000	3.375

Nota. Datos tomados de Metcalf – Eddy (1995).

ft x 0.305= m; gpm x 0.063= L/s; in. X 25.4= mm; lb/hp/hr x 0.170=Kg/Mj

Tabla A.3

Parámetros de diseño recomendables para el proceso de lodos activados. (Para asumir el valor de U).

PROCESO	CARGA VOLUMETRIC A Kg DBO5/m ³ xdia	TIEMPO DE RETENCION N hr	AIRE REQUERID O m ³ /Kg DBO5	(X) SSLM	RELACION DBO5/SSLM Kg DBO5/diaxKg SSLM	(R) RECIRCULACION % (5)
LODO ACTIVADO CONVENCIONAL	0.30-0.80	6-8	62.5	<3000	< 0.25-0.50	25-100
ESTABILIZACION TOTAL	0.20-0.25	24	125	<10000	< 0.10	50-150
ESTABILIZACION POR CONTACTO	0.50-0.80	0.50-1.50 (1) 2.50-4.00 (2)	75	<7000 (3)	< 0.20-0.50	50-150
LODO ACTIVADO DE ALTA RATA	1.6	2.50-4.00	(4)	<1000	< 1	20-75

Nota .INOS "Normas Para El Diseño De Abastecimiento De Agua".

- (1) En el tanque de contacto, tomando en cuenta el gasto del lodo recirculado, a una razón de 100% del gasto medio.
- (2) En el tanque de aireación de lodos, a una razón de 100% de recirculación.
- (3) En el tanque de aireación de lodos.
- (4) Varía con el tiempo de retención y la eficiencia requerida. Requiere cálculo racional y parámetros experimentales.
- (5) La capacidad del sistema de bombeo deberá ser ajustable entre los valores dados.

Tabla A.4*Diseño de tratamiento de aguas residuales, características de funcionamiento / criterio de diseño.*

Proceso	Flujo Tipo	Aireación	%Elim.DBO5	Observaciones
Convencional	Pistón	Difusores Air.Mecánicos	85-95	A.R domésticas baja concentración. Susceptible a cargas de choque
Mezcla Completa	Mezcla comp.agit	Difusores Air.Mecánicos	85-95	Aplicaciones generales. Resistente a cargas de choque, susceptible a organismos filamentosos
Aireac.alim.escal.	Pistón	Difusores	85-95	Aplicaciones generales. Amplio campo aplicaciones.
Aireac.modificada	Pistón	Difusores	60-75	Usado en grados intermedios de tratamiento, si la presencia de tejido celular en efluente es aceptable
Contacto-estabiliz	Pistón	Difusores Air.Mecánicos	80-90	Ampliación sistemas existentes. Plantas prefabric
Aireación prolongada	Pistón	Difusores Air.Mecánicos	75-95	Pequeñas comunidades, Plantas prefabricadas, proceso flexible
Aireac. Alta carga	Mezcla comp.agit	Aireadores Mecánicos	75-90	Aplicaciones generales. Aireadores de turbina para transferir oxígeno y controlar tamaño de flóculos.
Proceso Kraus	Pistón	Difusores	85-95	Aplicaciones generales. Aireadores de turbina para transferir oxígeno y controlar tamaño de flóculos.
Oxígeno Puro	Mezcla comp.serie	Air.mecánicos (Turb.sumerg)	85-95	A.R. alta concentración y bajo contenido Nitróg.
Canal Oxidación	Pistón	Air.mecánicos (Eje horiz.)	75-95	Aplicaciones generales, espacio limitado. Proceso resistente frente a cargas másicas
Flujo disc.sec.	Flujo interm.agit	Difusores	85-95	Pequeñas comunidades sin limitación de terreno. Proceso flexible
Deep-shaft	Pistón	Difusores	85-95	Pequeñas comunidades, espacio limitado. Proceso flexible, permite eliminación de N y P.
Nitrificación etapa única	Pistón/flujo cont.agit	Difusores, Air. Mecánicos	85-95	Aplicable para el control de presencia de N en casos en que no se presentan residuos inhibidores
Nitrificación etapas separadas	Pistón/flujo cont.agit	Difusores, Air. Mecánicos	85-95	Mejorar tratam. En sistemas con limitaciones estrictas de presencia de N ó residuos inhibidores

Nota. Datos tomados de Metcalf – Eddy (1995).

Tabla A.4

Diseño de tratamiento de aguas residuales, características de funcionamiento / criterios de diseño.

Tr (d)	KgDBO5 entr/Kg SSLMV.d	KgDBO5 entr/m ³ .d	SSLM (mg/l)	V/Q (h)	Qr/Q
5-15	0.2-0.4	0.32-0.64	1500-3000	4-8	0.25-0.75
5-15	0.2-0.6	0.80-1.92	2500-4000	3-5	0.25-0.75
5-15	0.2-0.4	0.64-0.96	2000-3500	3-5	0.25-0.75
0.2-0.5	1.5-5.0	1.20-2.40	200-1000	1.5-3	0.05-0.25
5-15	0.2-0.6	0.96-1.20	1000-3000 c 4000-10000 e	0.5-1.0 c 3-6 e	0.5-1.50
20-30	0.05-0.15	0.16-0.40	3000-6000	18-36	0.5-1.50
5-10	0.4-1.5	1.60-1.60	4000-10000	2-4	1.0-5.0
5-15	0.3-0.8	0.64-1.60	2000-3000	4-8	0.5-1.0
3-10	0.25-1.0	1.60-3.20	2000-5000	1-3	0.25-0.5
10-30	0.05-0.30	0.08-0.48	3000-6000	8-36	0.75-1.5
N.A.	0.05-0.30	0.08-0.24	1500-5000 d	12-50	N.A.
S.I.	0.5-5.0	S.I.	S.I.	0.5-5	S.I.
8-20	0.10-0.25 (0.02-0.15)*	0.08-0.32	2000-3500	6-15	0.50-1.50
15-100	0.05-0.20 (0.04-0.15)*	0.05-0.14	2000-3500	3-6	0.50-2.00

Nota. Datos tomados de Metcalf – Eddy (1995).

