



Universidad Autónoma de San Luis Potosí  
Facultad de Ingeniería  
Centro de Investigación y Estudios de Posgrado

**“Desarrollo de un Sistema de Programación y Diseño de una  
Planta para el Tratamiento de Aguas Residuales en un  
Fraccionamiento”**

**T E S I S**

Que para obtener el grado de:

Maestría en Tecnología y Gestión del Agua

Presenta:

Juan Antonio Meléndez Meléndez

Asesor:

Dr. Clemente Rodríguez Cuevas

San Luis Potosí, S. L. P.

Enero de 2017



## Índice

Introducción .....	1
Objetivos Generales .....	2
Planteamiento del problema .....	3
Justificación .....	3
Metodología .....	4
1.    Antecedentes del Entorno de Trabajo .....	5
1.1.    Marco Físico.....	6
1.1.1.    Localización Geográfica .....	6
1.2.    Descripción del Proyecto de Desarrollo del Pedregal .....	8
2.    Descripción del Programa “Redalc” para la Modelación Numérica de Redes de Alcantarillado Sanitario.....	11
2.1.    Introducción .....	11
2.2.    Objetivos del capítulo.....	12
2.3.    Programación Visual Basic (VBA) para Excel y Análisis Numérico .....	12
2.3.1.    Errores comunes .....	13
2.3.2.    Programación de macros.....	13
2.3.3.    Elementos de programación en VBA.....	15
2.4.    Diagrama de Flujo .....	22
2.5.    Interface de Usuario .....	23
2.6.    Entrada de Datos .....	24
2.7.    Procesamiento de los Datos.....	26
2.7.1.    Subcategoría “Tramos”.....	27
2.7.2.    Subcategoría “Cálculo de la Población” .....	29
2.7.3.    Subcategoría “Cálculo de los Gastos”.....	31
2.7.4.    Subcategoría “Pendientes de Plantilla” .....	34
2.7.5.    Subcategoría “Condiciones de Trabajo” .....	36
2.7.6.    Subcategoría “Elevaciones de Plantilla y Volúmenes” .....	41
2.8.    Conclusiones del Capítulo .....	47
3.    Modelación Numérica de la Red de Alcantarillado Sanitario .....	49
3.1.    Introducción .....	49
3.2.    Objetivos del capítulo.....	50

3.3.	Componentes de un sistema de alcantarillado.....	50
3.3.1.	Red de atarjeas.....	50
3.3.2.	Partes que Integran una Red de Alcantarillado. ....	50
3.3.3.	Tuberías .....	51
3.3.4.	Pozos de Visita .....	51
3.4.	Requerimientos que debe Cumplir una Red de Alcantarillado. ....	54
3.5.	Diseño Hidráulico.....	54
3.6.	Cálculo y Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario. ....	54
3.6.1.	Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Uno. ....	55
3.6.2.	Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Dos. ....	61
3.6.3.	Cálculo y Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario del Fraccionamiento Sierra Azul. ....	67
3.7.	Conclusiones. ....	73
4.	Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. ....	75
4.1.	Introducción. ....	75
4.2.	Objetivos. ....	75
4.3.	Símbolos y Abreviaturas. ....	75
4.4.	Aguas Residuales.....	78
4.4.1.	Origen de los caudales de aguas residuales domésticas .....	78
4.4.2.	Contaminantes de importancia en el tratamiento de las aguas residuales.....	79
4.5.	Diseño de la planta de tratamiento.....	81
4.5.1.	Tratamiento Primario o Pretratamiento.....	81
4.5.2.	Gastos de diseño de la planta de tratamiento. ....	81
4.5.3.	Emisor .....	83
4.5.4.	Diseño del canal de llegada .....	83
4.5.5.	Cribado o Rejillas .....	85
4.5.6.	Desarenadores.....	89
4.5.7.	Medidor de gasto .....	90
4.5.8.	Tanque de homogenización .....	92
4.6.	Tratamiento Secundario.....	95
4.6.1.	Elección del proceso de Tratamiento Secundario. ....	95
4.6.2.	Proceso Dual (Anaerobio-Aerobio). ....	95

4.6.3.	Proceso Anaerobio.....	96
4.6.4.	Reactores Anaerobios .....	97
4.6.5.	Diseño del Proceso de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA's o UASB) .....	97
4.6.5.1.	Ventajas y Desventajas en Sistemas UASB.....	98
4.6.5.2.	Características del Influyente.....	99
4.6.5.3.	Parámetros de Diseño .....	100
4.6.5.4.	Carga orgánica del reactor .....	101
4.6.5.5.	Características físicas.....	101
4.6.5.6.	Velocidad del flujo ascendente. ....	101
4.6.5.7.	Separador de tres fases.....	101
4.6.6.	Diseño del Reactor Anaerobio.....	102
4.6.6.1.	Características del Influyente.....	102
4.6.6.2.	Volumen del reactor y dimensiones.....	103
4.6.6.3.	Tiempo de Retención Hidráulico. ....	104
4.6.6.4.	Descripción gráfica del tanque del reactor .....	104
4.6.6.5.	Tiempo de Retención de Sólidos, (d).....	104
4.6.6.6.	Recogida de efluentes .....	106
4.6.6.7.	Producción de Lodos .....	106
4.6.6.8.	Post-Tratamiento .....	106
4.6.6.9.	Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados. ....	107
4.7.	Proceso Aerobio. ....	108
4.7.1.	Lodos Activados .....	108
4.7.1.1.	Descripción del Proceso de Lodos Activados .....	108
4.7.1.2.	Diseño del proceso de lodos activados.....	109
4.7.1.3.	Características cinéticas y estequiométricas.....	109
4.7.1.4.	Criterio de diseño.....	110
4.7.1.5.	Tiempo de retención mínimo de sólidos .....	110
4.7.1.6.	Tiempo de retención de sólidos .....	110
4.7.1.7.	Sustrato en el efluente.....	111
4.7.1.8.	Tiempo de retención hidráulico .....	111
4.7.1.9.	Volumen del reactor .....	112
4.7.1.10.	Sólidos suspendidos en licor mezclado .....	112

4.7.1.11.	Sólidos suspendidos volátiles activos .....	112
4.7.1.12.	Sólidos suspendidos volátiles inertes .....	113
4.7.1.13.	Relación alimento – microorganismo .....	113
4.7.1.14.	Tasa de pérdida de sólidos .....	113
4.7.1.15.	Estimaciones de recirculación de lodos y concentraciones de sólidos en el efluente .....	114
4.7.1.16.	Sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador .....	114
4.7.1.17.	Sólidos suspendidos en el tanque de aireación y sedimentador .....	114
4.7.1.18.	Tasa de desecho de lodo .....	115
4.7.1.19.	Nutrientes requeridos .....	116
4.7.1.20.	Concentración de los productos microbianos solubles (PMS). .....	117
4.7.1.21.	Calidad del efluente final .....	118
4.7.1.22.	Reciclaje del lodo. ....	120
4.7.1.23.	Índice de consumo de oxígeno .....	121
4.7.1.24.	Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados. ....	123
4.7.1.25.	Diseño final de la planta de tratamiento de aguas residuales. ....	126
4.7.2.	Clarificador – Sedimentador secundario .....	126
4.7.2.1.	Índice volumétrico de fangos. ....	126
4.7.2.2.	Diseño del clarificador - sedimentador secundario .....	127
4.7.3.	Estabilización de los lodos activados .....	130
4.7.3.1.	Digestión aerobia .....	130
4.7.3.2.	Diseño del tanque de digestión .....	131
4.7.3.3.	Biosólidos .....	131
4.7.3.4.	Normativa vigente para la disposición de biosólidos. ....	132
4.7.4.	Desinfección .....	132
4.7.4.1.	Cloración .....	133
4.7.4.2.	Dosificación del cloro .....	133
4.7.4.3.	Diseño del Tanque de Contacto – Cloración .....	133
4.7.5.	Esquema de la Planta de Tratamiento .....	134
4.7.6.	Conclusiones .....	135
5.	Conclusiones. ....	137
6.	Anexos. ....	139
6.1.	Anexo 1. Carga orgánica volumétrica recomendada en función de la temperatura para sustratos de DQO soluble con porcentaje de DQO removida entre 85% y 95%. ....	139

6.2. Anexo 2. Velocidades de flujo ascendente y alturas del reactor recomendadas para reactores anaerobios de flujo ascendente. ....	139
6.3. Anexo 3. Consideraciones de diseño recomendadas para el separador de gas en un reactor anaerobio de flujo ascendente. ....	140
6.4. Anexo 4. Resumen de los parámetros de diseño de los reactores completamente mezclado con crecimiento en suspensión que tratan la DQO soluble.....	140
7. Bibliografía. ....	141



## Índice de Figuras.

Figura 1.1 Desarrollo del Pedregal .....	5
Figura 1.2 Ubicación del estado de San Luis Potosí.....	6
Figura 1.3 Localización del municipio de San Luis Potosí y sus localidades .....	7
Figura 1.4 Ubicación de los fraccionamientos en estudio.....	8
Figura 1.5 Ubicación del Desarrollo del Pedregal. ....	9
Figura 2.1 Programación y uso de comilla en Excel VB .....	15
Figura 2.2 Diagrama de flujo secuencial .....	16
Figura 2.3 Diagrama de flujo condicional. ....	17
Figura 2.4 Diagrama de For-Next.....	18
Figura 2.5 Diagrama de Do-While. ....	19
Figura 2.6 Manejo de rangos. ....	19
Figura 2.7 Edición de subrutinas. ....	20
Figura 2.8 Botón para ejecución de subrutinas. ....	21
Figura 2.9 Diagrama de flujo.....	22
Figura 2.10 UserForm “RedAlc”.....	23
Figura 2.11 Ingreso de datos de los pozos de visita. ....	24
Figura 2.12 Introducción de la red.....	24
Figura 2.13 UserForm del programa “RedAlc” .....	26
Figura 2.14 Subcategoría “Tramos”.....	27
Figura 2.15 Subcategoría “Cálculo de la Población”.....	29
Figura 2.16 Subcategoría “Cálculo de los Gastos”.....	31
Figura 2.17 Subcategoría “Pendientes de Plantilla”.....	34
Figura 2.18 Subcategoría “Condiciones de Trabajo”.....	36
Figura 2.19 Primera parte de la subcategoría “Elevaciones de Plantilla y Volúmenes”.....	41
Figura 2.20 Segunda parte de la subcategoría “Elevaciones de Plantilla y Volúmenes”.....	44
Figura 3.1 Trazo de red de alcantarillado sanitario de los fraccionamientos en estudio. ....	54
Figura 3.2 Trazo de red de alcantarillado sanitario del fraccionamiento privadas del pedregal fase uno.....	55
Figura 3.3 Introducción de las condiciones de diseño para la red de alcantarillado sanitario. ....	58
Figura 3.4 Programa de diseño y modelación “RedAlc”.....	58
Figura 3.5 Trazo de red de alcantarillado sanitario del fraccionamiento privadas del pedregal fase dos. ....	61
Figura 3.6 Trazo de red de alcantarillado sanitario del fraccionamiento sierra azul. ....	67
Figura 4.1 Aportación por fraccionamiento.....	81
Figura 4.2 Tirante de llegada del emisor a la planta de tratamiento de aguas residuales. ....	83
Figura 4.3 Condiciones de trabajo del canal de llegada.....	84
Figura 4.4 Disposición de las rejillas de limpieza manual. ....	85
Figura 4.5 Rejilla media con lámina perforada para escurrimiento del material extraído. ....	86
Figura 4.6 Rejilla de limpieza mecánica con peine giratorio. ....	87
Figura 4.7 Diseño final del sistema de rejillas para el cribado.....	88
Figura 4.8 Esquema de un tanque desarenador.....	89
Figura 4.9 Diseño final del tanque desarenador.....	90
Figura 4.10 Vertedor triangular de pared delgada. ....	91
Figura 4.11 Diseño del vertedor de pared delgada.....	92



Figura 4.12 Representación gráfica de la variación horaria del caudal de diseño. ....	93
Figura 4.13 Curva masa de entrada y salida del tanque de homogenización. ....	94
Figura 4.14 Porcentaje de los diferentes tipos de procesos para el tratamiento de aguas residuales. ....	95
Figura 4.15 Proceso de digestión anaerobia a partir de residuos orgánicos. ....	96
Figura 4.16 Zonas del digestor anaerobio.....	98
Figura 4.17 Representación gráfica de la forma del reactor UASB .....	104
Figura 4.18 Comportamiento de la tasa de recirculación de lodos para la concentración máxima de SSLM del tanque de aireación.....	121
Figura 4.19 Diagrama del funcionamiento de reactor y sedimentador.....	126
Figura 4.20 Grafica de flujo de concentración de SSLM.....	129
Figura 4.21 Esquema de la planta de tratamiento de aguas residuales .....	134

## Índice de Tablas

Tabla 1.1 Datos geográficos .....	9
Tabla 1.2 Lotes por fraccionamiento .....	10
Tabla 2.1 Símbolos y funciones .....	21
Tabla 2.2 Rango de Temperatura correspondiente a cada tipo de clima .....	25
Tabla 2.3 Rango de población para determinar la dotación de agua con respecto al tipo de clima. ....	25
Tabla 2.4 Gasto mínimo por especificación .....	32
Tabla 2.5 Tipo de Tubería Diámetro en centímetros. Pendiente mínima en milésimas .....	35
Tabla 2.6 Diámetro mínimo para diferentes tipos de material .....	37
Tabla 2.7 Velocidad mínima por especificación para diferentes tipos de tuberías. ....	38
Tabla 2.8 Velocidad máxima por especificación para diferentes tipos de tuberías. ....	38
Tabla 2.9 Espesor de plantilla de acuerdo al diámetro de la tubería. ....	42
Tabla 2.10 Espesor de colchón de acuerdo al diámetro de la tubería.....	42
Tabla 2.11 Ancho de la zanja de acuerdo al diámetro de la tubería .....	45
Tabla 3.1 Coordenadas de los pozos de visita del fraccionamiento privadas del pedregal fase uno .....	56
Tabla 3.2 Coordenadas de los pozos de visita del fraccionamiento privadas del pedregal fase dos.....	62
Tabla 3.3 Coordenadas de los pozos de visita del fraccionamiento sierra azul.....	67
Tabla 4.1 Simbología y abreviaturas .....	75
Tabla 4.2 Contaminantes presentes en las aguas residuales.....	79
Tabla 4.3 Aportación de contaminantes que contienen las aguas residuales domésticas. Composición típica del agua residual domestica bruta. ....	80
Tabla 4.4 Aportación por fraccionamiento. ....	82
Tabla 4.5 Resumen de los datos del proyecto. ....	82
Tabla 4.6 Resumen de los datos del cálculo del emisor.....	83
Tabla 4.7 Resumen de los datos del cálculo del canal de llegada. ....	84
Tabla 4.8 Parámetros de diseño para rejas de barras. ....	85
Tabla 4.9 Resumen del diseño de las rejillas .....	88
Tabla 4.10 Parámetros de diseño para desarenador .....	90
Tabla 4.11 Valores de Ce y Kv para vertedores triangulares con diferentes ángulos.....	91
Tabla 4.12 Altura de control y su gasto correspondiente que pasa a través del vertedor. ....	92
Tabla 4.13 Comportamiento estimado del gasto.....	93
Tabla 4.14 Aportación media de contaminantes .....	99
Tabla 4.15 Características del influente.....	102
Tabla 4.16 Características del influente.....	102
Tabla 4.17 Características del influente.....	102
Tabla 4.18 Condiciones de diseño. ....	102
Tabla 4.19 Condiciones de diseño. ....	103
Tabla 4.20 Coeficientes cinéticos y estequiométricos. ....	103
Tabla 4.21 Valor del tiempo de retención de solidos (SRT) .....	104
Tabla 4.22 Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados.....	107
Tabla 4.23 Cantidad de contaminantes. ....	109
Tabla 4.24 Características cinéticas y estequiométricas para bacterias aerobias heterotrofas. ....	109
Tabla 4.25 Límites máximos permitidos por las normas vigentes. ....	110

Tabla 4.26 Tasa de pérdida de sólidos.....	113
Tabla 4.27 Cantidad de Sólidos en el licor mezclado en el sedimentador .....	115
Tabla 4.28 Parámetros para calcular la concentración de productos microbianos (PMS).....	117
Tabla 4.29 Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados. ....	123
Tabla 4.30 Calidad de sedimentación respecto al parámetro IVL de los lodos activados. ....	127
Tabla 4.31 Velocidades de sedimentación de los sólidos suspendidos en licor mezclado. ....	127
Tabla 4.32 Calculo del flujo de sólidos en el sedimentador para cada concentración de SSLM. ....	128
Tabla 4.33 El manual de diseño de plantas de tratamiento de ICA indica los parámetros de diseño de los digestores. ....	131
Tabla 4.34 Límites máximos permisibles de patógenos y parásitos .....	132
Tabla 4.35 Aprovechamiento de los biosólidos .....	132
Tabla 4.36 Cantidades probables de cloro requeridas para producir en residual de 0.5 mg /L después de 15 a 30 minutos.....	133

## Introducción

Las aguas residuales son el resultado de usar agua potable en procesos antropogénicos ya sean domésticos, agrícolas, industriales, en instituciones públicas y comerciales. Las aguas residuales son conectadas mediante el drenaje sanitario que las conduce hacia un punto de disposición o vertido, que preferentemente debe ser una planta de tratamiento.

En la actualidad existen una gran cantidad de programas para realizar el cálculo y diseño de una red de alcantarillado sanitario, el gran problema es que tienen un costo de membresía, y estos costos por lo general son muy altos. Así que contar con un programa gratuito que permita la modelación o diseño de una red es una aportación muy importante para la elaboración de proyectos de ingeniería. Este trabajo se enfoca en la elaboración de un programa computacional, llamado “RedAlc”. Su función es realizar una modelación o diseño de una red de drenaje sanitario. Para la realización del diseño de la red, se cuenta con algunos datos de diseño precargados, de los cuales el usuario elige los que se adecuen a su proyecto. Estos son: tipo de material de tubería, densidad de población, dotación y aportación. Combinados con datos topográficos que el usuario tiene que alimentar, el programa realiza una serie de cálculos para entregar los resultados de una modelación o diseño de una red de alcantarillado sanitario, así como un código para dibujar la red en AutoCAD.

El programa RedAlc trabaja a Régimen Uniforme, es decir, Análisis Hidráulico en Periodo Estático, cuyo algoritmo de cálculo se basa en el flujo de canales a través del uso de la Ecuación de Manning, y permite calcular: Distancias entre pozos (horizontal, inclinada), Población, gasto (mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario) que circula por cada uno de los tramos de la red, pendientes, tirantes del flujo (mínimo y máximo extraordinario) y velocidades (mínima y máxima), además de determinar las Condiciones de Trabajo de la Red de alcantarillado Sanitario.

Posteriormente se utilizó el programa para realizar el diseño de la red de alcantarillado sanitario de los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul en la ciudad de San Luis Potosí, y verificar que funcione correctamente para captar, conducir y disponer las aguas residuales generadas.

Además de esto se elaboró una alternativa para el tratamiento de las aguas residuales, el cual es capaz de remover los contaminantes presentes, de tal forma que el efluente cumpla con las normas de saneamiento vigentes. Para que el agua pueda ser utilizada en el riego de áreas verdes.

## Objetivos Generales

- Programar un Software gratuito que permita modelar o diseñar una Red de Alcantarillado Sanitario, este debe contar con una interfaz amigable para el usuario, además de contener algunos datos de diseño precargados, de los cuales el usuario elija los que se adecuen a su proyecto, la forma de entrada de datos y lectura de resultados debe ser sencilla. Además debe dibujar las Etiquetas y la Red de Alcantarillado Sanitario que haya sido modelada o diseñada.
- Utilizando el programa elaborado, realizar el diseño de la red de alcantarillado sanitario de los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul, y verificar que funcione correctamente para captar, conducir y disponer de las aguas residuales generadas.
- Determinar y estimar los contaminantes que están presentes en las aguas residuales generadas en los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul, así como elaborar una alternativa para el tratamiento de las aguas residuales, el cual sea capaz de remover los contaminantes presentes, de tal forma que el efluente cumpla con las normas de saneamiento vigentes, para la reutilización en el riego de áreas verdes.

## **Planteamiento del problema**

En la actualidad existen una gran cantidad de programas para el diseño de redes de alcantarillado sanitario, el gran problema es que tienen un costo de membresía, y estos costos a menudo son muy altos. Además de esto, los programas existentes cuentan con una interface muy limitada en cuanto a la interacción con el software de Diseño Asistido por computadora (CAD).

Existen empresas fabricantes de Tubería, las cuales proporcionan un software temporal para el diseño de redes de alcantarillado sanitario. Sin embargo, el préstamo del software está condicionado a adquirir el material, esta situación se complica cuando únicamente se requiere elaborar la modelación hidráulica para ver el comportamiento de la red.

Se requiere aplicar un software para diseñar la red de drenaje sanitario de los fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul. Estos fraccionamientos no cuentan con una descarga sanitaria municipal, por lo que es necesario tratar el agua.