Tr = Tiempo retención celular. V = Volumen del reactor. Q = Caudal de entrada. * = NTK/SSLMV. N.A = No aplica. S.I. = Sin información. C = Contacto. E = Estabilización. D = SSLM varían según fase del ciclo operativo.

Tabla A.5

Parámetros de diseño y características de operación de una etapa de los sistemas de lodos activados.

Tipo de Proceso	Carga			DBO ₅ Removido (%)	Aireador Tiempo de retención (h)	Ocurre Nitrificación	O ₂ Requerido (lb/lb DBO ₅ removido) (2)	(R) Rata de recirculación de sólidos (%Q)	(X) SSLM (mg/L) (3)	O ₂ upcake (mg/g.h SSLM)	Lodos de desecho (lb/lb DBO ₅ removido)
	U F/M (lb DBO ₅ /lb SSLM .d)	θ _c SRT (días)	V _s lbDBO ₅ /1000 cu ft.d @3000 mg/ISSLM								
Aereacion extendida	< 0.05	>30	10-15	90+	16-24	Si	1.4-1.6 (1)	100-300	2000-6000	3-8	0.15-0.30
Convencional	0.15-0.40	4-8	20-60	90-95	4-8	Posible	0.8-1.1 (1)	30-100	1500-4000	7-15	0.40-0.60
Alta Rata	0.40-1.00	2-4	70-180	85-90	2-4	No	0.7-0.9	30-100	3000-5000	15-25	0.50-0.70
Aereacion modificada	1.50-3.00	<1	90-180	60-75	0.5-2	No	0.4-0.6	10-30	500-1500	20-40	0.80-1.20
Estabilizacion por contacto	0.15-0.50	3-10	30-70	85-95	-	Posible	0.8-1.1	25-75	-	-	0.40-0.60
Estabilizacion por contacto	0.50-2.00	-	90-180	85-95	1.0-3.0	No	0.4-0.6	50-100	2000-4000	20-30	-
	-	-	-	-	3.0-6.0	Posible	0.3-0.5	-	6000-10000	10-30	-
Una Etapa de Nitrificacion	0.05-0.15	10-15	10-30	95+	6-12	Si	1.1-1.5	30-100	3000-6000	3-8	0.15-0.30

Nota. WEF.

- (1) Oxigeno adicional debe ser agregado si la nitrificacion ocurre.
- (2) Densidad del Oxigeno @0 C y 760 mm= 0.089 lb/cu ft (1.429 g/l).
- (3) MLSS=1000 mg/l.
- (4) MLSS x 0.8= MLVSS.

Nota: lb/1000 cu ft x4.883=g/m².

Tabla A.6*Formato de tabla para toma de muestras.*

HOJA DE CAMPO					
FECHA:					
MUESTRA					
LUGAR: Planta de Tratamiento Montalbán					
Nº	HORA	VOLUMEN DE MUESTRA	VOLUMEN ACUMULADO	CLIMA	CAUDAL(m3/s)
1					
2					

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)**Tabla A.7***Formato de tablas para la determinación de caudal.*

HOJA DE CAMPO							
FECHA:							
CAUDAL							
LUGAR: Planta de Tratamiento Montalbán							
Nº	HORA	ALTURA Y (CM)	VELOCIDAD	DISTANCIA (M)	DIAMETRO (CM)	T1 (S)	T2 (S)
1							
2							

Nota. Armenta, S; Ramírez, J y Vacca B. (2012)

ANEXOS B
GRAFICAS Y NOMOGRAMAS

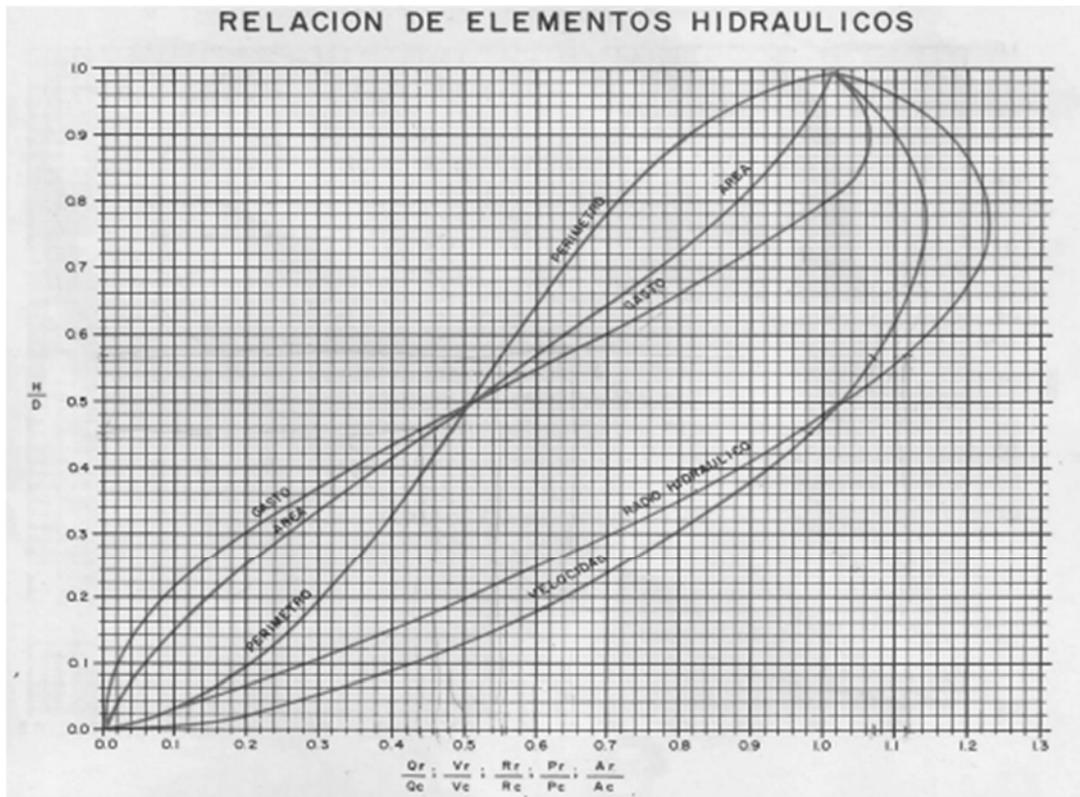


Figura B.1. Curva de variación de elementos hidráulicos respecto al tirante de agua o relación de alturas.

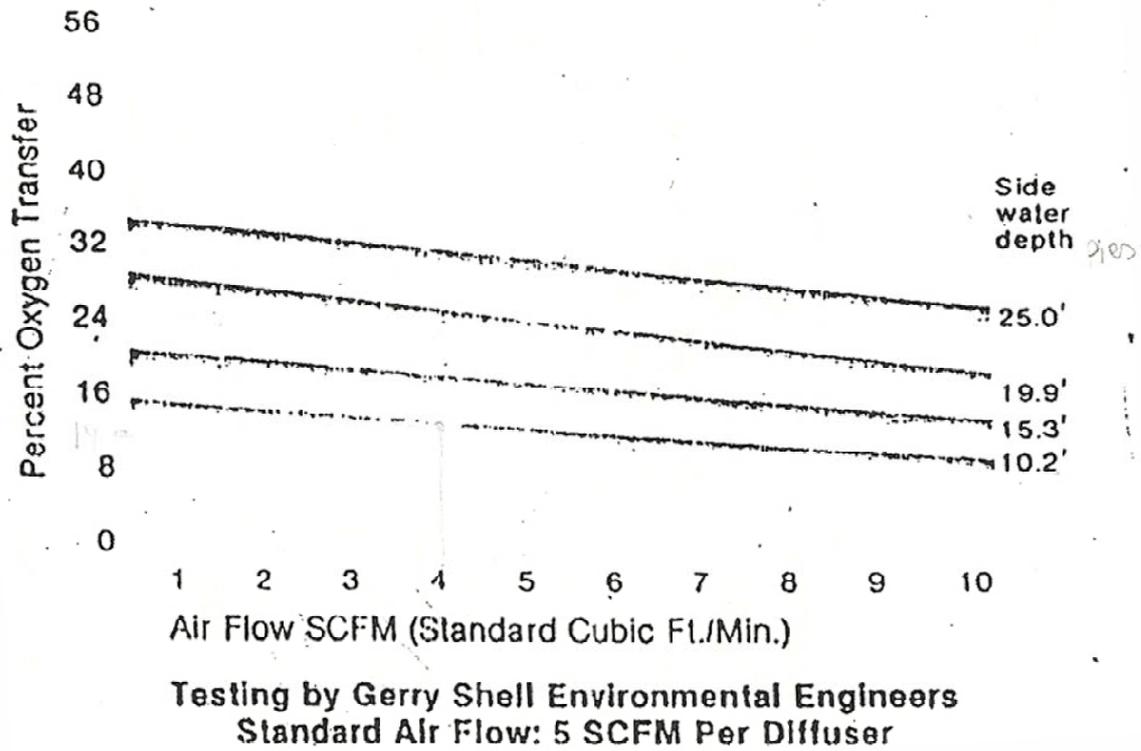


Figura B.2. Porcentaje de transferencia de Oxígeno.