Actualmente se está comprando agua para el riego de los parques y jardines dentro de dichos fraccionamientos, y el costo es muy elevado.

## **Justificación**

Actualmente en el país no se cuenta con un programa gratuito que permita realizar una modelación o diseño de una red de alcantarillado sanitario, y que además contenga una interface que permita el dibujo de la red utilizando algún software de Diseño Asistido por Computadora (CAD).

Es importante aplicar el software a un problema real, para conocer la capacidad del mismo. En este trabajo se propone aplicarlo a los fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul. Estos fraccionamientos no cuentan con una descarga sanitaria municipal, por lo que es necesario tratar el agua.

El tratamiento de agua servirá para el riego de los parques y jardines, ya que actualmente se está comprando el agua y el costo es muy elevado.

Lo anterior se realizará de tal forma que el impacto al medio ambiente sea de forma positiva, minimizando cambios en el paisaje. Así como evitando las molestias a los habitantes de las viviendas.

## **Metodología**

La metodología que se llevó a cabo fue la siguiente:

Consistió en elaborar un programa en Visual Basic Excel para la modelación o diseño de una red de alcantarillado. Este programa es capaz de recibir información de los pozos de visita y de la red, para después realizar los cálculos necesarios, y arrojar las condiciones de trabajo de la red de drenaje sanitario.

Con el programa terminado y probado se procedió al diseño de la red de alcantarillado. Se realizó el trazo de la red sanitaria, se seleccionó el material. Estos pasos requirieron una recopilación de información haciendo un énfasis en la Normativa. Para verificar que los parámetros obtenidos cumplieran con los límites permisibles, así como de información proporcionada por Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI), para conocer la topografía del lugar. Lo anterior con el propósito de realizar un diagnóstico técnico para lograr una concepción clara y precisa del proyecto.

Finalmente se diseñó la planta de tratamiento de aguas residuales, se revisaron varias alternativas, seleccionando un proceso de tratamiento secundario dual (Anaerobio-Aerobio). Se hizo un énfasis en la Normativa, para verificar que los parámetros obtenidos cumplieran con los límites permisibles, de esta manera se intentará optimizar el uso de los recursos hidráulicos dentro del fraccionamiento.

## 1. Antecedentes del Entorno de Trabajo.

La población del municipio de San Luis Potosí, se encuentra en constante crecimiento. Esto trae como necesidad la construcción de nuevas viviendas para dicha población. Una aportación a la solución de este problema fue la Construcción del Desarrollo del Pedregal.

Desarrollo del Pedregal consta de 8 Fraccionamientos (Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul, Roble residencial, Cerradas del Pedregal, Villas del Marques, Lomas del Pedregal, Villandares). Pero en esta ocasión nos vamos a limitar a trabajar únicamente con 3 de estos fraccionamientos, los cuales son: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul (Figura 1.1).

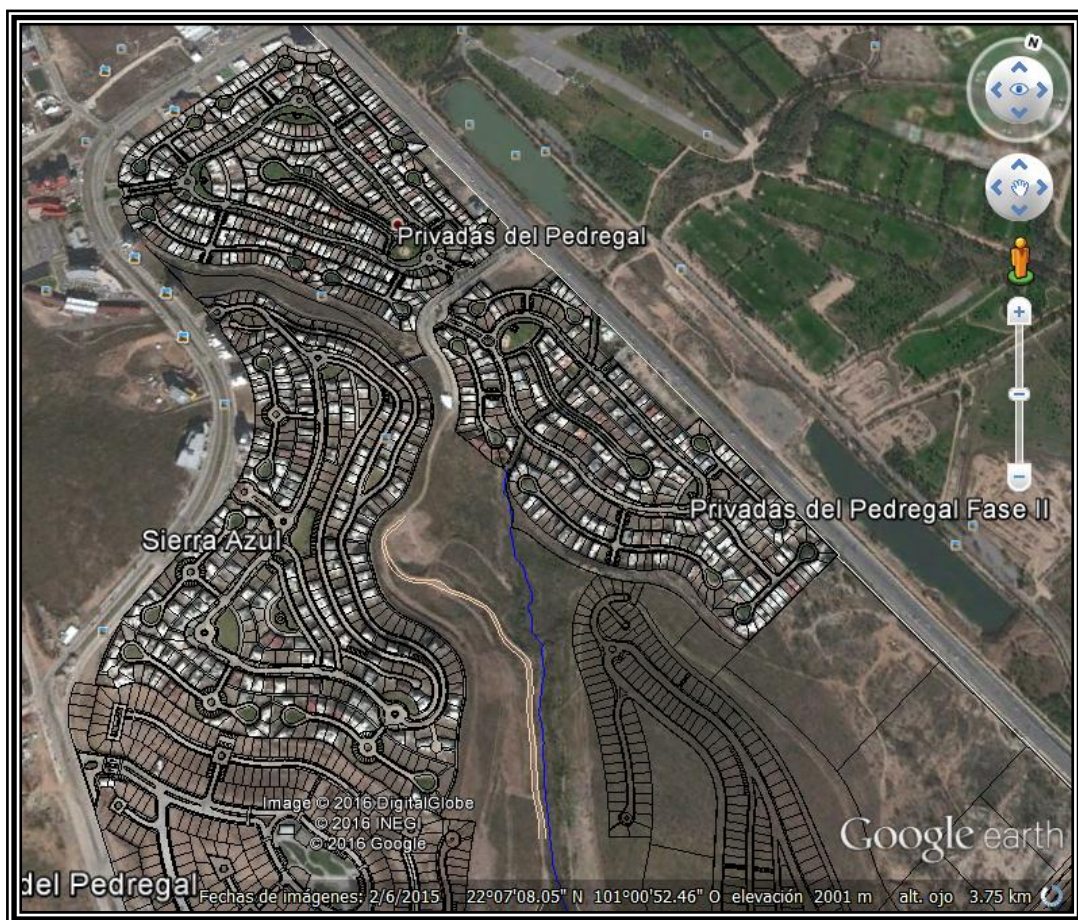


Figura 1.1 Desarrollo del Pedregal

Fuente: Google Earth, 2016



## 1.1. Marco Físico.

### 1.1.1. Localización Geográfica.

#### 1.1.1.1. Macrolocalización.

El estado de San Luis Potosí se encuentra en la región centro-norte de la República Mexicana, sus coordenadas geográficas externas son: Al norte  $24^{\circ}29'$ , al sur  $21^{\circ}10'$  de latitud norte; al este  $98^{\circ}20'$ , al oeste  $102^{\circ}18'$  de longitud oeste (Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, (INEGI), 2010).

El estado de San Luis Potosí representa el 3.1% de la superficie del país, y sus colindancias son: Al norte con Zacatecas, Nuevo León y Tamaulipas; al este con Tamaulipas y Veracruz; al sur con Hidalgo, Querétaro Guanajuato; al oeste con Zacatecas (INEGI, 2012). Su división política comprende a 58 municipios, divididos en 4 subregiones conocidas como:

- I. Altiplano
- II. Zona Centro
- III. Zona Media
- IV. Zona Huasteca

Las colindancias del estado son, al norte con los estados de Coahuila y Nuevo León; al este con los estados de Tamaulipas y Veracruz; al sur con los estados de Hidalgo, Querétaro y Guanajuato; y al oeste con los estados de Jalisco y Zacatecas (Figura 1.2).



Figura 1.2 Ubicación del estado de San Luis Potosí

Fuente: Google Maps.

### 1.1.1.2. Microlocalización

El municipio de San Luis Potosí se encuentra localizado en la parte central del Estado (Figura 1.3), en la zona centro, la cabecera municipal tiene las siguientes coordenadas: 22° 09' 04" de latitud norte y entre los meridianos 100° 58' 34" longitud oeste, con una altura de 1,860 metros sobre el nivel del mar. Tiene una superficie total de 1471,71 km<sup>2</sup> y representa el 2.41% del territorio estatal (INEGI, 2012).

La zona metropolitana de San Luis Potosí es el conjunto urbano que resulta de la unión de las ciudades de San Luis Potosí y Soledad de Graciano Sánchez con otras comunidades aledañas a la zona.

La Zona Metropolitana de San Luis Potosí está formada por las siguientes poblaciones:

- San Luis Potosí
- Soledad de Graciano Sánchez
- Villa de Pozos
- Mexquitic de Carmona
- Bocas
- La Pila
- Escalerillas

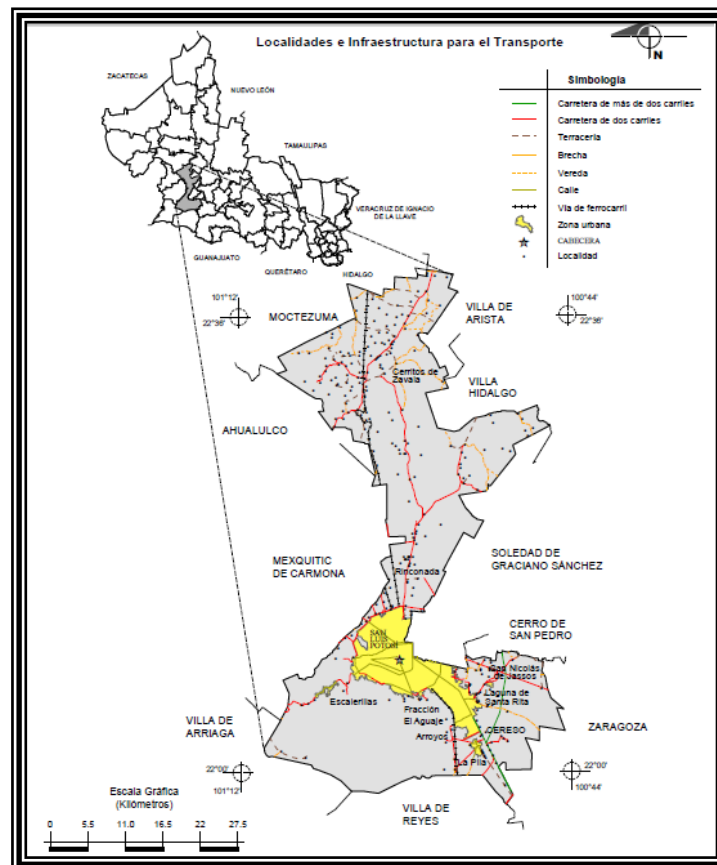


Figura 1.3 Localización del municipio de San Luis Potosí y sus localidades

Fuente: INEGI, 2012.

El clima de la Zona Metropolitana de San Luis Potosí es 34.3% seco templado, 23.7% semiseco templado, 22.7% muy seco templado, 13.1 % muy seco semicálido, 6.2 % seco semicálido y ocupa el 2.4% de la superficie del estado (INEGI, 2012). La temperatura media anual es de 17.33°C (CONAGUA, 2014).

La precipitación anual acumulada en San Luis Potosí es de 387.80 mm (CONAGUA, 2014) y ocurre en los meses de junio a septiembre, el agua de lluvia escurre y no se aprovecha por la falta de infraestructura para la recolección de agua de lluvia, por lo que el resto del año las áreas verdes tienen que ser regadas con agua potable.

## 1.2. Descripción del Proyecto de Desarrollo del Pedregal

Los Fraccionamientos Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul (Figura 1.4); se encuentran ubicados al sur poniente de la ciudad (Figura 1,5), en las proximidades del Boulevard Antonio Rocha Cordero (Anillo Periférico). Los datos geográficos se encuentran en la Tabla 1.1.

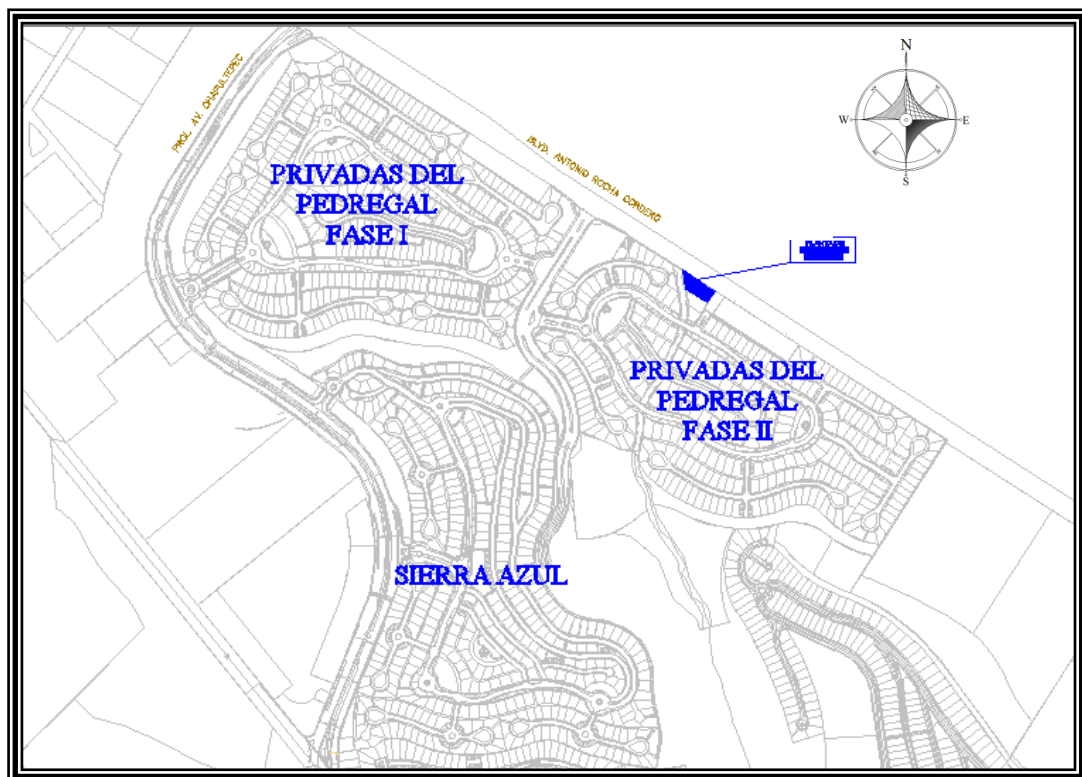


Figura 1.4 Ubicación de los fraccionamientos en estudio.

Fuente: Google Earth



Figura 1.5 Ubicación del Desarrollo del Pedregal.

Fuente: Proyecto Desarrollo del Pedregal.

Tabla 1.1 Datos geográficos

Nombre del Fraccionamiento	Coordenadas geográficas		Área km <sup>2</sup>	Período de construcción
	Longitud	Latitud		
Frac. Privadas del Pedregal Fase I	101° 01' 01"	22° 07' 27"	0.204	2012 - 2015
Frac. Privadas del Pedregal Fase II	101° 0' 41"	22° 06' 55"	0.184	2012 - 2016
Frac. Sierra Azul	101° 00' 54"	22° 07' 04"	0.230	2014 – 2016

Fuente: Proyecto Desarrollo del Pedregal.

El fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase I cuenta con 362 lotes, el fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase II cuenta con 291 lotes y el fraccionamiento Sierra Azul cuenta con 388 lotes siendo el mayor. Teniendo un total de 1,041 viviendas de tipo residencial. Lo cual brindara un hogar para 5,205 habitantes aproximadamente.

Una vez realizada la cuantificación, obtuvimos lo siguiente:

Tabla 1.2 Lotes por fraccionamiento

	<b>Total</b>	<b>Porcentaje</b>
Privadas del Pedregal Fase I	362 Lotes	39.16 %
Privadas del Pedregal Fase II	291 Lotes	32.21 %
Sierra Azul	388 Lotes	28.63 %
<b>Total</b>	<b>1041 Lotes</b>	<b>100 %</b>

Fuente: Proyecto Desarrollo del Pedregal.

## **2. Descripción del Programa “Redalc” para la Modelación Numérica de Redes de Alcantarillado Sanitario.**

### **2.1. Introducción**

RedAlc es un programa de ordenador, desarrollado en la UASLP. Su función es realizar un análisis o diseño de una red de drenaje sanitario. Cuenta con algunos datos de diseño precargados, de los cuales el usuario elige los que se adecuen a su proyecto. Estos son: tipo de material de tubería, densidad de población, dotación y aportación. Combinados con datos topográficos que el usuario tiene que alimentar, el programa realiza una serie de cálculos para entregar los resultados de una modelación numérica o diseño de una red de alcantarillado sanitario, así como un código para dibujar automáticamente la red en AutoCAD.

El programa RedAlc trabaja a Régimen Uniforme, es decir, Análisis Hidráulico en Periodo Estático (también Conocido como Steady State o SS por sus siglas en inglés). El algoritmo de cálculo se basa en el flujo de canales a través del uso de la Ecuación de Manning y permite calcular parámetros de construcción como son:

- Distancias entre pozos (horizontal, inclinada).
- La Población
- El gasto (mínimo, medio, máximo instantáneo y máximo extraordinario)
- Las pendientes
- Tirantes del flujo (mínimo y máximo extraordinario)
- Velocidades (mínima y máxima)

Además de determinar las Condiciones de Trabajo de la Red de alcantarillado Sanitario, también permite calcular:

1. Volumen total o parcial de Excavación.
2. Volumen total o parcial de Plantilla.
3. Cantidad total o parcial de Tubería.
4. Volumen total o parcial de Colchón en Tubería y Relleno.

El programa además de contar con una interfaz montada sobre un libro de Microsoft Excel, es capaz de generar códigos para dibujar etiquetas y redes en archivos de AutoCAD.

RedAlc, es un programa para uso público y gratuito, así que se puede MODIFICAR, ADAPTAR, TRADUCIR, DISTRIBUIR, INCLUIR EN UNA RED, o CREAR procedimientos de Cálculo y Análisis derivados o basados en el uso de los componentes de este programa o de alguna parte del mismo.

## 2.2. Objetivos del capítulo.

- Desarrollar un programa de cómputo montado en Visual Basic Excel, que permita modelar una Red de Alcantarillado Sanitario. Y que cuente con algunos datos de diseño precargados, de los cuales el usuario elija los datos que se adecuen a su proyecto.
- Disponer de un Software gratuito que sea capaz de dibujar las Etiquetas y la Red de Alcantarillado Sanitario que haya sido modelada o diseñada.

## 2.3. Programación Visual Basic (VBA) para Excel y Análisis Numérico

Microsoft Excel<sup>®</sup> es una utilidad de Microsoft Office<sup>®</sup> que permite manejo de hojas electrónicas agrupadas en libros para cálculos de casi cualquier índole. Entre muchas otras aplicaciones, es utilizado en el tratamiento estadístico de datos, así como para la presentación gráfica de los mismos. La hoja electrónica Excel es ampliamente conocida, en forma generalizada, por profesionales y estudiantes en proceso de formación, pero hay una gran cantidad de usuarios que no conocen a profundidad su gran potencial y adaptabilidad a los diferentes campos del conocimiento.

Para ingenieros, el Excel constituye una herramienta computacional muy poderosa. También tiene gran utilidad para ser utilizado en la enseñanza de las ciencias y la Ingeniería, particularmente, en la enseñanza de los métodos numéricos. Pese a que existen en el mercado programas computacionales muy sofisticados, tales como MATLAB, MATHEMATICA, etc., no están tan disponibles como Excel, que usualmente forma parte del paquete básico de software instalado en las computadoras que funcionan bajo el sistema Windows<sup>®</sup> de Microsoft.

A continuación se presenta una breve introducción a algunas actividades de programación con macros escritos en VBA (una adaptación de Visual Basic para Office de Microsoft), definidos desde una hoja electrónica de Excel. Salvo pequeñas diferencias para versiones en inglés, el material puede ser desarrollado en cualquier versión.

### 2.3.1. Errores comunes

Conforme se van digitando las primeras formulas, van apareciendo algunos errores que usualmente son debidos a un manejo inadecuado de la sintaxis o a la incompatibilidad con la configuración de la computadora.

A continuación se describen algunas situaciones que pueden aparecer.

- #¿NOMBRE? aparece cuando Excel no reconoce texto en una formula. Debe verificar que este en un módulo de esta hoja.
- #¡VALOR! surge cuando se utiliza un tipo de argumento incorrecto. Este error se da cuando evaluamos una función numérica en una celda que contiene algo que no sea un número.
- #¡NUM! se presenta cuando hay un problema con algún numero en una formula o función. Es decir, si evaluamos una función logarítmica en cero o en un numero negativo
- #¡DIV/0! se produce cuando se divide una formula por 0.
- #¡REF! se da cuando se hace referencia a una celda que no es válida.

### 2.3.2. Programación de macros

El lenguaje Visual Basic para Aplicaciones (VBA), en el contexto de Excel, constituye una herramienta de programación que nos permite usar código adaptado para interactuar con las múltiples facetas de Excel y personalizar las aplicaciones que hagamos en esta hoja electrónica. Las unidades de código VBA se llaman macros. Las macros pueden ser procedimientos de dos tipos:

- ❖ Funciones (Function)
- ❖ Subrutinas (Sub)

Las funciones pueden aceptar argumentos, como constantes, variables o expresiones. Están restringidas a entregar un valor en una celda de la hoja. Las funciones pueden llamar a otras funciones y hasta subrutinas.