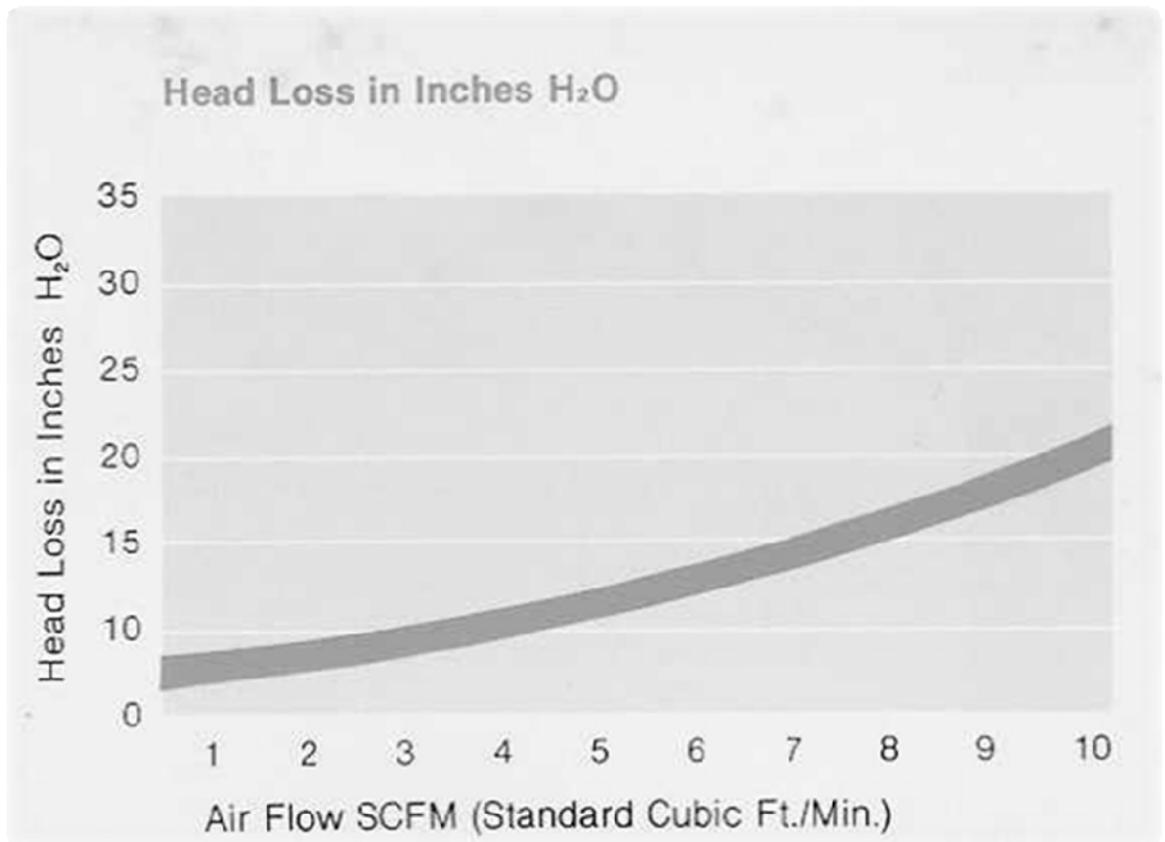


Figura B.3. *Perdida de carga por difusor.*

ANEXOS C
GALERIA DE FOTOS



Figura C.1. Vista de la primera laguna existente en estado de abandono – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.



Figura C.2. Tramo central de la laguna, Vista de la plataforma para equipos de aireación – Municipio Montalbán, Estado Carabobo



Figura C.3. Medición longitudinal de las lagunas existentes – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.



Figura C.4. Vista de la segunda laguna existente en estado de abandono – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.



Figura C.5. Boca de visita a la llegada de la planta – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.



Figura C.6. Tubería de 24” de incorporación a la planta de tratamiento – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.



Figura C.7. Tubería de descarga directa en la quebrada “El Zanjón – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.



Figura C.8. Notable contaminación de la quebrada “El Zanjón” provocada por la descarga irresponsable de las aguas servidas – Municipio Montalbán, Estado Carabobo.

ANEXOS D CATALOGOS

Anexo D.1 Catalogo de Tamiz Estatico



TAMIZ ESTÁTICO "TAMISTATIC"
Tipo: MR35

Pág.: 1.3.3.2
Ref.: 0035001
Fecha: 01-05

Conjunto general

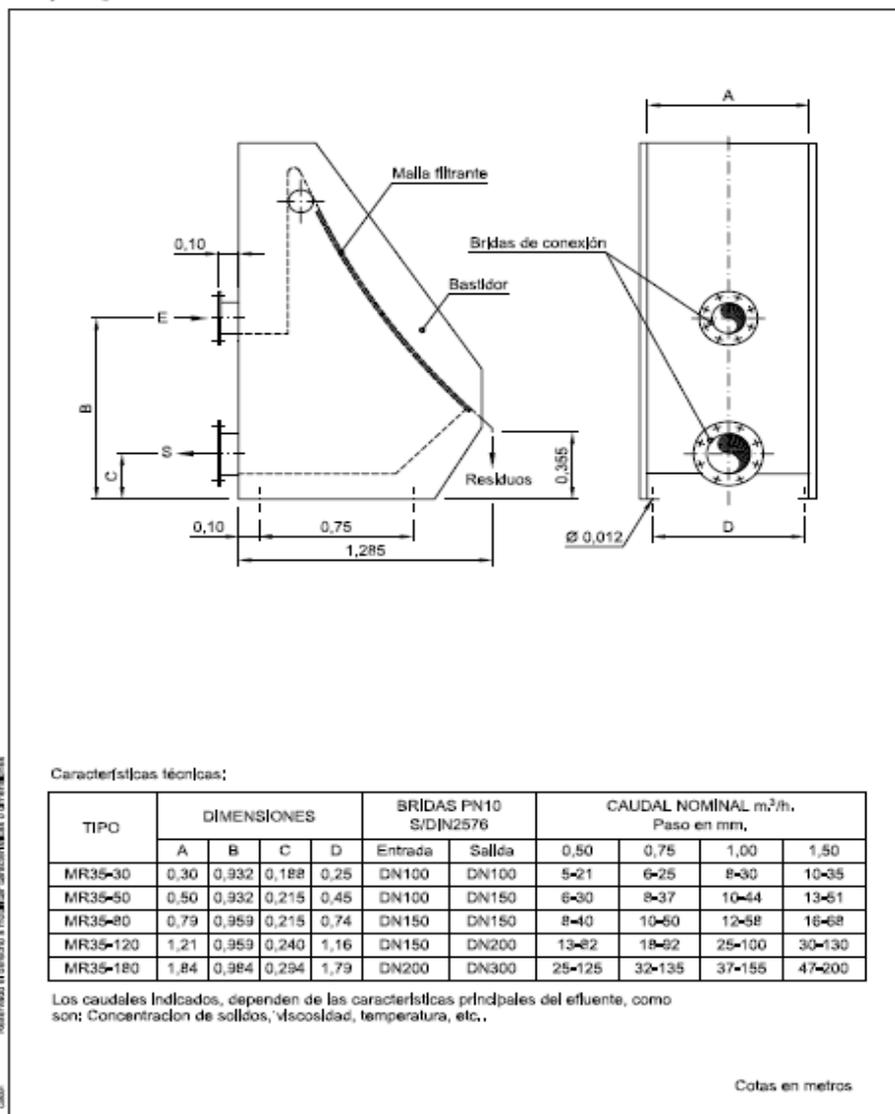


Figura D.1. Catalogo Tamiz estatico - DAGA

Anexo D.2 Catalogo de Filtro Prensa de Banda



LS10B Series Sludge Belt Filter Press

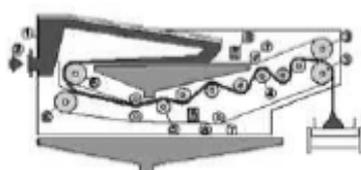
EKOSEP®LS10B was designed for dewatering sludge of 2-6% DS. To undigested municipal biochemical sludge, which is after thickening with DS to 2%. The DS content can reach 20% after dewatered by LS10B. The digested municipal can be dewatered directly by LS10B.