Una subrutina realiza acciones específicas pero no devuelven ningún valor. Puede aceptar argumentos, como constantes, variables o expresiones y puede llamar funciones. Con las subrutinas podemos entregar valores en distintas celdas de la hoja. Es ideal para leer parámetros en algunas celdas y escribir en otras para completar un cuadro de información a partir de los datos leídos.



### 2.3.2.1. Editar y ejecutar macros.

Las funciones y las subrutinas se pueden implementar en el editor de Visual Basic. Para usar una función en una hoja de Excel se debe, en el editor de VB, insertar un módulo y editar la función en este módulo. Esta acción se describe más adelante. De la misma manera se pueden editar subrutinas en un módulo.

Una función se invoca en una hoja, como se invoca una función de Excel o una fórmula. Una subrutina se puede invocar por ejemplo desde la ventana de ejecución de macros o desde un botón que hace una llamada a la subrutina.

El código que ejecuta un botón puede llamar a subrutinas y a las funciones de la hoja. El código del botón no está en un módulo. En la hoja de edición donde se encuentra el código del botón, se pueden implementar funciones para uso de este código pero que serán desconocidas para la hoja.

Nota: un error frecuente es editar una función en un módulo que corresponde a una hoja y llamarlo desde otra hoja. En este caso se despliega el error (mensaje de error #2NOMBRE?)

### 2.3.2.2. Funciones

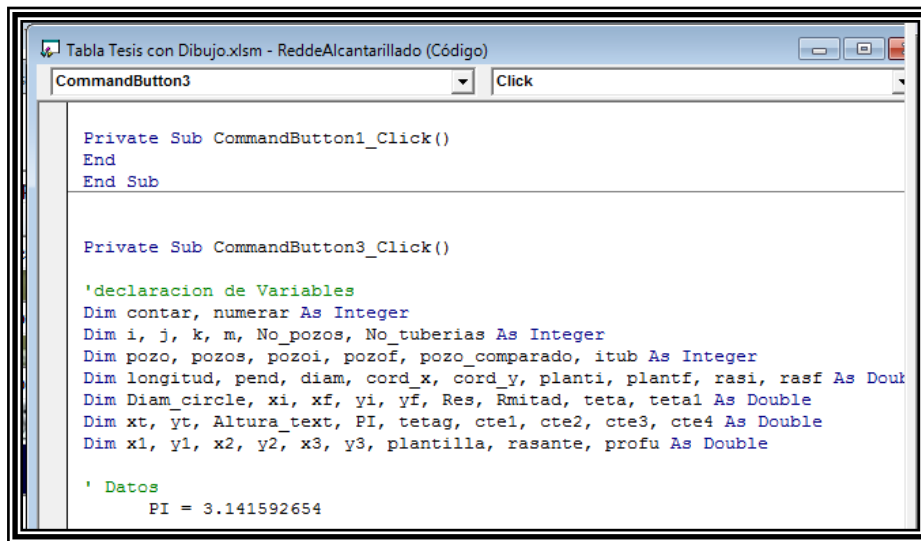
Una función tiene la siguiente sintaxis:

```
Function NombreFun(arg1, arg2,...,argn)
    Declaración de Variables y constantes
    Instrucciones
NombreFun = Valor de retorno 'comentario
End Function
```

Nota 1: Una función puede tener o no tener argumentos, pero es conveniente que retorne un valor.

Nota 2: Al interior de las funciones, se pueden hacer comentarios utilizando la comilla (') (Figura 2.1).

Nota 3: Para el uso de nombres de variables o de cualquier otra palabra reservada de VBA, no se discrimina entre el uso de letras mayúsculas y minúsculas.



```
Tabla Tesis con Dibujo.xlsm - ReddeAlcantarillado (Código)
CommandButton3 Click

Private Sub CommandButton1_Click()
End
End Sub

Private Sub CommandButton3_Click()

'declaracion de Variables
Dim contar, numerar As Integer
Dim i, j, k, m, No_pozos, No_tuberias As Integer
Dim pozo, pozos, pozoi, pozof, pozo_comparado, itub As Integer
Dim longitud, pend, diam, cord_x, cord_y, planti, plantf, rasi, rasf As Double
Dim Diam_circle, xi, xf, yi, yf, Res, Rmitad, teta, tetal As Double
Dim xt, yt, Altura_text, PI, tetag, cte1, cte2, cte3, cte4 As Double
Dim x1, y1, x2, y2, x3, y3, plantilla, rasante, profu As Double

' Datos
PI = 3.141592654
```

Figura 2.1 Programación y uso de comilla en Excel VB

### 2.3.3. Elementos de programación en VBA

Un programa computacional escrito mediante cualquier lenguaje de programación puede verse a grandes rasgos como un flujo de datos, algunos jugando el papel de datos de entrada, otros son datos que cumplen alguna función temporal dentro del programa y otros son datos de salida. A lo largo del programa es muy frecuente que sea necesaria la entrada en acción de otros programas o procesos. A mayor complejidad del problema que resuelve el programa, mayor es la necesidad de programar por aparte algunos segmentos de instrucciones que se especializan en una tarea o conjunto de tareas.

Hay tres tipos de estructuras básicas que son muy utilizadas en la programación de un algoritmo, a saber, la estructura secuencial, la estructura condicional y la repetitiva.

A continuación se explica, con ejemplos programados como macros de Excel, estas estructuras. También se incluyen los programas en pseudocódigo y diagramas de flujo para explicar de un modo más gráfico la lógica del programa. El uso de estos últimos es cada vez menor, pues el pseudocódigo por lo general es suficientemente claro y se escribe en lenguaje muy cercano al lenguaje natural.

### 2.3.3.1. Flujo secuencial

El flujo secuencial consiste en seguir una secuencia de pasos que siguen un orden predeterminado (Figura 2.2).

Por ejemplo, un programa que a partir de un número N de días, calcula la cantidad de segundos que hay en esta cantidad de días. Este programa se puede ver como una secuencia de varios pasos:

Inicio: Ingresar el número N de días  
Paso 1:  $H = 24 * N$ , para determinar la cantidad de horas  
Paso 2:  $M = 60 * H$ , para determinar la cantidad de minutos.  
Paso 3:  $S = 60 * M$ , para determinar la cantidad de segundos.  
Paso 4: Retorne S.  
Fin.

La macro correspondiente a esta secuencia de cálculos puede escribirse como sigue:

```
Function CalculeSegundos(Dias)
CantHoras = 24 * Dias
CantMinutos = 60 * CantHoras
CalculeSegundos = 60 * CantMinutos
End Function
```

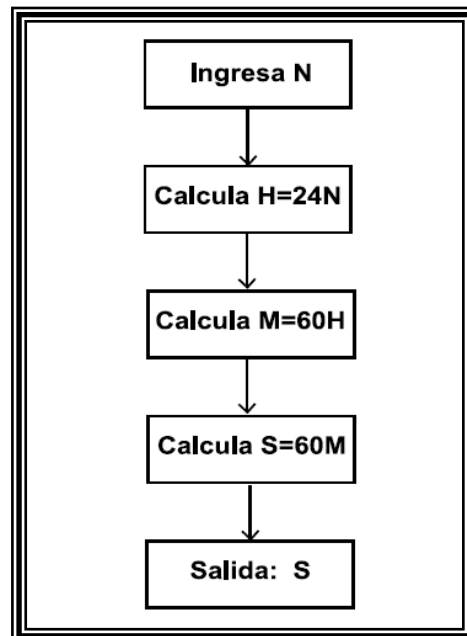


Figura 2.2 Diagrama de flujo secuencial

Fuente: Programación Visual Basic (VBA) para Excel, M.Sc. Walter Mora F.

### 2.3.3.2. Flujo condicional (If - Else)

Un flujo condicional se presenta en un programa o procedimiento que debe escoger una acción o proceso a ejecutar, dependiendo de condiciones que puedan cumplirse. El caso más sencillo ocurre cuando el programa verifica si una condición se cumple y en caso de ser verdadera ejecuta un proceso, en tanto que si es falsa ejecuta otro proceso (Figura 2.3).

En VBA tenemos la instrucción

If...Then...Else

Ejecuta condicionalmente un grupo de instrucciones, dependiendo del valor de una expresión.

If condition Then  
Instructions  
Else  
instrucciones-else  
End If

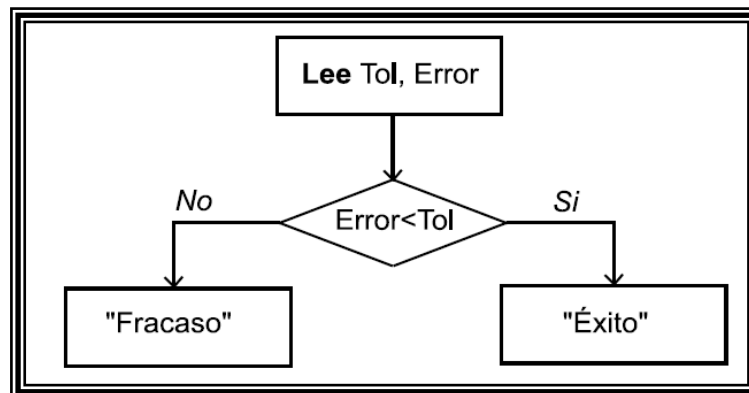


Figura 2.3 Diagrama de flujo condicional.

Fuente: Programación Visual Basic (VBA) para Excel, M.Sc. Walter Mora F.

### 2.3.3.3. Flujo repetitivo (For-Next, While-Wend, Do While-Loop)

El flujo repetitivo se presenta en un algoritmo cuando se requiere la ejecución de un proceso o parte de un proceso sucesivamente, hasta que ocurra una condición que permita terminar (Figura 2.4). Este tipo de flujos repetitivos se presentan en tres formas que obedecen a maneras diferentes de razonarlos pero que en el fondo hacen lo mismo:

- ❖ Utilizar un contador que empiece en un número y termine en otro, ejecutando el proceso cada vez que el contador tome un valor distinto.
- ❖ Mientras una condición sea verdadera, ejecutar un proceso y regresar a la condición.
- ❖ Ejecutar un proceso, hasta que una condición deje de cumplirse.

En VBA tenemos las siguientes instrucciones para realizar procesos iterativos:

- **For-Next.-** Repite un grupo de instrucciones un número especificado de veces.

```
For contador = inicio To n [Step incremento]
  instrucciones
  [Exit For]
  instrucciones
Next contador
```

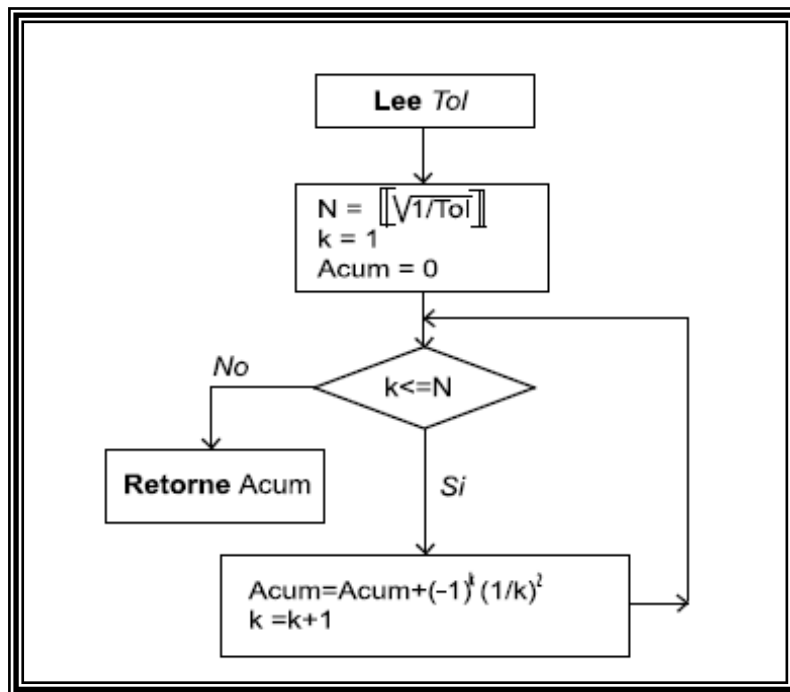


Figura 2.4 Diagrama de For-Next.

Fuente: Programación Visual Basic (VBA) para Excel, M.Sc. Walter Mora F.

- **While-Wend.-** Ejecuta una serie de instrucciones mientras una condición dada sea True.

```
While condicion
  intrucciones
Wend
```

Nota: No hay un Exit While. En una subrutina, si fuera necesario, se podría usar Exit Sub

- **Do-While.-** Una instrucción muy parecida a While pero más eficiente (Figura 2.5).

```
Do while condicion
  instrucciones
  [Exit Do]
Loop
```

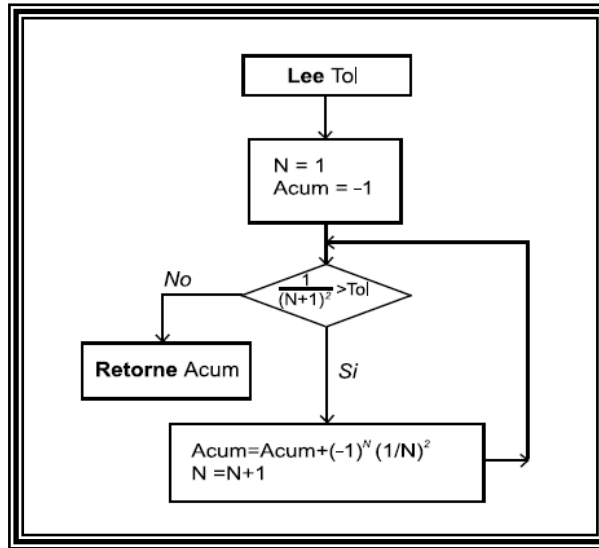


Figura 2.5 Diagrama de Do-While.

Fuente: Programación Visual Basic (VBA) para Excel, M.Sc. Walter Mora F.

### 2.3.3.4. Manejo de rangos

Un rango en Excel corresponde a una selección de celdas. La selección de un bloque de celdas se maneja como una matriz (Figura 2.6).

H65		=PromedioQ(C65:G65)						
	A	B	C	D	E	F	G	H
60		<i>Promedio de notas excluyendo las dos más bajas</i>						
61								
62		Nombre	N1	N2	N3	N4	N5	Promedio
63		Pedro Pérez	40	85	90	80	30	85
64		Ana Pereira	55	66	77	89	100	88,66667

Figura 2.6 Manejo de rangos.

### 2.3.3.5. Subrutinas. Edición y ejecución de una subrutina

Las subrutinas o procedimientos es otro de los tipos básicos de programas en Visual Basic (Figura 2.7). Una descripción de la sintaxis de una subrutina que no es completa, pero sí suficiente para los alcances de este material es la siguiente:

```
Sub Nombre-de-Subrutina
instrucciones
End Sub
```

Las partes entre corchetes indican que son opcionales. Además:

- Public. Es opcional. Indica que la subrutina puede ser llamada por todas las demás subrutinas sin importar donde se encuentre.
- Private. Es opcional. Indica que la subrutina puede ser llamada solamente por otras subrutinas que se encuentren en el mismo módulo.
- Static. Es opcional. Indica que las variables locales de la subrutina se mantienen constantes de una llamada a otra. El ámbito de acción de esta declaración no incluye a variables declaradas fuera de la subrutina.

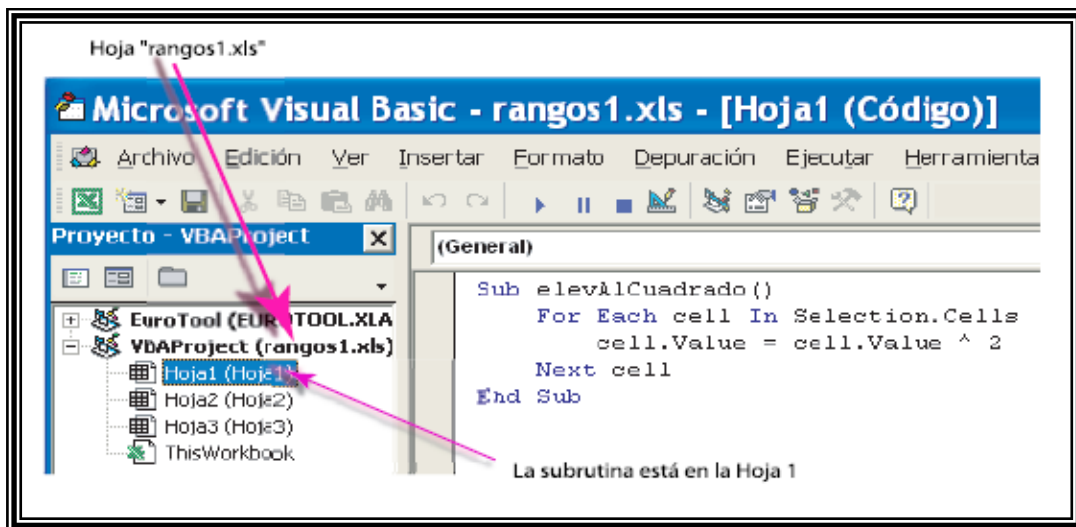


Figura 2.7 Edición de subrutinas.

### 2.3.3.6. Ejecución de una subrutina mediante un botón

Otra posibilidad bastante practica para ejecutar un programa o subrutina como los presentados en la sección precedente es mediante un botón de comando (Figura 2.8).



Figura 2.8 Botón para ejecución de subrutinas.

Fuente: Fuente: Elaboración propia.

### 2.3.3.7. Símbolos y Funciones

Tabla 2.1 Símbolos y funciones

Símbolos	Funciones
+	Adición
-	Resta
*	Multiplicación
/	División
%	Porcentaje
\	división entera
^	elevar a potencia
	valor absoluto
abs(x)	valor absoluto
atn(x)	Arco tangente de "x" x en radianes
cos(x)	Coseno de "x" x en radianes
sin(x)	Seno de "x" x en radianes
exp(x)	Exponencial
fix(x)	parte entera
int(x)	parte entera
dec(x)	parte decimal
ln(x)	logaritmo natural
log(x)	Logaritmo
rnd(x)	random retorna un valor aleatorio entre x y 0
sqr(x)	Raíz cuadrada
cbr(x)	Raíz cubica
root(x,n)	Raíz enésima

Fuente: Programación Visual Basic (VBA) para Excel, M.Sc. Walter Mora F.



## 2.4. Diagrama de Flujo

Un diagrama de flujo es una representación gráfica de un proceso. Cada paso del proceso es representado por un símbolo diferente que contiene una breve descripción de la etapa de proceso. Los símbolos gráficos del flujo del proceso están unidos entre sí con flechas que indican la dirección de flujo del proceso.

En este caso, la función del programa es realizar una modelación o diseño de una red de drenaje sanitario (Figura 2.9). La cual se compone de las siguientes etapas.

**Datos de la Red.-** Hay que alimentar los datos topográficos de los pozos de visita (coordinada en X, Y y Elevación), así como los tramos que forman la red (pozo inicial y pozo final).

**Condiciones de Diseño.-** El programa ya cuenta con algunos datos de diseño precargados, de los cuales el usuario elige los que se adecuen a su proyecto (estos son: tipo de material de tubería, densidad de población, dotación y aportación), con estos datos proporcionados por el usuario, el programa comienza a cargar las condiciones límite de diseño (pendiente máxima y mínima, gasto máximo y mínimo así como velocidad máxima y mínima).

**Operaciones.-** Posteriormente realiza una serie de cálculos para obtener resultados.

**¿Cumple?.-** Compara los resultados previamente obtenidos con las condiciones límite de diseño previamente cargadas.

**Resultados.-** Una vez que a red cumple con todas las condiciones límite, el programa entrega los resultados al usuario y esta lista nuestra modelación numérica o diseño de la red de alcantarillado sanitario, así como un código para dibujar la red en AutoCAD.

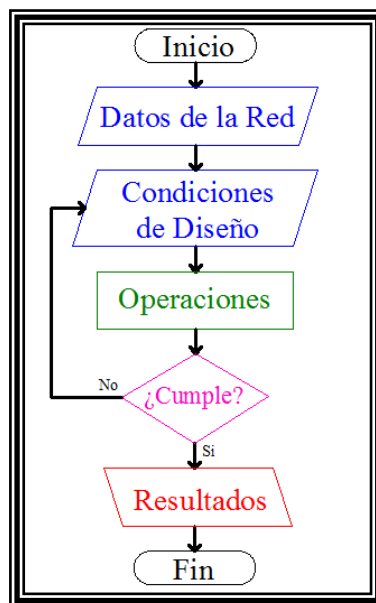


Figura 2.9 Diagrama de flujo.

## 2.5. Interface de Usuario

El software cuenta con una interfaz montada sobre un libro de Microsoft Excel. En la primera hoja llamada “Coordenadas Pozos” se introducen los datos de cada pozo, mientras que en la segunda hoja llamada “Introducción de la Red” se introducen los datos de la red.