TECHNICAL DATA

Type	LS10B06	LS10B12	LS10B18	LS10B24	LS10B30	LS10B36
Belt Width (mm)	700	1000	1600	2100	2600	3100
Valid Filter Area(m2)	5.6	8.8	12.8	16.1	21.2	25.2
Sludge Volume Load (m3/h)	4 - 8	6 - 13	9 - 19	12 - 25	15 - 31	15 - 38
DS Load (kgDS/h)	250	400	600	750	950	1100
Flush Water Consumption(m3/h)	4	6	8	10	12	14
Length (mm)	3200	3200	3200	3200	3200	3200
Width (mm)	1100	1500	2000	2500	3000	3500
Height (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500
Power (kw)	0.37	0.37	1.1	1.1	1.5	1.5
Weight (Kg)	1000	1300	1700	2000	2800	3500

(DS load is varietal in different fields)



1. Sludge feeding tank
2. Sludge feed
3. Drive roller
4. High pressure rollers
5. Low pressure rollers
6. Tensioning rollers
7. Tracking roller
8. Flushing system
9. Filtrate discharge



Diaz Velez 2503 – Olivos – Buenos Aires – 011 5533-8163 – info@shuei.com.ar

Figura D.2. Catalogo Filtro prensa de Banda – SHUEI

Anexo D.3 Catalogo de Bridas para tamiz estático

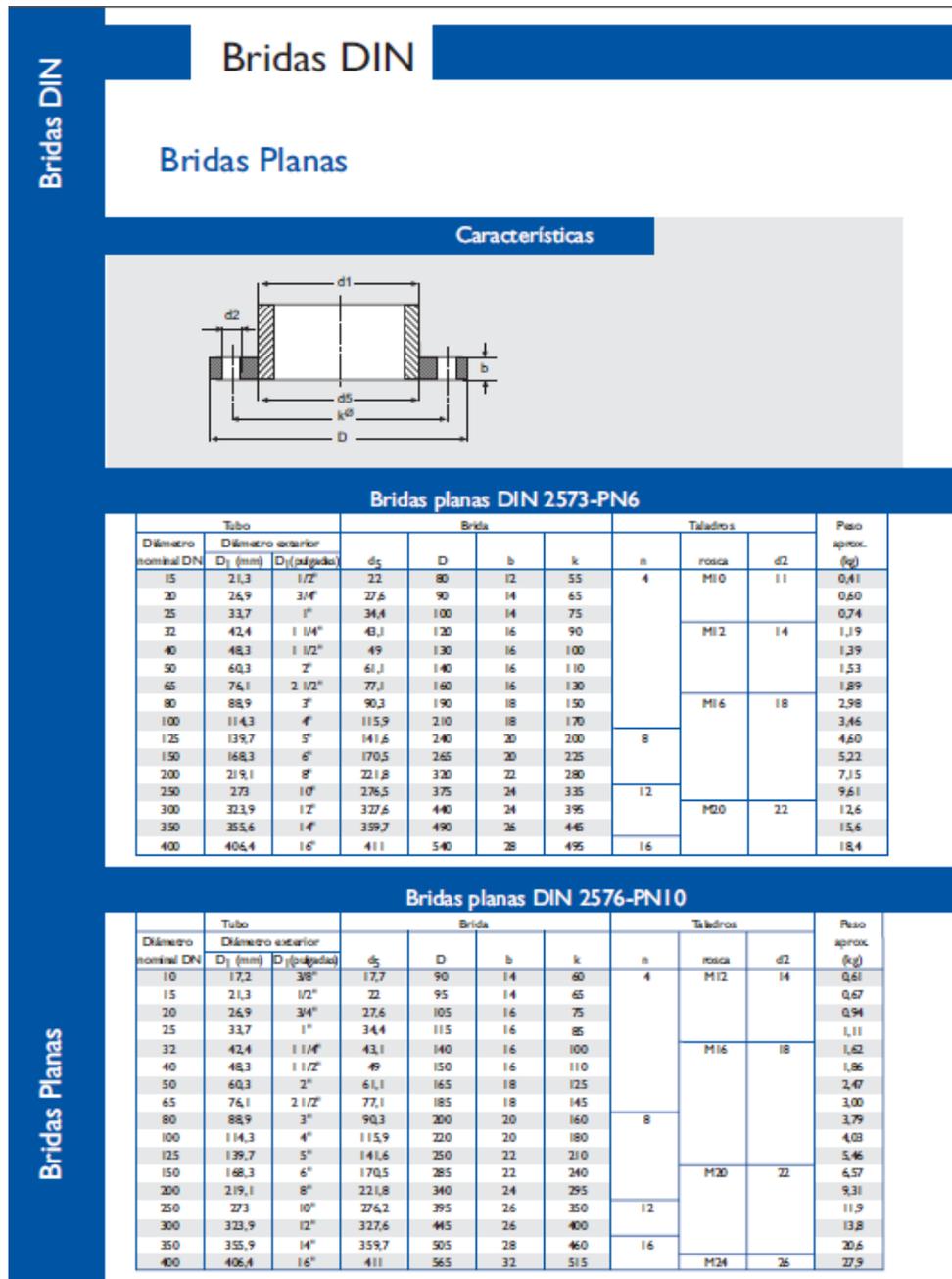


Figura D.3. Catalogo bridas planas – DIN

ANEXOS E

RESULTADOS DEL ANALISIS DEL AGUA



HIDROCENTRO
Gcia. de Captación, Tratamiento
y Mantenimiento

Valencia, 27 de Junio de 2012.

SEÑORES.

SANTIAGO ARMENTA, BENITO VACCA, JUAN RAMÍREZ.