Para llevar a cabo el análisis de datos se cuenta con un UserForm llamado “RedAlc” (Figura 2.10), donde se introducen las características del proyecto, como son: Tipo de tubería, Densidad de Población, Dotación y Aportación, además cuenta con 3 botones, el primero “Calcular” que sirve para realizar la Modelación o Diseño de la Red de alcantarillado Sanitario, el segundo “Dibujar” que genera un código para dibujar las etiquetas y la red de drenaje sanitario que fue previamente Modelada o Diseñada. Inicialmente el botón “Dibujar” se encuentra inactivo. El tercer botón “Salir” sirve para dar por finalizado el programa.

Y por último los resultados son presentados en la hoja “Datos de Pozos”, donde se pueden verificar las condiciones límite, y el código para dibujar en AutoCAD, es generado en la hoja “Dibujar”.



Figura 2.10 UserForm “RedAlc”.

## 2.6. Entrada de Datos

La Entrada de datos se lleva a cabo en las Primeras 2 hojas del libro de Excel. En la primer hoja llamada “Coordenadas Pozos” se introducen los datos de cada pozo, como son sus coordenadas en X, Y y Elevación (Figura 2.11).

DATOS			
POZO	X (m)	Y (m)	ELEV (m)
4	111.1771	67.0247	99.19
5	160.0676	73.6275	99.1
6	255.8356	86.7289	98.93
8	124.9292	110.7286	99.06
9	166.5311	116.498	98.99
10	250.1202	128.0903	98.86
11	139.1316	155.2085	98.99
12	191.7445	162.5019	98.89
13	244.3574	169.7953	98.79
14	152.8524	199.5067	98.85

Figura 2.11 Ingreso de datos de los pozos de visita.

Mientras que en la segunda hoja llamada “Introducción de la Red” se introducen los datos de la red, de cada tramo se debe introducir: el pozo inicial, el pozo final, numero de lotes y si es o no cabeza de atarjea (Figura 2.12).

TRAMOS			
Pozo Inicial	Pozo Final	Numero de Lotes (No.)	Cabeza de Atarjea
8	9	13	S
9	34	14	N
34	10	12	N
11	12	16	S
12	13	16	N
14	15	14	S
15	16	12	N
17	18	12	S
18	19	12	N
24	16	0	S

Figura 2.12 Introducción de la red.

Las características del proyecto, son:

**Tipo de tubería.-** Existen varios tipos de tuberías, generalmente se clasifican por el material del que están hechas, como pueden ser las tuberías de concreto armado, concreto simple, fibrocemento, policloruro de vinilo (PVC), polietileno de alta densidad (PEAD) y acero. Dependiendo del material es la rugosidad de la tubería (Coeficiente de Manning)

Estas tuberías se usan como canal circular que funciona a gravedad y jamás se debe permitir la posibilidad que funcionen a tubo lleno ya que no están diseñadas para trabajar a presión y se pueden generar daños a la infraestructura urbana.

**Densidad de Población.-** Indica el número de personas que habitan una vivienda, y depende completamente del tipo de vivienda, ubicación geográfica, etcétera.

**Dotación.-** Es la cantidad de agua diaria que se asigna a cada habitante para fines de cálculo y que comprende todos los consumos de los servicios que se hacen en un día medio anual generalmente se expresa en litros/habitantes/día. (l/Hab/d).

De acuerdo a la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA), el valor de la dotación está en función del clima y del número de habitantes considerados como población de proyecto. Como lo muestran la Tabla 2.2 y la Tabla 2.3:

Tabla 2.2 Rango de Temperatura correspondiente a cada tipo de clima

Temperatura Anual (°C)	Tipo de Clima
$T > 22$	Cálido
$22 > T > 18$	Semi Cálido
$18 > T > 12$	Templado
$12 > T > 5$	Semi Frío
$T < 5$	Frío

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

Tabla 2.3 Rango de población para determinar la dotación de agua con respecto al tipo de clima.

Población de Proyecto (habitantes)	Tipo de Clima		
	Cálido	Templado	Frío
Menos de 5,000	150	100	60
De 5,000 a 15,000	200	150	100
De 15,000 a 50,000	250	200	150
Más de 50,000	300	250	200

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

**Aportación.-** Es el volumen de agua desalojada por habitante en el día y representa un tanto por ciento de la dotación de agua potable, es decir, la aportación de aguas negras es el reflejo del servicio de agua potable, la Comisión Nacional del Agua adopta el criterio de aceptar como aportación de aguas negras, del 75% al 80% de la dotación de agua potable, considerando que el 25% o el 20% restante se pierde antes de llegar a los conductos a causa de las pérdidas en la distribución, de riego en jardines, parques y calles.

Estas características se introducen en el UserForm llamado “RedAlc” (Figura 2.13)

PEAD	n Manning	0.009
5	Densidad de Población	5 Hab /Lote
300	Dotacion	300 Lt /Hab
80	Aportación	80 %

Calcular Dibujar Salir

Figura 2.13 UserForm del programa “RedAlc”.

## 2.7. Procesamiento de los Datos.

El programa RedAlc trabaja a Régimen Uniforme, es decir, Análisis Hidráulico en Periodo Estático (también Conocido como Análisis Steady State o SS por su Siglas en inglés), cuyo algoritmo de cálculo se basa en el flujo de canales a través del uso de la Ecuación de Manning.

Para realizar el análisis de la red de alcantarillado sanitario en la hoja “Datos de Pozos” se crea una tabla que contendrá todos los datos de los pozos, para tener un manejo más sencillo de los datos, la tabla se divide en 6 subcategorías, las cuales son: Tramos, Cálculo de la Población, Cálculo de los Gastos, Pendientes de Plantilla, Condiciones de Trabajo y Elevaciones de Plantilla y Volúmenes.

### 2.7.1. Subcategoría “Tramos”

Esta subcategoría nos sirve para conocer y tener un control de las características topográficas de nuestra red y de cada uno de sus tramos en específico. Aquí se tabulan los pozos de visita que componen cada tramo, sus coordenadas X, Y y Elevación, desnivel, distancias tanto horizontal como inclinada y la pendiente (Figura 2.14).

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O
1	<b>TRAMOS</b>														
2															
3															
4	POZO INICIAL	POZO FINAL	POZO INICIAL			POZO FINAL			DESNIVEL	Distancia Horizontal	Distancia Inclinada	Pendiente			
5			X	Y	ELEVACION	X	Y	ELEVACION				(m)	(m)	m/m	milesimas
6			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)				
7															
8															
9	8	9	124.93	110.73	99.060	166.53	116.50	98.990	0.07	42	42	0.0017	2		
10	9	34	166.53	116.50	98.990	208.52	122.32	98.920	0.07	42.389	42.389	0.0017	2		
11	34	10	208.52	122.32	98.920	250.12	128.09	98.860	0.06	42	42	0.0014	1		
12	11	12	139.13	155.21	98.990	191.74	162.50	98.890	0.1	53.116	53.116	0.0019	2		
13	12	13	191.74	162.50	98.890	244.36	169.80	98.790	0.1	53.116	53.116	0.0019	2		
14	14	15	152.85	199.51	98.850	195.73	205.47	98.790	0.06	43.288	43.288	0.0014	1		
15	15	16	195.73	205.47	98.790	238.60	211.43	98.715	0.08	43.288	43.288	0.0017	2		
16	17	18	153.28	241.42	98.950	193.11	246.94	98.800	0.15	40.209	40.21	0.0037	4		
17	18	19	193.11	246.94	98.800	232.94	252.46	98.630	0.17	40.209	40.21	0.0042	4		
18	24	16	242.36	184.25	98.760	238.60	211.43	98.715	0.05	27.444	27.444	0.0016	2		
19	16	27	238.60	211.43	98.715	236.61	225.85	98.685	0.03	14.554	14.554	0.0021	2		

Figura 2.14 Subcategoría “Tramos”.

**Columna “B”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Inicial del tramo.

**Columna “C”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Final del tramo.

**Columna “D”.-** En base al Pozo de visita Inicial (Columna B), en la hoja “Coordenadas Pozos” busca la coordenada en X correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “E”.-** En base al Pozo de visita Inicial (Columna B), en la hoja “Coordenadas Pozos” busca la coordenada en Y correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “F”.-** En base al Pozo de visita Inicial (Columna B), en la hoja “Coordenadas Pozos” busca la cota de la Elevación correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “G”.-** En base al Pozo de visita Final (Columna C), en la hoja “Coordenadas Pozos” busca la coordenada en X correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “H”.-** En base al Pozo de visita Final (Columna C), en la hoja “Coordenadas Pozos” busca la coordenada en Y correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “I”.-** En base al Pozo de visita Final (Columna C), en la hoja “Coordenadas Pozos” busca la cota de la Elevación correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “J”.-** El desnivel entre los 2 pozos de visita, es la diferencia del valor de la cota de la Elevación del Pozo de visita Inicial (Columna F) y del valor de la cota de la Elevación del Pozo de visita Final (Columna I), una vez que obtiene el resultado, lo redondea a 2 dígitos y lo imprime.

$$Desnivel = Elev_1 - Elev_2 \quad (\text{Ecuación 2.1})$$

Dónde:

$Elev_1 = \text{Cota de Elevación del Pozo Inicial, en m.}$

$Elev_2 = \text{Cota de Elevación del Pozo Final, en m.}$

**Columna “K”.-** Basado en el teorema de Pitágoras, se obtiene una diferencia de las Coordenadas en X así como la diferencia de las Coordenadas en Y, y con estos valores se obtiene el valor de la hipotenusa (Ecuación 2.2), el cual será el mismo que la distancia horizontal que existe entre los pozos, posteriormente se redondea a 3 dígitos y se imprime.

$$Distancia_{HORIZONTAL} = \sqrt{(Y_2 - Y_1)^2 + (X_2 - X_1)^2} \quad (\text{Ecuación 2.2})$$

Dónde:

$Distancia_{HORIZONTAL} = \text{Distancia Horizontal del Tramo, en m.}$

$Y_1 = \text{Coordenada Y del Pozo Inicial, en m.}$

$Y_2 = \text{Coordenada Y del Pozo Final, en m.}$

$X_1 = \text{Coordenada X del Pozo Inicial, en m.}$

$X_2 = \text{Coordenada X del Pozo Final, en m.}$

**Columna “L”.-** Para calcular la Distancia Inclinada, se hizo lo mismo que para la Distancia Horizontal, solo que aquí también se tomó en cuenta la diferencia entre las cotas de Elevación de los Pozos (Ecuación 2.3). Y una vez que se cuenta con el valor se redondea a 3 dígitos y se imprime.

$$Distancia_{INCLINADA} = \sqrt{(Y_2 - Y_1)^2 + (X_2 - X_1)^2 + (Elev_2 - Elev_1)^2} \quad (\text{Ecuación 2.3})$$

Dónde:

$Distancia_{INCLINADA} = \text{Distancia Inclinada del Tramo, en m.}$

**Columna “M”.-** Para calcular la Pendiente<sub>m/m</sub>, se divide el desnivel entre la distancia horizontal (Ecuación 2.4), y una vez que se tenga el valor, se redondea a 4 dígitos y se imprime.

$$Pendiente_{m/m} = \frac{Desnivel}{Distancia_{HORIZONTAL}} \quad (\text{Ecuación 2.4})$$

Dónde:

$Pendiente_{m/m} = \text{Pendiente del Terreno, en metro pot metro}$

$Distancia_{HORIZONTAL} = \text{Distancia Horizontal del Tramo, en m.}$

**Columna “N”.-** Para calcular la Pendiente al millar, únicamente se multiplica la  $Pendiente_{m/m}$  por 1000 (Ecuación 2.5), y el resultado se redondea a enteros.

$$Pendiente_{Millar} = Pendiente_{m/m} * 1000 \quad (\text{Ecuación 2.5})$$

Dónde:

$Pendiente_{Millar}$  = Pendiente del Terreno, al millar

$Pendiente_{m/m}$  = Pendiente del Terreno, en metro por metro

### 2.7.2. Subcategoría “Cálculo de la Población”

La determinación de la población de proyecto es el dato más importante para la estimación de los gastos de diseño del sistema de alcantarillado sanitario, y esta se calcula de acuerdo a la cantidad de lotes que descargarán en cada tramo de la red, multiplicando por la densidad de habitantes por lote (Figura 2.15)

CALCULO DE LA POBLACION							
TRAMO		LOTES			DENSIDAD	POBLACION	COEF. DE HARMON
POZO INICIAL	POZO FINAL	PROPIOS	ACUM.	TOTAL	(hab/lote)	(hab)	
			0	12			
			0	12			
8	9	13		13	5	65	3.8
9	34	14	0	16	5	70	3.8
34	10	12		12	5	60	3.8
11	12	16	0	12	5	80	3.8
12	13	16		16	5	80	3.8
14	15	14		14	5	70	3.8
15	16	12		12	5	60	3.8
17	18	12		12	5	60	3.8
18	19	12	0	12	5	60	3.8
24	16	0		0	5	0	3.8
16	27	0	0	8	5	0	3.8

Figura 2.15 Subcategoría “Cálculo de la Población”.

**Columna “P”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Inicial del tramo.

**Columna “Q”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Final del tramo.

**Columna “R”.-** La cantidad de lotes propios se obtiene en base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Número de Lotes que contiene cada tramo.

**Columna “S”.-** La cantidad de lotes Acumulados es la suma de la cantidad de lotes propios que contiene cada tramo que desemboca y que se encuentra aguas arriba del tramo en estudio, una vez obtenida la cantidad de lotes acumulados la imprime.



**Columna “T”.-** La cantidad de lotes total, es la suma de la cantidad de lotes acumulados y la cantidad de lotes propios (Ecuación 2.6).

$$Lotes_{Total} = Lotes_{PROPIOS} + Lotes_{ACUMULADOS} \quad (\text{Ecuación 2.6})$$

Dónde:

$$Lotes_{Total} = \text{Cantidad de Lotes Total}$$

$$Lotes_{PROPIOS} = \text{Cantidad de lotes propios}$$

$$Lotes_{ACUMULADOS} = \text{Cantidad de lotes acumulados}$$

**Columna “U”.-** La densidad de habitantes por lote, es una de las características del proyecto que introduce el usuario, (el programa ofrece una variabilidad de 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 o 10 habitantes por lote) el usuario selecciona uno de estos de acuerdo al tipo de vivienda que se proyectara en dicho lote, la densidad de habitantes por lote más común es 5. Una vez leído este valor de las características introducidas por el usuario se imprime.

**Columna “V”.-** La población se obtiene de multiplicar la cantidad de lotes total por la densidad de habitantes por lote (Ecuación 2.7). Una vez obtenido el valor se imprime.

$$Población = Lotes_{ACUMULADOS} * Densidad \text{ de Hab. } x \text{ lote} \quad (\text{Ecuación 2.7})$$

Dónde:

$$P = \text{Poblacion, en habitantes.}$$

$$Lotes_{ACUMULADOS} = \text{Cantidad de lotes acumulados}$$

$$Densidad \text{ de Hab. } x \text{ lote} = \text{Densidad de Habitantes por lote, en habitantes}$$

**Columna “W”.-** El coeficiente de Harmon sirve para calcular la variación instantánea y es aplicado al gasto medio. Para el caso de zonas habitacionales el valor de este coeficiente se obtiene mediante la Ecuación 2.8:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (\text{Ecuación 2.8})$$

Dónde:

$$M = \text{Coeficiente de Harmon}$$

$$P = \text{Poblacion, en miles.}$$

NOTA:

En tramos con una población acumulada menor de 1 000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8.

Para una población acumulada mayor que 63,454 habitantes, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de ésta cantidad, no sigue la ley de variación establecida por Harmon.

### 2.7.3. Subcategoría “Cálculo de los Gastos”

Los gastos de diseño que se emplean en los proyectos de alcantarillado sanitario son:

- ✓ Gasto medio.
- ✓ Gasto mínimo.
- ✓ Gasto máximo instantáneo.
- ✓ Gasto máximo extraordinario.

Los tres últimos se determinan a partir del primero (Figura 2.16).

TRAMO		GASTOS							
POZO	POZO	INFIL. (l/s)	MEDIO (l/s)	MEDIO (l/s)	MINIMO (l/s)			MAX. INST. (l/s)	MAX. EXT. (l/s)
					CALC.	ESPEC.	P/CALC.		
8	9	0	0.1806	1.5	0.0903	1.5	1.5	5.7	8.55
9	34	0	0.1944	1.5	0.0972	1.5	1.5	5.7	8.55
34	10	0	0.1667	1.5	0.08335	1.5	1.5	5.7	8.55
11	12	0	0.2222	1.5	0.1111	1.5	1.5	5.7	8.55
12	13	0	0.2222	1.5	0.1111	1.5	1.5	5.7	8.55
14	15	0	0.1944	1.5	0.0972	1.5	1.5	5.7	8.55
15	16	0	0.1667	1.5	0.08335	1.5	1.5	5.7	8.55
17	18	0	0.1667	1.5	0.08335	1.5	1.5	5.7	8.55
18	19	0	0.1667	1.5	0.08335	1.5	1.5	5.7	8.55
24	16	0	0	1.5	0	1.5	1.5	5.7	8.55
16	27	0	0	1.5	0	1.5	1.5	5.7	8.55

Figura 2.16 Subcategoría “Cálculo de los Gastos”.

**Columna “Y”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Inicial del tramo.

**Columna “Z”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Final del tramo.

**Columna “AA”.-** El sistema de alcantarillado sanitario, debe construirse herméticamente por lo que no se adicionara al caudal de aguas residuales el volumen por infiltraciones. Así que este valor será cero.

**Columna “AB”.-** Gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. Para calcular el gasto medio, se requiere la dotación de agua potable y la aportación. Estos datos son otras de las características del proyecto que introduce el usuario, (en cuanto a Dotación, el programa ofrece una variabilidad de 150, 200, 250, 300 y 350 litros por habitante por día, mientras que en cuanto a la Aportación el programa ofrece una variabilidad de 70, 75, 80, 85, 90, 95 y 100%). El usuario selecciona uno de estos de acuerdo al tipo de proyecto que está estudiando. En función de la población, dotación y la aportación, el gasto medio de aguas residuales en cada tramo de la red se calcula con la Ecuación 2.9:

$$Q_{med} = \frac{P * Dotación * Aportación}{86,400} \quad (\text{Ecuación 2.9})$$

Dónde:

$Q_{med}$  = Gasto medio de aguas residuales, en L/s

$Q_{Ap}$  = Aportación, en l/hab/día

$P$  = Población, en numero de habitantes

86,400 = Numero de segundos que tiene un día.

**Columna “AD”.-** El gasto mínimo es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presentan en una tubería. Este valor es igual a la mitad del gasto medio.

El gasto mínimo de aguas residuales en cada tramo de la red se calculó con la ecuación:

$$Q_{min} = 0.5 * Q_{med}$$

Dónde:

$Q_{min}$  = Gasto mínimo de aguas residuales, en L/s

$Q_{med}$  = Gasto medio de aguas residuales, en L/s

**Columna “AE”.-** El gasto mínimo por Especificación depende del diámetro seleccionado. (Tabla 2.4).

Tabla 2.4 Gasto mínimo por especificación

Diámetro (cm)	No. Descargas Simultaneas	Aportación por Descarga (l/s)	Gasto Mínimo Aguas Negras (l/s)
20	1	1.5	1.50
25	1	1.5	1.50
30	2	1.5	3.00
38	2	1.5	3.00
46	3	1.5	4.50
61	5	1.5	7.50
76	8	1.5	12.00
91	12	1.5	18.00

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

**Columna “AF”.-** El gasto mínimo para calcular se obtiene de comparar el gasto mínimo calculado y el gasto mínimo por especificación y elegir el mayor, una vez que se tiene el valor se redondea a 2 dígitos.

**Columna “AC”.-** Gasto medio, para calcularlo se comparara el gasto mínimo para calcular y el gasto medio y se elige el mayor. Una vez que se tiene el valor se redondea a 2 dígitos.

**Columna “AG”.-** Gasto Máximo Instantáneo, es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Su valor es el producto de multiplicar el gasto medio de aguas residuales por el coeficiente de Harmon (M). El gasto máximo instantáneo se calculó con la Ecuación 2.10:

$$Q_{max-inst} = M * Q_{med} \quad (\text{Ecuación 2.10})$$

Dónde:

$Q_{max-inst}$  = Gasto maximo instantaneo de aguas residuales, en L/s

$Q_{med}$  = Gasto medio de aguas residuales, en L/s

$M$  = Coeficiente de Harmon.

**Columna “AG”.-** Gasto Máximo Extraordinario, es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de las tuberías, ya que se tiene un margen de seguridad para prever los caudales adicionales en las aportaciones que pueda recibir la red. Para el cálculo del gasto máximo extraordinario se tiene la Ecuación 2.11:

$$Q_{max-ext} = Q_{max-inst} * Cs \quad (\text{Ecuación 2.11})$$

Dónde:

$Q_{max-ext}$  = Gasto maximo extraordinario de aguas residuales, en L/s

$Q_{max-inst}$  = Gasto maximo instantaneo de aguas residuales, en L/s

$Cs$  = Coeficiente de seguridad adoptado.