PRESENTE.-

A través del siguiente informe se hace entrega de los resultados obtenidos en la evaluación de una muestra procedente de la Quebrada el Sanjón entrada a Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Montalbán, la cual fue captada y trasladada al laboratorio por Uds. el 14 de Junio del año en curso.

Los resultados obtenidos de la evaluación de dicha muestra se compararon con la Gaceta Oficial N° 5.021, Decreto 883 de fecha 18/12/95, mediante el cual se dictan las "Normas para la Clasificación y el Control de la Calidad de los Cuerpos de Agua y Vertidos o Efluentes Líquidos". Sección V: Para vertidos líquidos que sean o vayan a ser descargados a redes cloacales.

De la caracterización realizada a dicha muestra, se puede mencionar lo siguiente:

- Todos los parámetros analizados se encuentran dentro de los rangos máximos permisibles establecidos por el Decreto 883, Gaceta Oficial N° 5.021

Sin más a que hacer referencia, se despide.

Atentamente,



HIDROCENTRO
C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO
G.CIA. CAPTACIÓN,
TRATAMIENTO Y MANTENIMIENTO

Ing. Marina de Estaba

Gte. de Captación, tratamiento y Mantenimiento

MRE/JC/FG/MR/mr
Se anexan resultados

 HIDROCENTRO C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO Gerencia de Captación, Tratamiento y Mantenimiento	LABORATORIO CENTRAL CARABOBO AREA DE AGUAS SERVIDAS	Formato:	
		Informe N°:	AS-389
		Pag:	1/1
		Análisis N°:	389

INFORME DE RESULTADOS DE ANÁLISIS QUÍMICOS SANITARIOS EN AGUA

Nombre de cliente:	SANTIAGO ARMENTA, BENITO VACCA, JUAN RAMIREZ, TESISITAS DE LA UNIVERSIDAD DE CARABOBO		
Dirección de cliente:	UNIVERSIDAD DE CARABOBO		
Lugar y punto de captación:	MONTALBAN SECTOR 13 DE SEPTIEMBRE		
Fecha de captación de muestras:	14/06/2012		
Fecha de recepción de muestras:	14/06/2012		
Fecha de Inicio del análisis:	14/06/2012	Fecha de Culminación del análisis:	26/06/2012
Descripción de muestras:	Quebrada el Sanjon (entrada a planta)		

TABLA DE RESULTADOS			
Análisis	Método de análisis ⁽²⁾	Límites máximos o rangos ⁽⁴⁾	Resultados ⁽¹⁾
pH	4500-B	6-9	6,58
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/L)	5210-B	350	139
Demanda Química de Oxígeno (mg/L) (5)	5220-D	900	263
Nitrógeno Amoniacal (mg NH ₃ -N /l) (5)	4500-NH ₃ -D	NR	14,101
Nitrógeno Organico (mg NH ₃ -N /l)	4500-Norg-C	NR	11,659
Nitrógeno Total Kjeldahl (mg NH ₃ -N/L) (5)	4500-Norg	40	25,76
Fósforo (mg P/L)	4500-P-C	10	5,235
Oxígeno disuelto (mg/L)	4500-O-C	NR	0,35
Sólidos Disueltos Totales (mg/L)	2540-D	NR	392,50
Sólidos Totales (mg/L)	2540-B	NR	405,00
Sólidos Suspendidos (mg/L)	2540-D	80	12,50

ND: No Detectable NR: No Reglamentado

- (1) Declaración solo objeto de ensayo: Los resultados presentados se refieren únicamente a las muestras analizadas.
 Muestras captadas según procedimiento de captación HCLE-PT-07
 (2) Muestra analizada según métodos normalizados para análisis de aguas, edición N° 20, 1998 (APHA- AWWA-WPCF).
 (3) Muestra analizada según metodología comercial HACH
 Declaración de Incertidumbre: La incertidumbre estimada para estos resultados se encuentran a la disposición del cliente en las instalaciones del Laboratorio Central Carabobo.
 (4) Gaceta Oficial N° 5.021 de fecha 18/12/95, Normas para la clasificación y el control de la calidad de los cuerpos de agua y vertidos o efluentes líquidos Sección V: Para vertidos líquidos que sean o vayan a ser descargados a redes cloacales.
 (5) La determinación del Nitrógeno total kjeldahl se realizó por titulación, ya que el equipo Denver se encuentra fuera de servicio.
 (5)* Determinado a partir de nueva curva de calibración realizada el 22/05/2012 con el equipo Orion Dual Stard.
 (6) Los resultados con concentraciones altas se reportaron a partir de nueva ecuación de la recta (17/10/2011), los resultados con bajas concentraciones a partir de viales de bajo rango de 0-150 utilizando el Equipo HACH DR-2010, hasta nueva validación.

Opiniones e interpretaciones: Todos los parametros se encuentran dentro de los rangos establecidos por la Gaceta Oficial N° 5021 Para vertidos líquidos que sean o vayan a ser descargados a redes cloacales.

Observaciones:


 Lda. Francis Gutiérrez
 Coordinadora de Laboratorio


HIDROCENTRO
 C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO
COORDINADOR
LABORATORIO CARABOBO


 Ing. María Alejandra Romero
 Supervisora de Aguas Servidas

HIDROCENTRO
 C.A. HIDROLOGICA DEL CENTRO
SUPERVISOR
AGUAS SERVIDAS


 T.S.U. Lilbeth Linares
 Analista


 T.S.U. Loredana Bassotto
 Analista

Nota: Este documento no podrá ser reproducido total o parcialmente sin autorización por escrito de HIDROCENTRO C.A.

ANEXOS F

INFORMACION BIOPELICULAS

Para agilizar la degradación de materia orgánica en el tratamiento del agua residual del casco central del Municipio Montalbán, estado Carabobo, se utilizó dentro del sistema de tratamiento biológico una especie de cultivo fijo llamado Biopelículas.