\* Nota: el valor de  $Cs$  oscila entre 1.0 y 1.5 bajo aprobación de la autoridad local del agua. En este trabajo se optó por considerar un  $Cs = 1.5$ .

### 2.7.4. Subcategoría “Pendientes de Plantilla”

El objeto de limitar los valores de las pendientes es evitar la acumulación de azolves y la erosión en las tuberías. (Figura 2.17).

AJ		AK		AL		AM		AN		AO		AP		AQ		AR	
PENDIENTES DE PLANTILLA																	
TRAMO		ELEV. TERRENO				PENDIENTE TERRENO (MILESIMAS)	PENDIENTE MINIMA PLANTILLA (ESPECIFICACION)	PENDIENTE PLANTILLA (MILESIMAS)	CUMPLE O NO CONPEND. MINIMA ESPECIFICADA	CUMPLE O NO CONPEND. MAXIMA ESPECIFICADA							
POZO	POZO	INICIAL (mnm.)	FINAL (mnm.)														
8	9	99.06	98.99	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
9	34	98.99	98.92	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
34	10	98.92	98.86	1	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
11	12	98.99	98.89	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
12	13	98.89	98.79	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
14	15	98.85	98.79	1	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
15	16	98.79	98.715	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
17	18	98.95	98.8	4	2	4	Si Cumple	Si Cumple									
18	19	98.8	98.63	4	2	4	Si Cumple	Si Cumple									
24	16	98.76	98.715	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									
16	27	98.715	98.685	2	2	2	Si Cumple	Si Cumple									

Figura 2.17 Subcategoría “Pendientes de Plantilla”.

**Columna “AJ”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Inicial del tramo.

**Columna “AK”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Final del tramo.

**Columna “AL”.-** En base al Pozo de visita Inicial (Columna B), va a la hoja “Coordenadas Pozos” busca la cota de la Elevación correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “AM”.-** En base al Pozo de visita Final (Columna C), va a la hoja “Coordenadas Pozos” busca la cota de la Elevación correspondiente al Pozo de Visita en estudio, y la imprime.

**Columna “AN”.-** Para calcular la Pendiente del Terreno, es necesario dividir el desnivel entre la distancia horizontal y multiplicar por 1000 (Ecuación 2.12), y el resultado se redondea a enteros.

$$Pendiente_{Terreno} = \frac{Desnivel}{Distancia_{HORIZONTAL}} * 1000 \quad \text{(Ecuación 2.12)}$$

Dónde:

$Pendiente_{Terreno}$  = Pendiente del Terreno, al millar

$Distancia_{HORIZONTAL}$  = Distancia Horizontal del Tramo, en m.

**Columna “AO”.-** La Pendiente Mínima de Plantilla se obtiene de la siguiente tabla, y depende del tipo de material de la Red de Drenaje Sanitario seleccionado por el usuario y del diámetro de la Tubería (Tabla 2.5).

Tabla 2.5 Tipo de Tubería Diámetro en centímetros. Pendiente mínima en milésimas

COEF. FRICCION = 0.013			COEF. FRICCION = 0.014		COEF. FRICCION= 0.010		COEF. FRICCION = 0.009			
Concreto Simple diámetro (cm)	Concreto Reforzado diámetro (cm)	PENDIENTE MINIMA (milésimas)	Acero diámetro (cm)	PENDIENTE MINIMA (milésimas)	Fibro-Cemento diámetro (cm)	PENDIENTE MINIMA (milésimas)	P.E.A.D diámetro (cm)	PVC diámetro (cm)	PVC (Inglés) diámetro (cm)	PENDIENTE MINIMA (milésimas)
15			17	5.0	15	3.0	15	16	15	2.5
20		4.0	22	4.0	20	2.0	20	20	20	2.0
25		2.5	27	3.0	25	1.5	25	25	25	1.5
30	30	2.0	32	2.5	30	1.5	30	31.5	30	1.0
38	38	1.5	36	2.0	35	1.0	35		37.5	0.7
			41	1.5	40	0.8	40	40		0.7
45	45	1.2	46	1.3	45	0.7	45		45	0.6
			51	1.1	50	0.6	50	50	52.5	0.5
							55			0.5
60	60	0.8	61	0.9	60	0.5	60	63	60	0.4
							65			0.4
							70			0.3
76	76	0.6			75	0.4	75			0.3
							80			0.3
							81			0.3
							85			0.3
	91	0.5			90	0.3	90			0.3
					100	0.3				
	107	0.4			110	0.3				
	122	0.3			120	0.2				
					130	0.2				
					140	0.2				
	152	0.3			150	0.2				
					160	0.2				
					170	0.2				
	183	0.2			180	0.2				
					190	0.1				
					200	0.1				

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

**Columna “AP”.-** Pendiente Mínima de Diseño se obtiene al comparar la Pendiente del Terreno con la Pendiente Mínima de Plantilla, se elige la mayor, y se imprime.

**Columna “AQ”.-** Aquí se revisa que se cumpla una de las condiciones de diseño, ya que verifica que la Pendiente Mínima de Diseño sea mayor o igual que la Pendiente del Terreno, si esta condición se cumple, en la celda se imprime “Si Cumple”, en caso de no cumplir se imprime “No Cumple”.

### 2.7.5. Subcategoría “Condiciones de Trabajo”

Con los gastos de diseños se procede a obtener las condiciones de trabajo de la tubería propuesta, en este caso la tubería propuesta comienza con el diámetro mínimo especificado en las normas de la CONAGUA y de INTERAPAS. Las condiciones de trabajo incluyen revisar el comportamiento del flujo a través de la tubería propuesta, a tubo lleno, a gasto mínimo y a gasto máximo (Figura 2.18).

CONDICIONES DE TRABAJO															
TRAMO		DIAMETRO (cm)	TUBO LLENO				CONDICIONES DE TRABAJO								
POZO	POZO		VEL. (m/s)	ESP. MIN.	ESP. MAX.	GASTO (l/s)	GASTO ESP.	Y MIN (cm)	V MIN (m/s)	VMIN ESP. (m/s)	Y MAX (cm)	V MAX (m/s)	V MAX ESP. (m/s)		
8	9	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
9	34	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
34	10	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
11	12	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
12	13	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
14	15	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
15	16	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
17	18	20	0.953749	Si Cumple	Si Cumple	30.35871	Si Cumple	3.05	0.497917	0.3	7.32	0.822812	5		
18	19	20	0.953749	Si Cumple	Si Cumple	30.35871	Si Cumple	3.05	0.497917	0.3	7.32	0.822812	5		
24	16	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		
16	27	20	0.674402	Si Cumple	Si Cumple	21.46685	Si Cumple	3.61	0.390095	0.3	8.85	0.638637	5		

Figura 2.18 Subcategoría “Condiciones de Trabajo”.

**Columna “AT”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Inicial del tramo.

**Columna “AU”.-** En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Final del tramo.

**Columna “AV”.-** Diámetro mínimo (Tabla 2.6).

Tabla 2.6 Diámetro mínimo para diferentes tipos de material

Material	Diámetro Mínimo (cm)
Acero (sin revestimiento, revestido y galvanizado)	22
Concreto reforzado	30
Concreto simple	20
Fibrocemento	20
Polietileno de Alta Densidad	20
Poli (cloruro de vinilo) (PVC)	20
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)	20

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

### 2.7.5.1. Condiciones de trabajo a tubo lleno

Para obtener las condiciones de trabajo a tubo lleno es necesario conocer la pendiente, diámetro de la tubería y al aplicar la fórmula de Manning se pueda determinar la velocidad y el gasto considerando que el área del flujo es la misma de la tubería (tubo lleno).

**Columna “AX”.-** La velocidad del flujo a tubo lleno se calcula con la Ecuación 2.13:

$$V = \frac{1}{n} (R_h^{2/3} * s^{1/2}) \quad (\text{Ecuación 2.13})$$

Dónde:

$V$  = Velocidad del Fluido, en m/s.

$n$  = Factor de resistenci o Coeficiente de Manning.

$R_h$  = Radio hidraulico ( $P/4$ ), en m.

$s$  = Pendiente del tramo

**Columna “AQ”.-** La velocidad mínima por especificación se considera aquella con la cual no se permite depósito de sólidos (azolves) en las atarjeas que provoquen taponamientos (Tabla 2.7).

Dependiendo del material de la tubería, el programa selecciona la velocidad mínima por especificación y la compara con la velocidad calculada. Si la velocidad mínima por especificación es menor, en la celda se imprime “Si Cumple”, en caso de ser mayor se imprime “No Cumple”.



Tabla 2.7 Velocidad mínima por especificación para diferentes tipos de tuberías.

Material	Velocidad mínima (m/s)
Acero (sin revestimiento, revestido y galvanizado)	0.3
Concreto reforzado	
concreto simple	
Fibrocemento	
Polietileno de Alta Densidad	
Poli (cloruro de vinilo) (PVC)	
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

**Columna “AY”.-** La velocidad máxima por especificación es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras de una red de alcantarillado sanitario (Tabla 2.8).

Dependiendo del material de la tubería, el programa selecciona la velocidad máxima por especificación y la compara con la velocidad calculada. Si la velocidad máxima por especificación es mayor, en la celda se imprime “Si Cumple”, en caso de ser menor se imprime “No Cumple”.

Tabla 2.8 Velocidad máxima por especificación para diferentes tipos de tuberías.

Material	Velocidad Máxima (m/s)
Acero (sin revestimiento, revestido y galvanizado)	3
Concreto reforzado	5
concreto simple	
Fibrocemento	
Polietileno de Alta Densidad	3
Poli (cloruro de vinilo) (PVC)	
Poliéster reforzado con fibra de vidrio (PRFV)	

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

**Columna “AZ”.**- El gasto a tubo lleno se calcula con la Ecuación 2.14:

$$Q = \frac{1}{n} (A * R_h^{2/3} * s^{1/2}) \quad \text{(Ecuación 2.14)}$$

Dónde:

$Q$  = Gasto, en  $m^3/s$ .

$n$  = Factor de resistencia o Coeficiente de Manning.

$A$  = Area de la sección del tubo lleno, en  $m^2$

$R_h$  = Radio hidráulico, en  $m$ .

$s$  = Pendiente del tramo

**Columna “BA”.**- Una vez obtenido el Gasto a tubo lleno, este se compara con el Gasto Máximo Extraordinario. Si el Gasto a tubo lleno es mayor, en la celda se imprime “Si Cumple”, en caso de ser menor se imprime “No Cumple”.

#### 2.7.5.2. Condiciones de trabajo a Gasto Mínimo

Para obtener las condiciones de trabajo a gasto mínimo se calcula el tirante mínimo ( $Y_{\min}$ ) y la velocidad mínima, y estos datos son revisados para que cumplan con los criterios de velocidad y tirante mínimo de la CONAGUA y de INTERAPAS.

**Columna “BB”.**- El tirante mínimo se calcula a partir de iteraciones utilizando las condiciones mínimas (Gasto mínimo) y mediante las Ecuaciones 2.14, 2.15, 2.16, 2.17, 2.18, 2.19 y 2.20.

$$N_f = \frac{V}{\sqrt{gy}} \quad \text{(Ecuación 2.15)}$$

Dónde:

$N_f$  = Número de Froude.

$V$  = Velocidad del flujo, en  $m/s$ .

$g$  = Fuerza de Gravedad,  $9.81 m/s^2$ .

$y$  = Tirante hidráulico, en  $m$ .

$$Q = V * A \quad \text{(Ecuación 2.16)}$$

Dónde:

$Q$  = Gasto, en  $m^3/s$ .

$V$  = Velocidad del flujo, en  $m/s$ .

$A$  = Area parcial de la sección del tubo, en  $m^2$

$$\theta = \text{ArcCos} \left( 1 - \frac{2 * y}{D} \right) \quad (\text{Ecuación 2.17})$$

Dónde:

$\theta$  = Angulo, en grados.

$y$  = Tirante hidraulico, en m.

$D$  = Diametro del tubo, en metros

$$A = \frac{1}{4} (\theta_r - \frac{1}{2} \text{Sen} (2 * \theta)) * D^2 \quad (\text{Ecuación 2.18})$$

Dónde:

$A$  = Area parcial de la sección del tubo, en  $m^2$

$\theta$  = Angulo, en grados.

$\theta_r$  = Angulo, en radianes.

$D$  = Diametro del tubo, en metros

$$P_m = \theta_r * D \quad (\text{Ecuación 2.19})$$

Dónde:

$P_m$  = Perimetro mojado, en m.

$\theta_r$  = Angulo, en radianes.

$D$  = Diametro del tubo, en metros

$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad (\text{Ecuación 2.20})$$

Dónde:

$R_h$  = Radio hidraulico, en m.

$A$  = Area parcial de la sección del tubo, en  $m^2$

$P_m$  = Perimetro mojado, en m.

**Columna “BD”.**- La velocidad mínima calculada se determina con la Ecuación 2.21:

$$V_{min} = \frac{1}{n} (R_h^{2/3} * s^{1/2}) \quad (\text{Ecuación 2.21})$$

**Columna “BE”.**- La velocidad mínima por especificación ya fue determinada anteriormente, de la tabla de velocidades mínimas por especificación. Ahora solo se compara con la velocidad mínima calculada. Si la velocidad mínima por especificación es menor, en la celda se imprime “Si Cumple”, en caso de ser mayor se imprime “No Cumple”.

### 2.7.5.3. Condiciones de trabajo a Gasto Máximo

Para obtener las condiciones de trabajo a gasto máximo se obtiene el tirante máximo ( $Y_{\text{máx}}$ ) y la velocidad máxima. Estos datos son revisados para que cumplan con los criterios de velocidad y tirante máximo de la CONAGUA y de INTERAPAS. Este criterio de diseño es para saber que la tubería que se propone no tendrá problemas de erosión debido a la velocidad.

**Columna “BF”.**- El tirante máximo se calcula con el mismo método que fue calculado el tirante mínimo, solo que este se calcula utilizando las condiciones máximas (Gasto máximo extraordinario).

**Columna “BG”.**- La velocidad máxima calculada se determina con la Ecuación 2.22:

$$V_{max} = \frac{1}{n} \left( R_h^{2/3} * s^{1/2} \right) \quad \text{(Ecuación 2.22)}$$

**Columna “BH”.**- La velocidad máxima por especificación ya fue determinada anteriormente, de la tabla de velocidades máximas por especificación. Ahora solo se compara con la velocidad máxima calculada, si la velocidad máxima por especificación es menor, en la celda se imprime “Si Cumple”, en caso de ser mayor se imprime “No Cumple”.

### 2.7.6. Subcategoría “Elevaciones de Plantilla y Volúmenes”

En esta subcategoría se calculan la cantidad de excavación, plantilla, longitud de tubería, colchón de tubería, y relleno, con lo cual se puede llegar a estimar el costo de la construcción de la red de drenaje sanitario (Figura 2.19 y Figura 2.20).

TRAMO		CONDICIONES			ELEV. PLANTILLA		COLCHÓN EN TUBERÍA	
POZO	POZO	CABEZA DE ATARJEA	ESPESOR PLANTILLA (cm)	COLCHÓN ESP (cm)	INICIAL (msnm)	FINAL (msnm)	INICIAL (m)	FINAL (m)
8	9	S	10	90	97.860	97.776	0.90	0.91
8	9	N	10	90	97.776	97.691	0.91	0.93
9	34	N	10	90	97.691	97.607	0.93	0.95
34	10	S	10	90	97.790	97.684	0.90	0.91
11	12	N	10	90	97.684	97.578	0.91	0.91
12	13	S	10	90	97.650	97.563	0.90	0.93
14	15	N	10	90	97.563	97.477	0.93	0.94
15	16	S	10	90	97.750	97.601	0.90	0.90

Figura 2.19 Primera parte de la subcategoría “Elevaciones de Plantilla y Volúmenes”.

**Columna “BJ”.**- En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Inicial del tramo.

**Columna “BK”.**- En base a la hoja “Introducción de la Red” copia e imprime aquí el Pozo de Visita Final del tramo.

**Columna “BL”.**- En base a la hoja “Introducción de la Red”, revisa si el tramo es cabeza de Atarjea, si es así imprime una “S”, en caso contrario imprime una “N”.

**Columna “BM”.**- El Espesor de la plantilla, varía de acuerdo al diámetro de la tubería (Tabla 2.9).

Tabla 2.9 Espesor de plantilla de acuerdo al diámetro de la tubería.

Diámetro nominal (cm)	Diámetro (in)	Espesor de Plantilla (cm)
20	8	10
25	10	10
30	12	10
35	14	10
40	16	10
45	18	10
50	20	11
61	24	13
76	30	14
91	36	15
107	42	17
122	48	20
162	60	23
183	72	27
213	84	30

Fuente: MAPAS, 2015

**Columna “BN”.**- El Espesor del Colchón de la Tubería, varía de acuerdo al diámetro de la tubería (Tabla 2.10).

Tabla 2.10 Espesor de colchón de acuerdo al diámetro de la tubería

Diámetro nominal (cm)	Colchón Mínimo (cm)
$D < 45$	90
$45 < D < 122$	100
$122 < D < 183$	130
$D > 183$	150

Fuente: MAPAS, 2015

**Columna “BO”.-** Para la Elevación inicial de plantilla, se revisa que el tramo de tubería sea cabeza de atarjea, en caso de no serlo, compara el pozo inicial con los pozos finales de tramos antes diseñados, y toma la cota de la elevación menor de todos los pozos que coincidieron. Después de esto la Elevación inicial de plantilla se calcula mediante la Ecuación 2.23:

$$Elev_{Inicial\ Plantilla} = Elev_1 - Plantilla - D - Colchon \quad (\text{Ecuación 2.23})$$

Dónde:

$Elev_{Inicial\ Plantilla}$  = Elevación Inicial de Plantilla, en m.

$Elev_1$  = Elevación del Pozo de visita Inicial, en m.

$D$  = Diametro, en m.

**Columna “BP”.-** Para calcular la Elevación final de plantilla, se utiliza la Ecuación 2.24:

$$Elev_{Final\ Plantilla} = Elev_{Inicial\ Plantilla} - s * Distancia_{HORIZONTAL} \quad (\text{Ecuación 2.24})$$

Dónde:

$Elev_{Inicial\ Plantilla}$  = Elevación Inicial de Plantilla, en m.

$Elev_1$  = Elevación del Pozo Inicial, en m.

$Distancia_{HORIZONTAL}$  = Distancia horizontal, en m.

$s$  = Pendiente del tramo

**Columna “BQ”.-** Para calcular el Colchón Inicial, se utiliza la Ecuación 2.25:

$$Colchón_{Inicial} = Elev_1 - Elev_{Inicial\ Plantilla} - Plantilla - D \quad (\text{Ecuación 2.25})$$

Dónde:

$Colchón_{Inicial}$  = Colchón Inicial, en m.

$Elev_1$  = Elevación del Pozo Inicial, en m.

$Elev_{Inicial\ Plantilla}$  = Elevación Inicial de Plantilla, en m.

$D$  = Diametro, en m.

**Columna “BR”.-** Para calcular el Colchón Final, se utiliza la Ecuación 2.26:

$$Colchón_{Final} = Elev_2 - Elev_{Final\ Plantilla} - Plantilla - D \quad (\text{Ecuación 2.26})$$

Dónde:

$Colchón_{Final}$  = Colchón Final, en m.

$Elev_2$  = Elevación del Pozo Final, en m.

$Elev_{Final\ Plantilla}$  = Elevación Final de Plantilla, en m.

$D$  = Diametro, en m.

3 DE PLANTILLA Y VOLUMENES											
ELEV. RASANTE TUBERÍA		ANCHO DE ZANJA	PROFUNDIDAD			VOLUMENES					
INICIAL	FINAL		INICIAL	FINAL	MEDIA	EXCAV	PLANTILLA	RELLENO	RELLENO COMP	RELLENO SELEC	
(msnm)	(msnm)	(cm)	(m)	(m)	(m)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	(m3)	
99.16	99.07	75	1.20	1.21	1.21	37.95	3.15	33.48	14.43	19.05	
99.07	98.99	75	1.21	1.22	1.22	38.62	3.17	34.11	14.56	19.55	
98.99	98.9	75	1.22	1.25	1.24	38.9	3.14	34.43	14.43	20	
99.09	98.98	75	1.20	1.20	1.20	47.8	3.98	42.14	18.24	23.9	
98.98	98.87	75	1.20	1.21	1.21	48	3.98	42.34	18.24	24.1	
98.95	98.86	75	1.20	1.22	1.21	39.28	3.24	34.67	14.87	19.8	
98.86	98.77	75	1.22	1.23	1.23	39.77	3.24	35.16	14.87	20.29	
99.05	98.9	75	1.20	1.19	1.20	36.03	3.01	31.75	13.81	17.94	

Figura 2.20 Segunda parte de la subcategoría “Elevaciones de Plantilla y Volúmenes”.

**Columna “BS”.**- Para calcular la Elevación Rasante de Tubería de Plantilla Inicial, se utiliza la Ecuación 2.27:

$$Rasante_{Inicial} = Elev_{Inicial Plantilla} + Plantilla \quad (\text{Ecuación 2.27})$$

Dónde:

$Rasante_{Inicial}$  = Elevación de rasante de tubería de plantilla inicial, en m.

$Elev_{Inicial Plantilla}$  = Elevación Inicial de Plantilla, en m.

**Columna “BT”.**- Para calcular la elevación Rasante de Tubería Final de Plantilla, se utiliza la Ecuación 2.28:

$$Rasante_{Final} = Elev_{Final Plantilla} + Plantilla \quad (\text{Ecuación 2.28})$$

Dónde:

$Rasante_{Final}$  = Elevación de rasante de tubería de plantilla final, en m.

$Elev_{Final Plantilla}$  = Elevación Final de Plantilla, en m.

**Columna “BU”.**- El Ancho de la Zanja, varía de acuerdo al diámetro de la tubería (Tabla 2.11).

Tabla 2.11 Ancho de la zanja de acuerdo al diámetro de la tubería

Diámetro nominal (cm)	Diámetro (in)	Ancho Zanja (cm)
20	8	75
25	10	80
30	12	85
35	14	90
40	16	95
45	18	110
50	20	115
61	24	130
76	30	150
91	36	170
107	42	190
122	48	210
162	60	250
183	72	280
213	84	320
244	98	350

Fuente: Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la Comisión Nacional del Agua

**Columna “BV”.**- Para calcular la Profundidad Inicial, se utiliza la Ecuación 2.29:

$$Prof_{Inicial} = Elev_1 - Elev_{Inicial Plantilla} \quad (\text{Ecuación 2.29})$$

Dónde:

$Prof_{Inicial}$  = Profundidad Inicial, en m.

$Elev_1$  = Elevación del Pozo Inicial, en m.

$Elev_{Inicial Plantilla}$  = Elevación Inicial de Plantilla, en m.

**Columna “BW”.**- Para calcular la Profundidad Final, se utiliza la Ecuación 2.30:

$$Prof_{Final} = Elev_2 - Elev_{Final Plantilla} \quad (\text{Ecuación 2.30})$$

Dónde:

$Prof_{Final}$  = Profundidad Final, en m.

$Elev_2$  = Elevación del Pozo Final, en m.

$Elev_{Final Plantilla}$  = Elevación Final de Plantilla, en m.



**Columna “BX”.-** Para calcular la Profundidad Media, se utiliza la Ecuación 2.31:

$$Prof_{Media} = Prof_{Inicial} - Prof_{Final}$$

Dónde: (Ecuación 2.31)

$Prof_{Media}$  = Profundidad Media, en m.  
 $Prof_{Inicial}$  = Profundidad Inicial, en m.  
 $Prof_{Final}$  = Profundidad Final, en m.

Para Finalizar se procede a calcular los volúmenes de obra.

**Columna “BY”.-** Para calcular el Volumen de Excavación, se utiliza la Ecuación 2.32:

$$Excav = Prof_{Media} * Ancho_{Zanja} * Distancia_{HORIZ} \quad (\text{Ecuación 2.32})$$

Dónde:

$Excav$  = Excavación, en  $m^3$ .  
 $Prof_{Media}$  = Profundidad Media, en m.  
 $Ancho_{Zanja}$  = Ancho de Zanja, en m.  
 $Distancia_{HORIZONTAL}$  = Longitud horizontal del Tramo, en m.

**Columna “BZ”.-** Para calcular el Volumen de Plantilla, se utiliza la Ecuación 2.33:

$$Vol_{Plantilla} = Prof_{Media} * Ancho_{Zanja} * Plantilla \quad (\text{Ecuación 2.33})$$

Dónde:

$Vol_{Plantilla}$  = Volumen de plantilla, en  $m^3$ .  
 $Prof_{Media}$  = Profundidad Media, en m.  
 $Ancho_{Zanja}$  = Ancho de Zanja, en m.

**Columna “CA”.-** Para calcular el Volumen de Relleno, se utiliza la Ecuación 2.34:

$$Vol_{Relleno} = Excav - Vol_{Plantilla} - \frac{\pi * D^2}{4} \quad (\text{Ecuación 2.34})$$

Dónde:

$Vol_{Relleno}$  = Volumen de relleno, en  $m^3$ .  
 $Excav$  = Excavación, en  $m^3$ .  
 $Vol_{Plantilla}$  = Volumen de plantilla, en  $m^3$ .  
 $D$  = Diametro, en m.

**Columna “CB”.**- Para calcular el Volumen de Relleno Compactado, se la Ecuación 2.35:

$$Vol_{Rell\ Comp} = Ancho_{Zanja} * Colchón * Distancia_{HORIZ} \quad (\text{Ecuación 2.35})$$

Dónde:

$Vol_{Rell\ Comp}$  = Volumen de relleno compactado, en  $m^3$ .

$Ancho_{Zanja}$  = Ancho de Zanja, en m.

$Distancia_{HORIZONTAL}$  = Longitud horizontal del Tramo, en m.

**Columna “CC”.**- Para calcular el Volumen de Relleno de Material Seleccionado, se utiliza la Ecuación 2.36:

$$Vol_{Rell\ Selec} = Vol_{Relleno} - Vol_{Rell\ Comp} \quad (\text{Ecuación 2.36})$$

Dónde:

$Vol_{Rell\ Selec}$  = Volumen de relleno de material seleccionado, en  $m^3$ .

$Vol_{Relleno}$  = Volumen de relleno, en  $m^3$ .

$Vol_{Rell\ Comp}$  = Volumen de relleno compactado, en  $m^3$ .

Finalmente si se pulsa el botón “Dibujar”, el programa selecciona una serie de datos de la tabla ubicada en la hoja “datos de Pozos”. Posteriormente en la hoja “datos-acad” crea una nueva tabla con los datos, y genera en la hoja “Dibujar” un código que únicamente debe ser copiado. Se procede a abrir el plano del lugar donde se está diseñando la red. Y el código copiado debe ser pegado en la Línea de Comando de AutoCAD, e inmediatamente comienza a generar la red, los pozos de visita y las etiquetas, presentando un formato que cumple con los requisitos de los organismos operadores.

## 2.8. Conclusiones del Capítulo

En este trabajo se desarrolló un programa llamado “RedAlc”, la programación se tornó complicada por la cantidad de líneas de programación necesarias para conseguir resultados.

El “RedAlc” es un programa gratuito que permite modelar una Red de Alcantarillado Sanitario, basado en un modelo real. Con una interfaz amigable para el usuario, que cuenta con algunos datos de diseño precargados. El usuario puede elegir los datos que se adecuen a su proyecto, esto facilitado por la forma tan sencilla de entrada de datos y lectura de resultados. Además de esto, el programa es capaz de generar códigos para dibujar las etiquetas y la red de alcantarillado sanitario en AutoCAD.

Este programa fue montado sobre una hoja de Microsoft Excel, lo cual permitió tener una interface más amigable con el usuario. Cuenta con diferentes herramientas como son las Macros que nos permitieron programar con el lenguaje Visual Basic (VBA) para Excel.

Sin duda alguna el logro más importante que deja este trabajo es un conjunto de ideas y de algoritmos que combinados con herramientas de lenguajes de programación mucho más complejos, se pueden utilizar a futuro para elaborar un programa hidrodinámico más completo, que permita la modelación y diseño de una red de alcantarillado pluvial.

### **3. Modelación Numérica de la Red de Alcantarillado Sanitario**

#### **3.1. Introducción**

La red de alcantarillado sanitario es la que se encarga de captar, conducir y desalojar las aguas residuales que son producidas por el hombre, ya sean domésticas, comerciales o industriales.

Las aguas residuales están constituidas por desechos orgánicos, e inorgánicos, y tienen que ser desalojadas lejos de las personas para evitar enfermedades o infecciones.

Las aguas residuales se clasifican en dos tipos: la primera son las aguas residuales domésticas y la segunda son las aguas residuales industriales.

Las aguas residuales domésticas.- son aquellas provenientes de escusados, regaderas, lavaderos, cocinas y otros elementos domésticos. Estas aguas están compuestas por sólidos suspendidos (generalmente materia orgánica biodegradable), sólidos sedimentables, nutrientes (nitrógeno y fosforo) y organismos patógenos.

Las aguas residuales industriales.- se originan de los desechos de procesos industriales o manufactureros y, debido a su naturaleza, pueden contener, además de los componentes antes mencionados de las aguas domésticas, elementos tóxicos tales como plomo, mercurio, níquel, cobre, solventes, grasas y otros, que requieren ser removidos una vez de ser vertidos al sistema de alcantarillado.

El diseño de la red de alcantarillado sanitario o red de atarjeas debe adecuarse a la topografía de la localidad.

La conducción dentro de las tuberías deberá analizarse bajo un sistema de superficie libre y las tuberías seguirán en lo posible la pendiente del terreno. En el caso de que existan en la localidad zonas sin drenaje natural, se emplearán las pendientes de diseño mínimas, que cumplan con las condiciones de tirante mínimo y máximo dentro de una tubería, así como las de velocidades máximas y mínimas en la conducción del flujo (CONAGUA, 2014).

La red de alcantarillado sanitario está constituida por tuberías o atarjeas, pozos de visita, descargas domiciliarias, estructuras de caída y otras obras complementarias.

## 3.2. Objetivos del capítulo.

- Analizar la cantidad de aguas residuales que se generan en los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul.
- Realizar una Modelación Numérica del sistema de alcantarillado sanitario. Verificar que funcione correctamente para captar, conducir y disponer de las aguas residuales generadas en los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul.

## 3.3. Componentes de un sistema de alcantarillado

### 3.3.1. Red de atarjeas.

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y transportar las aportaciones de las descargas de aguas residuales domésticas, comerciales e industriales, hacia los colectores e interceptores.

La red está constituida por un conjunto de tuberías por las que son conducidas las aguas residuales captadas. El ingreso del agua a las tuberías es paulatino a lo largo de la red, acumulándose los caudales, lo que da lugar a ampliaciones sucesivas de la sección de los conductos en la medida en que se incrementan los caudales. De esta manera se obtienen en el diseño las mayores secciones en los tramos finales de la red (CONAGUA, 2014).

### 3.3.2. Partes que Integran una Red de Alcantarillado.

- **Albañal.**- Es la tubería que conecta el registro domiciliario a la red de atarjeas. Su diámetro mínimo es de 6”.
- **Subcolector.**- Tuberías que captan las aguas recolectadas por las atarjeas. Generalmente los subcolectores son de mayor diámetro que la red de atarjeas, sin embargo en algunos casos puede tener el mismo diámetro que la red de atarjeas.
- **Colector.**- Captan el agua de los subcolectores y de las atarjeas, por lo cual son de mayor diámetro que el de los subcolectores.
- **Emisor.**- Generalmente es el conducto al cual ya no se conectan descargas de aguas residuales y tiene como objetivo el conducir los volúmenes de agua captadas por todo el sistema de tuberías que constituye la red de alcantarillado hasta el lugar donde se tratan las aguas.

### 3.3.3. Tuberías

Son los conductos que generalmente son circulares por los cuales se transportan las aguas residuales hasta llegar a un sitio de vertido como una planta de tratamiento de aguas residuales.

Existen varios tipos de tuberías, generalmente se clasifican por el material del que están hechas, como pueden ser las tuberías de concreto armado, concreto simple, policloruro de vinilo (PVC), polietileno de alta densidad (PEAD), etc.

Estas tuberías se usan como canal circular que funciona a gravedad y jamás se debe de dejar la posibilidad que funcionen a presión, ya que no están diseñadas para trabajar así y ya que pueden generar daños a la infraestructura urbana.

### 3.3.4. Pozos de Visita

Los pozos de visita son estructuras que permiten la inspección, ventilación y limpieza de la red de alcantarillado.

La ventilación es muy importante ya que es muy importante el desalojo de gases producidos por la descomposición de los residuos orgánicos, estos gases comúnmente son combustibles como el gas metano (CH<sub>4</sub>). Así que resulta peligroso dejar que este tipo de gases se acumulen y puedan ocasionar una explosión.

Otra función de los pozos de visita es permitir la unión dos o más líneas de la red de alcantarillado sanitario, y los cambios de dirección, diámetro y pendiente.

Los pozos de visita pueden ser prefabricados o construidos en sitio de la obra, los pozos de visita construidos en la obra se clasifican en (CONAGUA, 2014).

- A. Pozo de visita común.
- B. Pozos de visita tipo especial.
- C. Pozos tipo caja.
- D. Pozos tipo caja de deflexión.
- E. Pozos tipo de caída libre.
- F. Pozos de caída adosada.
- G. Pozos con caída escalonada.

Los componentes esenciales de los pozos de visita pueden ser:

- A. Tapa.
- B. Brocal.
- C. Cono de acceso
- D. Base que incluye la media caña o media tubería.
- E. Cuerpo.

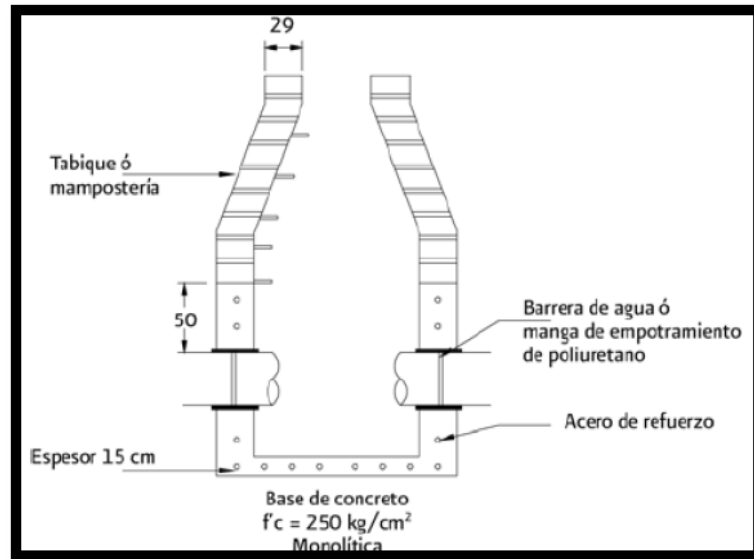


Figura 3. 1 Geometría de pozo de visita común

### 3.3.4.1. Separación entre pozos de visita

La CONAGUA recomienda que la distancia entre pozos de visita sea de tal magnitud que se permita la inspección y limpieza de la red. Las distancias que propone están en la tabla 2.1

Tabla 2.1 Distancias entre pozos de visitas propuestas por CONAGUA.

Diámetro (m)	Separación (m)
0.20 – 0.76	125 – 135
0.90 – 1.22	175 - 190
> 1.22	250 - 275

Fuente: Comisión Nacional del Agua, (2014) S.M.N. (Servicio Meteorológico Nacional)

En la Cd de San Luis Potosí, el organismo operador INTERAPAS permite una distancia máxima de 70 m entre pozos de visita sin importar el diámetro, esto debido a que los camiones Vactor o sistemas de desazolve que dispone el municipio, tienen un alcance máximo de 70 m.

### 3.3.4.2. Descargas domiciliarias

Las descargas domiciliarias o albañal exterior, es una tubería que permite el desalojo de las aguas residuales del registro domiciliario a la atarjea., es decir son la conexión entre la casa o el lote ya sea comercial o industrial, y la tubería de la red de alcantarillado sanitario. Por medio de ella la casa desaloja sus aguas residuales y aporta carga a la red.

Las descargas domiciliarias se pueden clasificar por medio de la forma en que se conectan con la atarjea. Las más comunes son:

- A. Descarga domiciliaria por bota de inserción.
- B. Descarga domiciliaria por silleta.
- C. Descarga domiciliaria por silleta slant.
- D. Descarga domiciliaria por silleta clic
- E. Descarga domiciliaria con yee de 45°

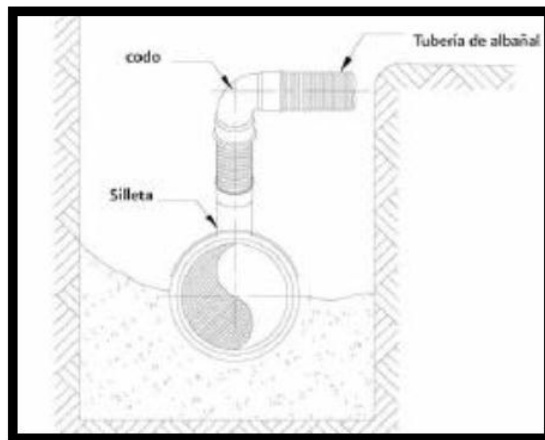


Figura 3. 3 Ejemplo de descarga domiciliaria, en este caso la descarga se conecta a la atarjea por medio de una silleta. (Corte transversal).

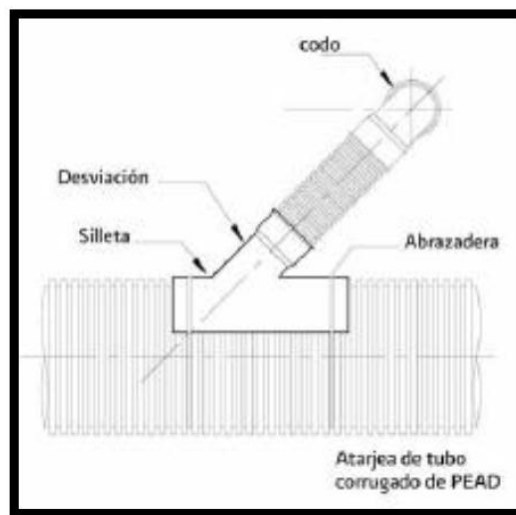


Figura 3. 4 Ejemplo de descarga domiciliaria, en este caso la descarga se conecta a la atarjea por medio de una silleta. (Corte longitudinal).



### 3.4. Requerimientos que debe Cumplir una Red de Alcantarillado.

Toda red de alcantarillado debe cumplir los requisitos mínimos siguientes:

- Localización adecuada
- Seguridad en la eliminación
- Capacidad suficiente
- Resistencia adecuada
- Profundidad de instalación apropiada
- Facilidad de limpieza e inspección

### 3.5. Diseño Hidráulico

La red de alcantarillado sanitario, funciona por gravedad y tiene una pendiente mínima para controlar las velocidades de flujo. Para la Modelación se utilizara el Programa de diseño y análisis “RedAlc” desarrollado en la UASLP. Cuenta con algunos datos de diseño precargados, de los cuales el usuario elige los que se adecuen a su proyecto, y combinados con datos topográficos, el programa realiza una serie de cálculos para entregar los resultados de la modelación numérica de la red de alcantarillado sanitario, así como un código para dibujar la red en AutoCAD.

### 3.6. Cálculo y Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario.

Para poder calcular la red de alcantarillado sanitario primero se debe trazar la red propuesta sobre el plano de lotificación del Fraccionamiento (Figura 3.1).

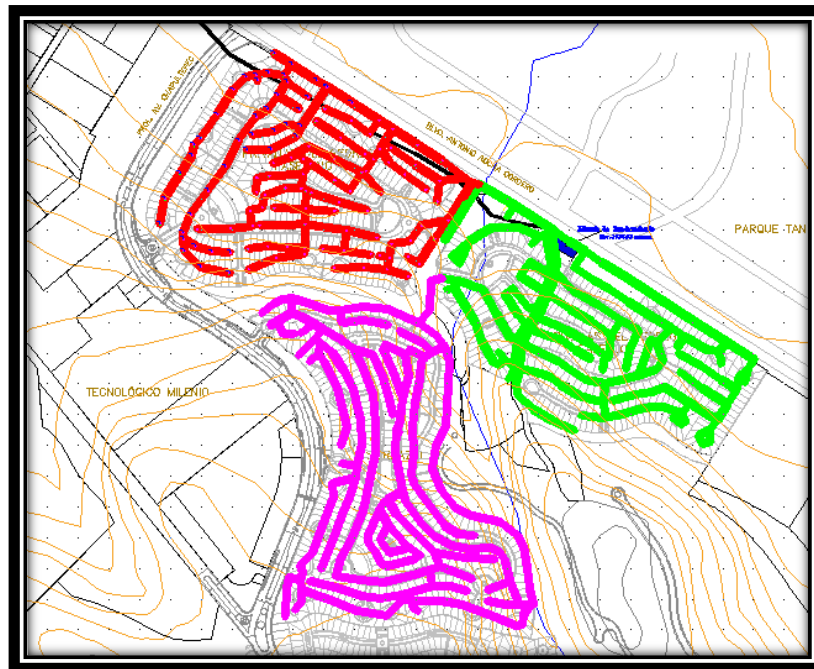


Figura 3.1 Trazo de red de alcantarillado sanitario de los fraccionamientos en estudio.

### 3.6.1. Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Uno.

Para calcular la red de alcantarillado sanitario primero se trazó la red propuesta sobre el plano de lotificación del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Uno, en la red se identificaron los pozos de visita (Figura 3.2). El punto de descarga de las aguas residuales se encuentra en la parte más baja del terreno.