Dentro de los sistemas aerobios más conocidos están los Biofiltros, Biodiscos, Biofiltros Aireados Sumergidos (BAS) y las Biopelículas fijas sumergidas (PFS) cuya importancia es fundamental para nuestro desarrollo del tratamiento biológico, así que solamente se hablara en este caso de ellas.

Para el tratamiento Biológico se utiliza normalmente en Venezuela un sistema de lodos activados el cual es un proceso aerobio en suspensión. Este consiste en una considerable suspensión de microorganismos, vivos y muertos, activados directamente por oxígeno lo cual le brinda una gran capacidad para estabilizar la materia orgánica presente en las aguas residuales. Para el caso de análisis y diseño de la planta de tratamiento del Municipio Montalbán se quiso innovar con un cultivo fijo (Biopelículas), el cual garantiza que la masa microbiana no se encuentre libre dentro del reactor agitado, sino adherida a una superficie, por la que va escurriendo el agua residual. Esta masa microbiana toma todo el oxígeno posible del ambiente y los nutrientes del agua. (Arguello, 2009)

Las Biopelículas son unos filtros Biológicos caracterizados por una serie de paneles ordenados de manera consecutiva y compacta. Su área superficial es un complejo de agregación de microorganismos marcado por la excreción de una matriz adhesiva protectora. También se caracteriza por

adhesión a la superficie, diversidad genética, interacciones complejas de comunidad, heterogeneidad estructural, y una matriz extracelular de sustancias poliméricas extracelulares (EPS), la cual es la principal responsable de la integridad funcional y estructural de la Biopelícula, que esta constituido por biopolímeros, polisacáridos, proteínas y de otras macromoléculas como DNA, lípidos y sustancias húmicas (Nielsen et al, 1997). Con estos elementos se busca generar cambio fisiológico, metabólico y de regulación genética, para así lograr la producción de determinados metabolitos secundarios los cuales son compuestos orgánicos sintetizados por el organismo que no tiene un rol directo en el crecimiento o reproducción del mismo. En el caso de los microorganismos, uno de los metabolitos secundarios mas conocidos son los antibióticos. Hay que tener en cuenta que la Biopelícula genera metabolitos secundarios, lo cual indica que se trabaja en la idiofase que es la fase en la que los microorganismos no crecen, pero sigue metabólicamente activo.

La constitución física de la Biopelícula es verdaderamente imponente a la hora de realizar diseños para el tratamiento de aguas residuales ya que esta hace referencia a una serie de microorganismos que se encuentran agregados en un exopolímero y que se organizan en forma de colonias adheridas a diferentes superficies, ya sean animadas, blandas e inanimadas. Todo el exopolímero que es producido por los mismos microorganismos, va formando una matriz adherente en donde estos quedan atrapados y comienzan a organizarse en colinas con diferentes requerimientos metabólicos.

La composición bacteriana, va a responder a todos los grupos bacterianos, adaptándose y demostrando la capacidad que tienen para resistir a las condiciones del medio donde se desarrollan las Biopelículas, ya que este medio no estará compuesto únicamente por bacterias ,sino que

microorganismos como protozoos, hongos, rotíferos, nematodos, anélidos e insectos, pueden formar parte de ellas. (Bitton, 1994)

La composición de los EPS determina la mayor parte de las propiedades más importantes de la biopelícula, como densidad, porosidad, difusividad, resistencia a la fricción, conductividad térmica y actividad metabólica (Zhang et al, 1999)

Lo más común es utilizar formaciones de Biopelículas en forma de arreglo vertical de varios metros de alto conocidos como bio-torres. Las características más importantes y resaltantes son el área superficial específica y la porosidad. La porosidad es fundamental para el paso de las aguas residuales y al mismo tiempo el para permitir el paso del aire que ventila todos los gases producidos. El área superficial se refiere a la cantidad de medio que se encuentra disponible para el crecimiento de la Biopelícula. (DBSMFG, 2009)

De acuerdo a los experimentos realizados por Zhang and Bishop, en el año 1994 ellos dicen que la Biopelícula se puede considerar como agrupaciones de células simples o microcolonias embebidas en una matriz polimérica de origen microbiano, formada sobre un sustrato, las cuales les permiten realizar sus funciones vitales de forma más selectiva y permitiéndose a la vez captar una mayor concentración de nutrientes.

La elaboración de los filtros se debe hacer con piedra triturada que produce superficie dura, durable y químicamente resistente para garantizar un perfecto crecimiento de la Biopelícula. Los pedazos de roca pueden estar entre 50-100 mm para generar un área superficial entre $50-65\text{m}^2/\text{m}^3$ con una porosidad entre 40-50%. Adicional a esto se pueden crear empaques de

plástico de varias formas para aumentar el área superficial y la porosidad. Es posible conseguir $200 \text{ m}^2/\text{m}^3$ y porosidad de hasta 95%. (DBSMFG, 2009)

La utilización de Biopelícula es un proceso simple, fiable y estable debido a que la inmovilización natural permite una retención y acumulación de biomasa excelente, así evitando la utilización innecesaria de sistemas inmensos de separación de sólidos.

Los nutrientes circulan a través de las Biopelículas de dos formas, uno sobre los canales o las capas superficiales mediante difusión o convección y en las capas interiores o celulares mediante fenómenos de transportes de masas (Beer and Stoodley, 1995).

Las Biopelículas son consideradas como sistemas muy hidratados respecto a toda su composición química, lo cual facilitarán a la postre la transferencia de nutrientes

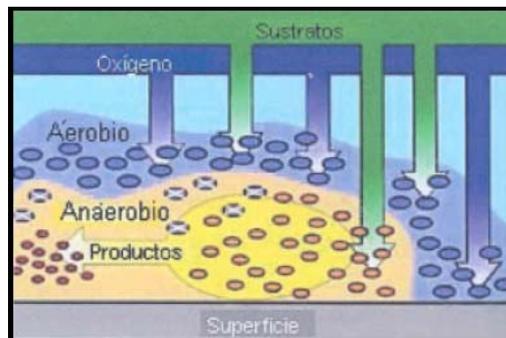


Figura F.1. Esquema de las funciones vitales de una Biopelícula fija a una superficie. (Zhang and Bishop, 1994).