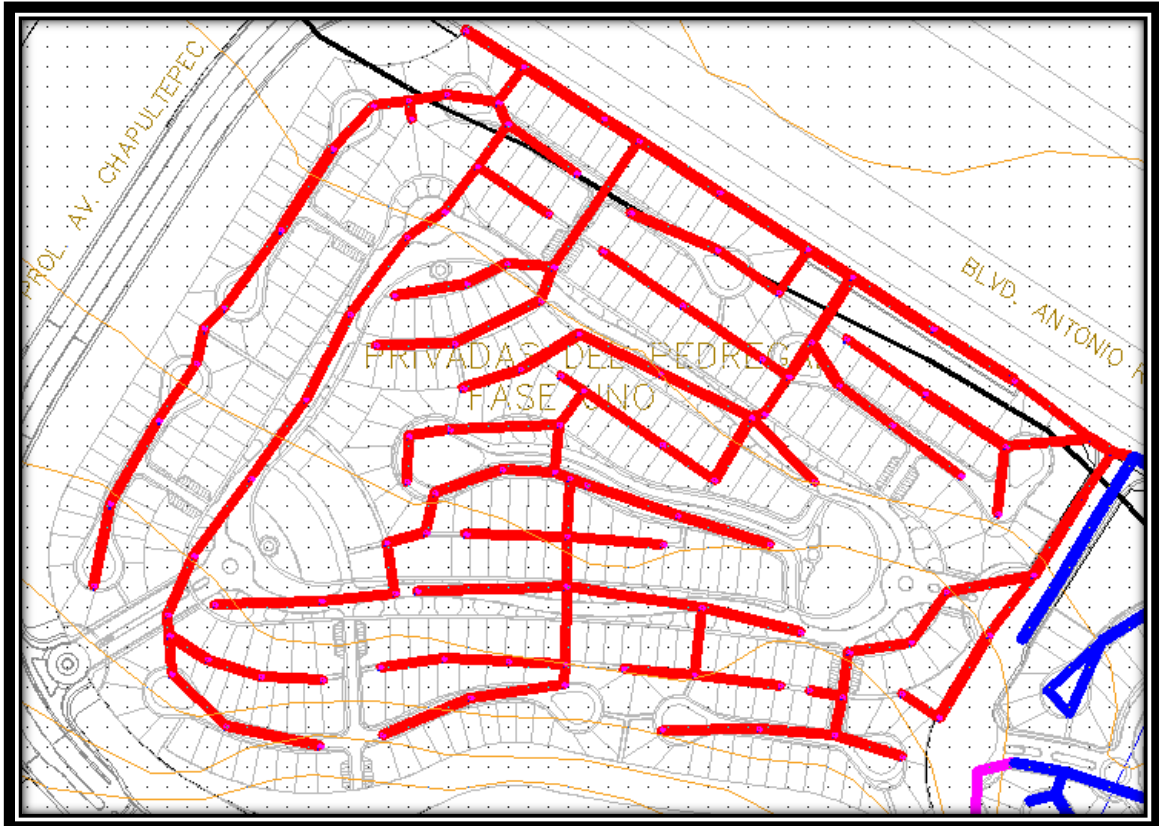


Figura 3.2 Trazo de red de alcantarillado sanitario del fraccionamiento privadas del pedregal fase uno.

Con la red de alcantarillado sanitario trazada, se procede a identificar las coordenadas de cada pozo de visita (su posición en X, en Y, y su elevación). Para posteriormente llenar la tabla “Introducción de la Red”, la cual consiste en identificar el pozo de visita inicial, el pozo de visita final, la cantidad de lotes y si el tramo es cabeza de atarjea (Tabla 3.1).

Tabla 3.1 Coordenadas de los pozos de visita del fraccionamiento privadas del pedregal fase uno

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>	<b>(m)</b>
1	291791.44	2447700.94	1967.74
2	291801.41	2447752.16	1961.83
3	291831.86	2447803.87	1954.58
4	291855.56	2447839.42	1949.42
5	291859.93	2447861.51	1946.76
6	291872.89	2447874.49	1945.26
7	291907.98	2447923.16	1942.58
8	291940.45	2447973.61	1939.75
9	291965.88	2448000.35	1938.33
10	291989.57	2447992.44	1938.01
11	291987.74	2448003.86	1936.43
12	292011.63	2448007.69	1935.88
13	291932.53	2447600.70	1981.23
14	291873.80	2447612.99	1974.36
15	291839.71	2447645.72	1967.87
16	291934.15	2447642.13	1969.88
17	291895.83	2447644.19	1967.43
18	291862.48	2447654.82	1965.21
19	291838.58	2447669.76	1963.46
20	291837.59	2447682.59	1960.58
21	291853.89	2447719.38	1959.17
22	291889.38	2447767.77	1953.74
23	291923.67	2447817.00	1949.37
24	291951.23	2447870.29	1945.33
25	291986.78	2447918.63	1941.84
26	292010.23	2447934.24	1939.58
27	292074.99	2447933.06	1938.39
28	292030.58	2447962.75	1936.72
29	292092.65	2447958.34	1936.78
30	292049.64	2447989.25	1935.19
31	292043.83	2448002.46	1934.54
32	292023.50	2448047.47	1934.76
33	292059.28	2448024.89	1934.08
34	292109.77	2447992.47	1933.82
35	291967.51	2447851.18	1947.36
36	292016.63	2447851.90	1945.18
37	292070.32	2447878.69	1940.62
38	291978.83	2447882.19	1942.47
39	292023.98	2447889.05	1941.26
40	292049.31	2447901.67	1939.74
41	292078.29	2447899.78	1934.48

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
42	292131.26	2447978.65	1933.68
43	292181.78	2447946.28	1933.51
44	292126.23	2447933.66	1936.87
45	292180.15	2447910.13	1935.43
46	292218.54	2447883.91	1934.59
47	292236.70	2447910.91	1933.34
48	291971.13	2447607.63	1976.35
49	292026.47	2447630.81	1967.27
50	292084.96	2447638.90	1963.84
51	291970.23	2447650.20	1967.38
52	292009.93	2447655.09	1965.13
53	292049.90	2447653.61	1962.38
54	292085.53	2447652.08	1959.87
55	292121.77	2447649.28	1966.37
56	292219.68	2447638.62	1966.12
57	292165.96	2447645.38	1964.89
58	292232.16	2447671.99	1959.11
59	292170.47	2447687.28	1955.49
60	291993.19	2447697.51	1957.34
61	292086.08	2447700.30	1953.71
62	292023.65	2447733.00	1953.59
63	292146.46	2447726.62	1950.26
64	292086.66	2447731.55	1949.36
65	292213.01	2447726.83	1949.84
66	292155.71	2447744.61	1948.26
67	292098.80	2447763.63	1947.39
68	292088.16	2447768.05	1947.03
69	291866.95	2447689.24	1967.21
70	291933.58	2447691.22	1958.54
71	291979.43	2447696.04	1957.14
72	291974.05	2447727.81	1955.32
73	291998.64	2447734.00	1953.59
74	292004.32	2447758.83	1949.49
75	292046.25	2447773.45	1947.11
76	292078.65	2447772.00	1946.77
77	291986.87	2447765.76	1949.14
78	291987.98	2447794.21	1948.35
79	292013.41	2447798.20	1947.41
80	292081.86	2447801.35	1946.93
81	292082.39	2447832.05	1947.12
82	292096.71	2447822.77	1946.67
83	292146.21	2447788.87	1945.79

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
<b>84</b>	292178.13	2447766.87	1945.12
<b>85</b>	292021.65	2447824.09	1947.34
<b>86</b>	292057.78	2447835.99	1946.63
<b>87</b>	292093.83	2447858.12	1945.82
<b>88</b>	292144.96	2447833.30	1944.97
<b>89</b>	292240.57	2447765.72	1945.01
<b>90</b>	292201.78	2447805.72	1944.06
<b>91</b>	292209.65	2447807.87	1943.47
<b>92</b>	292108.95	2447909.49	1941.68
<b>93</b>	292158.66	2447875.89	1940.89
<b>94</b>	292208.37	2447842.29	1940.12
<b>95</b>	292225.05	2447831.35	1939.52
<b>96</b>	292332.44	2447769.40	1938.36
<b>97</b>	292289.13	2447801.02	1936.74
<b>98</b>	292256.34	2447825.84	1935.84
<b>99</b>	292239.11	2447852.93	1934.97
<b>100</b>	292264.48	2447893.56	1933.14
<b>101</b>	292315.00	2447861.19	1932.92
<b>102</b>	292365.47	2447828.74	1932.81
<b>103</b>	292260.72	2447854.80	1935.83
<b>104</b>	292310.18	2447820.84	1934.47
<b>105</b>	292355.37	2447745.76	1934.66

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
<b>106</b>	292360.25	2447787.78	1933.53
<b>107</b>	292413.38	2447792.62	1932.63
<b>108</b>	292146.11	2447610.97	1969.27
<b>109</b>	292206.11	2447611.37	1966.86
<b>110</b>	292295.55	2447593.82	1968.43
<b>111</b>	292253.41	2447607.68	1965.92
<b>112</b>	292237.80	2447635.72	1965.78
<b>113</b>	292258.33	2447631.43	1964.89
<b>114</b>	292262.34	2447659.29	1959.46
<b>115</b>	292301.14	2447665.58	1955.67
<b>116</b>	292323.21	2447697.00	1951.32
<b>117</b>	292295.52	2447633.28	1959.19
<b>118</b>	292318.78	2447618.62	1958.34
<b>119</b>	292349.71	2447670.03	1950.29
<b>120</b>	292377.53	2447707.55	1942.04
<b>121</b>	292408.69	2447756.77	1937.92
<b>122</b>	292426.48	2447784.08	1932.44
<b>123</b>	292460.37	2447763.77	1932.26

Con los datos de los Pozos de Visita y los datos de la Red, se alimenta al Programa “RedAlc”, las condiciones de diseño seleccionadas fueron las siguientes (Figura 3.3):

- Tipo de tubería: Polietileno de Alta Densidad
- Densidad de Población: 5 Habitantes por Lote
- Dotación: 300 Litros por habitante por día
- Aportación: 80%



Figura 3.3 Introducción de las condiciones de diseño para la red de alcantarillado sanitario.

Se presionó el botón “Calcular” y posteriormente el botón “Dibujar” (Figura 3.4).



Figura 3.4 Programa de diseño y modelación “RedAlc”.

El programa procedió a realizar el diseño, entregando los siguientes resultados:





### 3.6.2. Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Dos.

También se trazó la red propuesta sobre el plano de lotificación del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Dos, en la red se identificaron los pozos de visita (Figura 3.5).

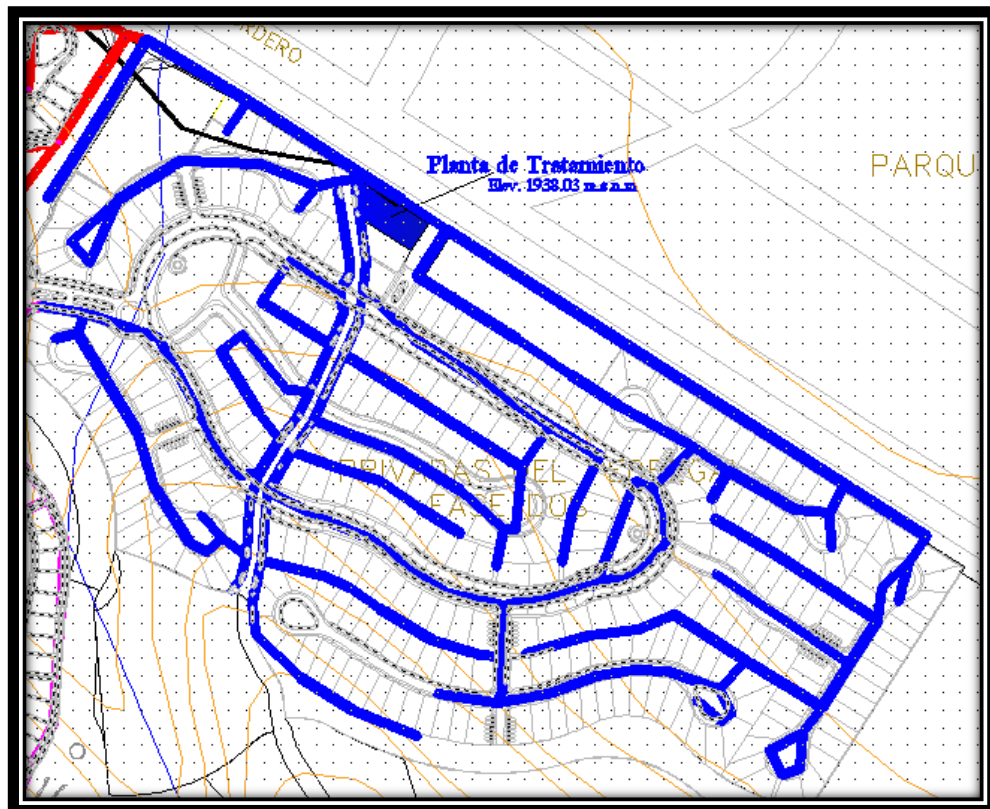


Figura 3.5 Trazo de red de alcantarillado sanitario del fraccionamiento privadas del pedregal fase dos.

Igualmente, se procede a identificar las coordenadas de cada pozo de visita (su posición en X, en Y, y su elevación). Y se realiza lo mismo que en el Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Uno (Tabla 3.2).



Tabla 3.2 Coordenadas de los pozos de visita del fraccionamiento privadas del pedregal fase dos

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
	(m)	(m)	(m)
1	4307.31	1626.71	79.00
2	4260.67	1645.68	73.00
3	4223.67	1669.08	58.50
4	4190.85	1699.74	52.77
5	4189.02	1722.03	52.69
6	4195.23	1752.08	52.57
7	4239.71	1741.82	63.59
8	4258.81	1733.38	69.77
9	4279.88	1717.69	75.64
10	4317.70	1695.45	82.57
11	4351.81	1685.34	80.26
12	4366.41	1683.63	78.80
13	4369.90	1720.22	71.16
14	4403.65	1728.14	65.84
15	4435.87	1735.63	60.15
16	4471.54	1747.72	53.87
17	4487.47	1767.18	50.37
18	4476.03	1803.77	48.35
19	4463.62	1809.83	48.70
20	4449.74	1772.73	53.93
21	4438.05	1828.18	49.03
22	4426.34	1803.93	52.19
23	4419.15	1788.88	54.88
24	4411.21	1751.38	61.08
25	4402.32	1849.16	48.24
27	4356.41	1879.44	43.22
28	4305.35	1910.96	43.22
29	4268.89	1947.84	40.23
30	4270.66	1967.44	38.00
31	4261.99	2026.83	35.50
32	4249.25	2023.69	36.69
33	4258.96	1967.51	38.29
34	4259.13	1957.12	39.37
35	4250.89	1944.57	41.61
36	4215.54	1967.05	43.51
37	4195.88	1938.73	45.61
38	4244.85	1907.83	42.49
39	4229.90	1874.41	43.74
40	4213.23	1874.88	45.13
41	4181.61	1914.20	48.34
42	4166.75	1902.44	49.15

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
43	4193.31	1859.30	47.02
44	4207.94	1839.33	46.23
45	4193.87	1814.86	48.34
46	4174.87	1813.45	50.70
47	4147.98	1863.20	54.28
48	4121.06	1912.93	58.35
49	4068.41	1930.17	59.87
50	4063.61	1915.52	61.72
51	4106.68	1845.24	63.01
52	4118.09	1806.40	62.49
53	4143.56	1765.32	59.95
54	4155.52	1759.15	57.74
55	4166.96	1768.87	56.48
56	4152.97	1784.32	58.04
57	4184.13	1755.87	50.10
58	4180.81	1740.07	50.89
59	4174.90	1731.65	50.93
60	4047.31	1911.87	62.70
61	4037.42	1935.60	60.53
62	4187.31	1792.82	48.58
63	4220.29	1854.18	44.66
64	4254.96	1930.86	41.96
65	4235.61	2021.50	37.83
66	4221.94	2004.64	39.22
67	4193.92	2037.10	39.18
68	4137.56	2039.35	41.29
69	4092.62	2011.40	50.04
71	4058.85	1981.10	57.30
72	4071.88	1966.24	57.96
73	4042.39	2012.67	51.49
74	4065.08	2049.17	45.04
75	4087.94	2085.83	39.72
76	4112.53	2126.53	36.39
77	4185.44	2082.58	36.92
78	4171.03	2060.27	39.10
79	4227.56	2055.63	36.92
80	4264.34	2032.11	36.30
81	4296.29	2011.13	36.96
82	4328.42	1990.05	37.47
83	4412.61	1936.38	38.03
84	4462.95	1904.29	37.94
85	4513.55	1872.03	37.63

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
86	4564.14	1839.78	37.42
87	4614.73	1807.53	36.80
88	4603.72	1786.82	38.02
89	4604.60	1761.60	39.70
90	4578.40	1788.91	39.29
91	4530.90	1816.69	41.51
92	4518.66	1796.99	44.81
93	4505.26	1834.63	42.65
94	4450.14	1865.26	42.31
95	4417.40	1886.09	41.23
96	4378.64	1911.04	40.11
97	4345.01	1932.70	39.77
98	4361.75	1968.77	37.86
99	4307.13	1956.81	39.42
100	4672.96	1770.15	36.52
101	4660.81	1751.19	37.50
102	4652.60	1723.07	39.22
103	4641.21	1732.97	39.93
104	4638.14	1709.89	41.60
105	4617.07	1678.03	44.43
106	4597.64	1647.01	47.87
107	4583.59	1628.39	50.57
108	4582.41	1603.72	53.34
109	4568.65	1598.96	55.77
110	4560.57	1615.81	53.50
111	4543.45	1680.96	48.90
113	4524.05	1659.99	52.66
114	4532.83	1643.39	54.28
115	4525.81	1637.36	56.07
116	4507.74	1652.19	56.58
117	4487.21	1673.15	56.88
118	4464.34	1673.88	60.84
119	4436.34	1669.64	67.70
120	4405.03	1658.25	76.04
121	4364.39	1650.60	86.31
122	4368.75	1657.97	84.39

<b>DATOS</b>			
<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
124	4322.19	1657.13	87.25
125	4490.72	1714.10	52.63
126	4465.97	1703.37	56.59
127	4430.65	1699.16	62.99
128	4385.61	1685.77	72.86
129	4521.94	1743.37	48.80
130	4567.61	1712.00	46.63
131	4521.15	1782.10	45.84
132	4564.68	1757.09	43.59
133	4606.71	1730.01	42.38
134	4264.95	1924.21	41.66
135	4254.55	1901.05	42.16
136	4298.52	1872.98	46.94
137	4340.59	1845.97	50.87
138	4382.47	1819.01	54.91
140	4377.97	1774.89	58.71
141	4369.40	1775.37	59.26
142	4364.30	1748.63	65.48
143	4338.59	1802.47	58.72
144	4292.35	1830.54	53.84
145	4263.04	1841.51	49.46
146	4232.94	1853.59	44.67
147	4216.93	1831.19	46.28
148	4200.00	1801.56	52.37
149	4241.18	1781.91	59.93
150	4275.13	1767.45	66.36
151	4300.20	1748.65	71.30
152	4329.84	1728.97	74.74
153	4249.65	1818.62	51.04
154	4281.19	1808.91	57.00
155	4338.06	1771.49	63.36
156	4265.05	2025.95	35.00

El programa procedió a realizar el diseño, entregando los siguientes resultados:







### 3.6.3. Cálculo y Diseño de la red de Alcantarillado Sanitario del Fraccionamiento Sierra Azul.

También se trazó la red propuesta sobre el plano de lotificación del Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Dos, en la red se identificaron los pozos de visita (Figura 3.6).

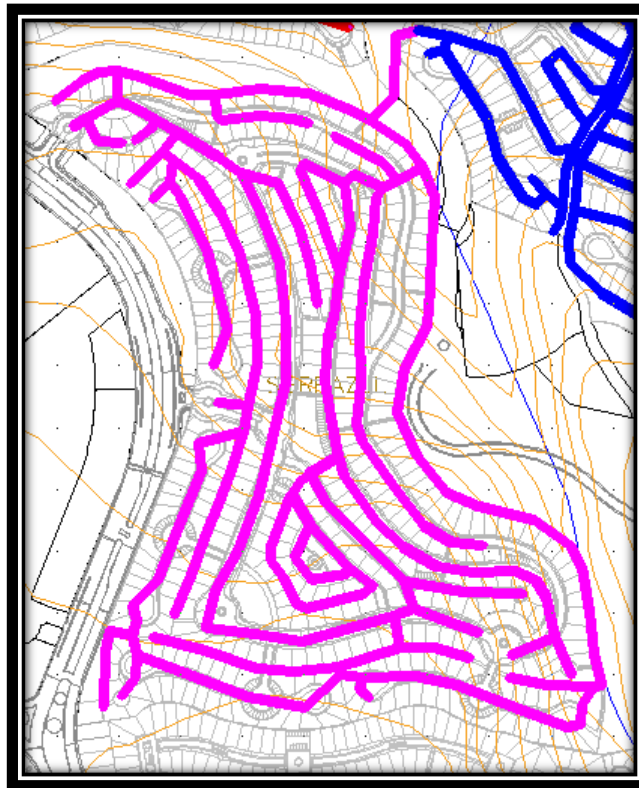


Figura 3.6 Trazo de red de alcantarillado sanitario del fraccionamiento sierra azul.