Formación de la Biopelícula (Torres Juan. 2007)

1. Acondicionamiento del medio soporte al adsorberse moléculas orgánicas sobre su superficie.
2. Las células son controladas por medio de interacciones electrostáticas lo cual hace que pasen desde el líquido hasta el medio soporte acondicionado.
3. La adsorción puede ser reversible.
4. Se puede un desprendimiento o deserción.
5. Para un tiempo de adsorción suficiente, esta puede ser irreversible.
6. Las células producen EPS, formando a la vez una matriz polisacárida que se extiende desde la superficie de las bacterias “anclando” a estas en la superficie soporte. Las células adsorbidas crecen a expensas del sustrato y el agua incrementando el número de células en la Biopelícula. A su vez se pueden producir cantidades significativas de productos excretando algunos de ellos y constituyendo parte de la Biopelícula.
7. De esta forma, se produce la adhesión de las células microbianas y otros organismos, así como material particulado a la biopelícula.
8. En el transcurso de la formación y estabilización parte o porciones de la Biopelícula se separan y vuelven al agua. Esta separación puede ser debido al esfuerzo cortante producido por el movimiento del agua, a la acción mecánica de otras partículas que chocan contra la Biopelícula y al desprendimiento de las capas debido a la pérdida de adherencia de la Biopelícula y al aumento en espesor por el crecimiento de ésta.



Figura F.2. Etapas en la formación de una Biopelícula.

ANEXOS G

ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA

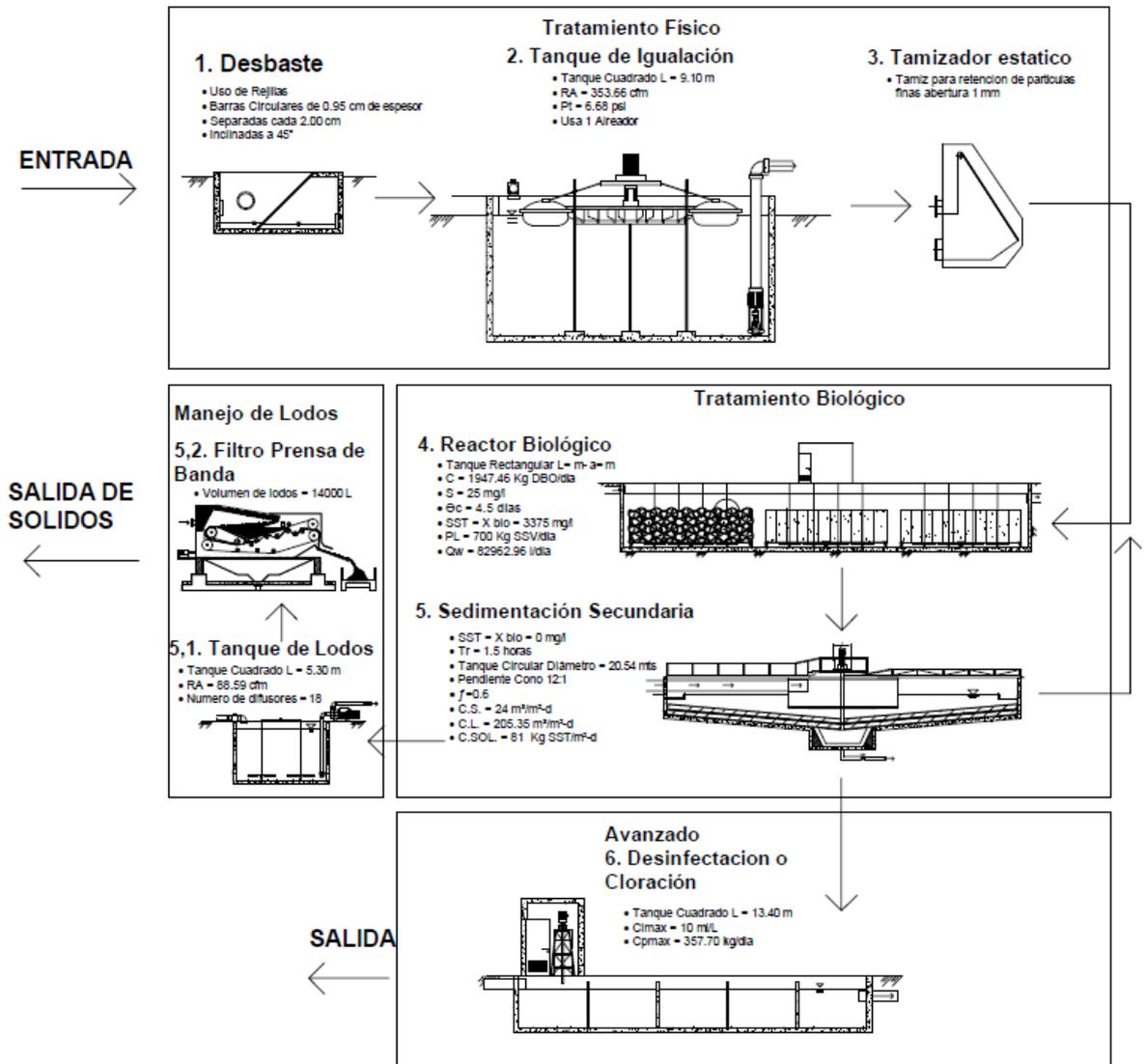


Figura G.1. Esquema funcional de la planta de tratamiento parametros de cada unidad (Armenta S. Ramirez J. Vacca B. 2012)

PLANOS