Fuente: Elaboración Propia

Igualmente, se procede a identificar las coordenadas de cada pozo de visita (su posición en X, en Y, y su elevación). Y se realizó lo mismo que en el Fraccionamiento Privadas del Pedregal Fase Uno (Tabla 3.3).

Tabla 3.3 Coordenadas de los pozos de visita del fraccionamiento sierra azul

DATOS			
POZO	X	Y	ELEV
	(m)	(m)	(m)
1	3718.69	1249.98	159.49
2	3720.34	1305.53	158.80
3	3725.65	1327.13	158.72
4	3738.01	1261.20	160.29
5	3750.60	1279.24	159.95
6	3752.44	1302.08	158.62
7	3748.46	1321.16	158.12

DATOS			
POZO	X	Y	ELEV
8	3752.75	1337.51	157.79
9	3748.15	1352.20	157.32
10	3773.92	1378.19	154.65
11	3795.21	1432.46	150.76
12	3817.47	1489.19	145.40
13	3814.61	1517.12	143.69
14	3791.39	1343.66	155.75
15	3806.86	1382.97	152.85

<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
16	3821.52	1420.19	149.90
17	3834.19	1453.97	145.40
18	3848.25	1491.42	144.10
19	3861.00	1529.33	140.95
20	3834.73	1557.88	140.57
21	3865.65	1554.17	139.91
22	3873.89	1598.10	136.40
23	3872.84	1645.53	131.35
24	3862.65	1689.28	127.40
25	3855.92	1710.69	125.35
26	3837.20	1749.81	119.85
27	3814.41	1784.12	115.20
28	3830.71	1595.97	136.98
29	3844.12	1632.83	133.38
30	3831.08	1681.97	127.85
31	3823.48	1710.91	124.89
32	3796.52	1765.97	118.48
33	3769.02	1765.70	117.18
34	3786.26	1782.19	116.12
35	3746.79	1780.24	112.75
36	3789.59	1805.30	111.25
37	3778.57	1812.16	110.00
38	3736.58	1821.08	104.59
39	3713.65	1822.96	102.79
40	3689.54	1838.99	97.30
41	3700.15	1846.09	97.13
42	3750.80	1824.08	105.20
43	3768.30	1837.23	104.05
44	3794.07	1832.27	104.82
45	3771.42	1844.81	101.70
46	3751.13	1856.04	97.98
47	3732.43	1864.60	95.92
48	3670.88	1863.53	89.00
49	3696.23	1884.17	87.50
50	3713.31	1892.31	87.20
51	3732.31	1894.23	87.00
52	3755.31	1888.14	86.80
53	3806.50	1870.09	86.50
54	3822.74	1329.46	154.47
55	3831.07	1367.68	152.77
56	3854.61	1407.00	149.07
57	3876.47	1462.88	143.04
58	3890.09	1521.34	139.07
59	3902.94	1579.95	133.96

<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
60	3902.73	1639.95	127.99
61	3896.95	1699.64	124.64
62	3936.06	1658.33	120.68
63	3928.42	1699.97	120.20
64	3917.45	1734.51	118.45
65	3895.87	1780.07	113.99
66	3856.92	1790.91	112.35
67	3833.01	1808.29	108.48
68	3808.63	1280.75	158.45
69	3864.60	1259.43	159.36
70	3923.73	1249.26	159.64
71	4077.55	1272.29	160.56
72	4035.63	1279.85	159.20
73	3987.47	1259.32	159.49
74	3977.95	1267.52	158.20
75	3980.63	1279.00	156.92
76	3958.39	1282.87	155.30
77	3768.81	1320.00	156.60
78	3820.94	1307.25	157.10
79	3873.95	1288.56	156.82
80	3913.08	1284.53	156.07
81	3956.14	1290.46	154.75
82	4089.21	1298.65	157.22
84	4018.51	1309.71	152.74
85	4097.75	1324.82	153.98
86	4060.20	1338.51	150.09
87	4032.39	1348.63	147.48
88	4012.65	1341.19	147.85
89	3969.23	1329.39	150.22
90	3920.11	1315.65	153.22
91	3870.70	1322.68	153.80
92	4142.47	1363.85	148.81
93	4082.52	1366.27	146.62
94	4023.43	1376.66	143.63
95	3984.61	1415.63	139.47
96	3944.95	1455.43	137.47
97	3924.81	1348.76	149.87
98	3914.54	1353.57	149.55
99	3887.35	1398.28	147.18
100	3887.54	1412.13	146.27
101	3982.79	1364.19	145.50
102	3992.28	1371.72	145.25
103	3928.72	1378.22	147.27
104	3963.62	1383.63	144.93

<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
105	3965.99	1391.76	143.74
106	3911.77	1401.39	145.91
107	3928.04	1434.31	141.88
108	3909.19	1464.42	141.10
109	3918.63	1478.98	138.56
110	3928.30	1485.54	136.85
111	3877.50	1750.92	119.54
112	3899.75	1381.64	148.65
113	4192.24	1282.28	151.18
114	4131.21	1302.60	155.04
115	4176.01	1319.78	150.16
116	4166.14	1360.99	145.31
118	4134.80	1386.66	141.61
119	4093.84	1385.12	139.17
120	4056.17	1392.01	136.83
121	4021.43	1411.19	134.74
122	3994.56	1437.92	132.38
123	3962.03	1482.50	128.11
124	3956.23	1502.94	126.83
125	3949.35	1542.35	123.44
126	3942.88	1580.29	120.33
127	3945.72	1624.76	118.30
128	3952.14	1644.91	117.48
129	3957.54	1692.05	115.48
130	3969.33	1736.66	111.89
131	3937.02	1751.08	114.87
132	3917.95	1792.88	111.25
133	3921.17	1799.27	109.72
134	3961.99	1779.80	108.33
135	3972.48	1790.06	102.77
138	4103.52	1412.81	129.43
139	4071.37	1415.62	127.12
140	4043.27	1432.50	124.42
141	4012.26	1473.09	119.72
142	3980.73	1518.91	114.52
143	3974.60	1536.68	112.13
144	3979.35	1576.97	110.22
145	3977.39	1632.36	109.28
147	3991.82	1730.57	102.33
148	3994.24	1766.22	100.33
149	4002.34	1774.99	96.33
150	3953.34	1828.13	94.86

<b>POZO</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>	<b>ELEV</b>
151	4001.27	1801.65	92.05
152	4017.39	1783.30	90.51
153	3926.24	1840.42	96.01
154	3910.59	1844.95	95.32
155	3877.62	1848.66	94.63
156	3837.30	1843.44	93.03
157	3832.74	1848.46	92.86
158	3831.50	1869.64	86.60
159	3877.69	1875.93	86.38
160	3926.04	1870.93	86.30
161	3972.40	1852.75	86.00
163	4132.22	1250.59	160.44
164	4187.98	1228.46	159.08
165	4201.66	1232.30	157.39
166	4202.84	1251.97	155.85
167	4130.68	1279.45	156.42
168	4167.80	1271.30	154.98
169	4215.75	1270.74	148.40
170	4222.48	1271.58	147.32
171	4216.02	1303.29	143.84
172	4210.78	1346.80	138.57
173	4204.00	1390.66	133.23
174	4191.42	1412.64	130.20
175	4155.05	1439.35	124.76
176	4098.62	1452.20	117.06
177	4066.63	1466.44	113.54
178	4036.24	1504.31	107.65
179	4016.71	1548.77	102.33
180	4023.97	1592.38	99.09
181	4045.93	1635.08	95.67
182	4048.83	1674.34	92.20
183	4051.59	1718.21	87.46
184	4053.42	1767.16	85.71
185	4042.60	1796.65	85.50
186	4024.58	1819.80	85.31
187	3988.99	1844.02	85.00
188	4012.29	1868.34	74.90

El programa procedió a realizar el diseño, entregando los siguientes resultados:









### **3.7. Conclusiones.**

El “RedAlc” se aplicó para el diseño de la red de alcantarillado sanitario en los Fraccionamientos Privadas del Pedregal Fase Uno, Fase Dos y Sierra Azul en la ciudad de San Luis Potosí, dando resultados satisfactorios.

El gasto medio generado por las viviendas de los Fraccionamientos es de 12.05 L/s, dicho caudal se enviará hacia una planta de tratamiento de aguas residuales para su aprovechamiento en el riego de jardines.

El tiempo del cálculo, diseño y dibujo de la red de alcantarillado sanitario fue la tercera parte del tiempo que se tardaría en efectuarlo de la manera tradicional.



## 4. Diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

### 4.1. Introducción.

Las aguas residuales son el resultado de usar agua potable en procesos antropogénicos ya sean domésticos, agrícolas, industriales, instituciones públicas y comerciales. Las aguas residuales son conectadas mediante el drenaje sanitario que las conduce hacia un punto de disposición o vertido, que preferentemente debe ser una planta de tratamiento de aguas residuales.

Las aguas residuales están compuestas por contaminantes físicos (arenas, piedras, limos, vidrios, textiles), químicos (insecticidas, herbicidas, metales pesados) y biológicos (bacterias, virus, materia orgánica degradable, coliformes fecales).

### 4.2. Objetivos.

- Estimar los contaminantes que están presentes en las aguas residuales generadas en los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul.
- Proponer un proceso para el tratamiento de las aguas residuales, que sea capaz de remover los contaminantes presentes en las aguas residuales.
- El agua tratada deberá cumplir con las normas de saneamiento vigentes, para su reutilización en el riego de las áreas verdes de los Fraccionamientos: Privadas del Pedregal Fase I, Fase II y Sierra Azul.

### 4.3. Símbolos y Abreviaturas.

En la tabla 4.1 se presentan las siguientes simbologías y abreviaturas para el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, utilizando un sistema de tratamiento dual.

Tabla 4.1 Simbología y abreviaturas

Siglas	Parámetro	Unidad
Tratamiento primario		
$Q_{min}$	Gasto mínimo de aguas residuales	L/s
$Q_{max-inst}$	Gasto máximo instantáneo de aguas residuales,	L/s
$M$	Coficiente de Harmon	
$Q_{max-ext}$	Gasto máximo extraordinario de aguas re.	L/s
$C_s$	Coficiente de seguridad adoptado.	
$y$	Tirante hidráulico	m
$A_L$	Área libre	m <sup>2</sup>
$b_g$	Ancho real	m
$e$	Espesor	m

Simbología y abreviaturas (Continuación)		
Siglas	Parámetro	Unidad
<i>s</i>	<i>Separación</i>	<i>m</i>
<i>L</i>	<i>Altura real de la rejilla</i>	<i>m</i>
<i>V<sub>t</sub></i>	<i>Velocidad de sedimentación</i>	<i>m/s</i>
<i>V<sub>a</sub></i>	<i>Velocidad de arrastre</i>	<i>m/s</i>
<i>V<sub>h</sub></i>	<i>Velocidad de transición</i>	<i>m/s</i>
<i>A</i>	<i>Area transversal</i>	<i>m<sup>2</sup></i>
<i>w</i>	<i>Ancho del desarenador</i>	<i>m</i>
<i>h</i>	<i>Profundidad</i>	<i>m</i>
<i>Q</i>	<i>Gasto</i>	<i>m<sup>3</sup>/s</i>
<i>C<sub>e</sub></i>	<i>Coficiente adimensional.</i>	
<i>β</i>	<i>Angulo del vertedor</i>	°
<i>g</i>	<i>Gravedad</i>	9.81 m/s <sup>2</sup>
<i>h<sub>1</sub></i>	<i>Coficiente hidraulico</i>	<i>m</i>
<i>K<sub>v</sub></i>	<i>Carga sobre el vertedor</i>	<i>m</i>
Tratamiento anaerobio		
<i>V<sub>n</sub></i>	<i>Volumen nominal del líquido</i>	<i>m<sup>3</sup></i>
<i>S<sub>0</sub></i>	<i>Sustrato inicial</i>	$\frac{mgDBO_L}{l}$
<i>L<sub>Org</sub></i>	<i>Carga organica</i>	$Kg \frac{SDQO}{m^3 - d}$
<i>V<sub>L</sub></i>	<i>Volumen del total del reactor</i>	<i>m<sup>3</sup></i>
<i>E</i>	<i>Eficiencia</i>	%
<i>H<sub>L</sub></i>	<i>Altura del liquido</i>	<i>m</i>
<i>H<sub>G</sub></i>	<i>Volumen del colector de biogas</i>	<i>m</i>
<i>H<sub>T</sub></i>	<i>Altura total del reactor</i>	<i>m</i>
<i>t</i> ó TRH	<i>Tiempo de retención hidraulico</i>	<i>h</i>
<i>v</i>	<i>Velocidad de ascención</i>	<i>m/hr</i>
<i>P<sub>x,SSV</sub></i>	<i>Cantidad de sólidos desperdiciados</i>	$\frac{kg}{d}$
<i>S</i>	<i>Sustrato final</i>	$\frac{mgDBO_L}{l}$
<i>TRS</i>	<i>Tiempo de retención de sólidos</i>	<i>d</i>
<i>X<sub>SSV</sub></i>	<i>Cantidad de sólidos suspendidos volatiles</i>	<i>mg/L</i>
<i>X<sub>SST</sub></i>	<i>Cantidad de sólidos suspendidos totales</i>	<i>mg/L</i>
<i>V<sub>CH<sub>4</sub></sub></i>	<i>Volumen total de gas metano</i>	<i>m<sup>3</sup>/d</i>
Tratamiento aerobio		
<i>Q</i>	<i>Gasto de diseño</i>	<i>m<sup>3</sup>/d</i>
<i>S<sup>o</sup></i> ó DQO	<i>Sustrato inicial</i>	<i>mg DBO<sub>L</sub>/l</i>
<i>X<sub>a</sub><sup>o</sup></i>	<i>Sólidos suspendidos volátiles activos en el influente</i>	<i>mg SSV<sub>a</sub>/l</i>
<i>X<sub>i</sub><sup>o</sup></i>	<i>Sólidos suspendidos volátiles inactivos en el influente</i>	<i>mg SSV<sub>i</sub>/l</i>

Simbología y abreviaturas (Continuación)		
Siglas	Parámetro	Unidad
y	Rendimiento celular	mg SSVa/mg DBO <sub>L</sub>
q	Máxima tasa de velocidad de utilización de sustrato	mg DBO <sub>L</sub> / mg SSV <sub>a-d</sub>
k	Concentración de una mitad de la tasa máxima	mg DBO <sub>L</sub> /l
b	Coefficiente de decaimiento endógeno	1/d
fd	Fracción de la biomasa activa que es biodegradable	-
μ	Tasa de crecimiento celular	8.4
θ <sub>x mín</sub>	Tiempo de retención mínimo de sólidos	d
θ <sub>x</sub>	Tiempo de retención de sólidos	d
S ó DQO	Sustrato en el efluente	mg DBO <sub>L</sub> /l
θ	Tiempo de retención hidráulico	d
V	Volumen del reactor	m <sup>3</sup>
SSVLM	Sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado	mg SSV/l
SS <sub>adicional</sub>	Sólidos suspendidos adicionales	mg SS <sub>adicional</sub> /l
SS <sub>i</sub>	Sólidos suspendidos inorgánicos	mg SS <sub>i</sub> /l
SSLM	Sólidos suspendidos en el licor mezclado	mg SSLM/l
X <sub>a</sub>	sólidos suspendidos volátiles activos	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>i</sub>	Sólidos suspendidos volátiles inactivos	mg SSV <sub>i</sub> /l
F/M	Relación alimento - microorganismo	-
Δj/Δt	Tasa de pérdida de sólidos	$\bar{X}_j$
ΔX <sub>a</sub> /Δt	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles activos	mg SSV <sub>a</sub> /d
ΔX <sub>i</sub> /Δt	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles inertes	mg SSV/d
ΔX <sub>v</sub> /Δt	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles	mg SSV/d
ΔX <sub>ss</sub> /Δt	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles en licor mezclado	mg SS/d
X <sub>e</sub>	Sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador	mg SS/l
X <sub>a</sub> <sup>e</sup>	Sólidos suspendidos activos en el efluente del sedimentador	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>v</sub> <sup>r</sup> (SSVLM)	Recirculación de sólidos suspendidos volátiles en licor mezclado	mg SSV/l
X <sub>ss</sub> <sup>r</sup> (SSLM)	Recirculación de sólidos suspendidos en licor mezclado	mg SS/l
X <sub>a</sub> <sup>r</sup> (SSVaLM)	Recirculación de sólidos suspendidos volátiles activos en licor mezclado	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>i</sub> <sup>r</sup> (SSViLM)	Recirculación de sólidos suspendidos volátiles inertes en licor mezclado	mg SSV <sub>i</sub> /l
Q <sup>w</sup>	Gasto de desecho	m <sup>3</sup> /d
% Q <sup>w</sup> /Q	Tasa de desecho	%



Simbología y abreviaturas (Continuación)		
Siglas	Parámetro	Unidad
N	Nitrógeno requerido	mg N/l
P	Fosforo requerido	mg N/l
PMS	Productos microbiales solubles	mg DQO/l
DQO	Demanda química de oxígeno en el efluente	mg DQO/l
DBO <sub>L</sub>	Demanda biológica de oxígeno en el efluente	mg DBO <sub>L</sub> /l
DBO <sub>L5</sub>	Demanda biológica de oxígeno en el efluente oxidable en 5 días	mg DBO <sub>L5</sub> /l
R	Tasa de recirculación de lodos	%
Q <sub>r</sub>	Gasto recirculado	m <sup>3</sup> /d
ICO	Índice de consumo de oxígeno	kg O <sub>2</sub> /d
Pot.	Potencia requerida para la aireación en el reactor	kWh
Clarificador – sedimentador secundario		
<i>IVL</i>	<i>Indice volumetrico de Fangos</i>	$\frac{ml}{mg}$
<i>G<sub>s</sub></i>	<i>Flujo de solidos en el sedimentador</i>	kg/m <sup>2</sup> * h
<i>SSLM</i>	<i>Solidos suspendidos en el licor mezclado</i>	kg/m <sup>3</sup>
<i>V<sub>s</sub></i>	<i>Velocidad de sedimentacion de los solidos</i>	m/s
<i>C</i>	<i>Carga total en los solidos del sedimentador</i>	$\frac{kg}{h}$
<i>Q</i>	<i>Gasto de entrada al sedimentador</i>	m <sup>3</sup> /s
$\frac{1}{24}$	<i>Conversión del gasto de dias a horas</i>	
<i>A</i>	<i>Area requerida del sedimentador</i>	m <sup>2</sup>
<i>G<sub>s</sub></i>	<i>Flujo de solidos en el sedimentador</i>	m/s
<i>A</i>	<i>Area requerida del sedimentador</i>	m <sup>2</sup>
<i>d</i>	<i>Diametro del sedimentador</i>	m
<i>Q</i>	<i>Gasto de diseño del sedimentador</i>	m <sup>3</sup> /s
<i>V<sub>s</sub></i>	<i>Velocidad de sedimentación</i>	m/s

#### 4.4. Aguas Residuales.

##### 4.4.1. Origen de los caudales de aguas residuales domésticas

“El uso doméstico del agua comprende el agua establecida a zonas residenciales, comercios, instituciones y espacios recreativos, y se mide a partir de contadores individuales. Los usos a los que se destina incluyen el agua que se bebe, para la limpieza, higiene, fines culinarios, evacuación de residuos, regado de jardines y zonas verdes particulares.

#### 4.4.2. Contaminantes de importancia en el tratamiento de las aguas residuales.

Los contaminantes de interés en el tratamiento del agua residual se presentan en la Tabla 4.2. Las normas que regulan los tratamientos secundarios están basadas en las tasas de eliminación de la materia orgánica, sólidos en suspensión y patógenos presentes en el agua residual. Gran parte de la normatividad, incluye el control de la eliminación de nutrientes y de los contaminantes prioritarios. La aportación de contaminantes que contienen las aguas residuales se presentan en la Tabla 4.3.

Tabla 4.2 Contaminantes presentes en las aguas residuales.

Contaminantes	Razón de la Importancia
Sólidos en suspensión	Pueden conducir al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar al entorno acuático.
Materia Orgánica Refractaria	Tiende a resistir los métodos convencionales de tratamiento. Los ejemplos más comunes son agentes tenso activos, fenoles y pesticidas agrícolas.
Patógenos	Los presentes en el agua residual pueden transmitir enfermedades infecto contagiosas.
Materia Orgánica Biodegradable	Compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos, grasas animales. La materia orgánica de mide, la mayoría de las veces, en términos de DBO (Demanda Bioquímica de Oxígeno) y DQO (Demanda Química de Oxígeno). Si se descargan al entorno sin tratar, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas.
Nutrientes	Tanto el Nitrógeno como el Fósforo, junto con el carbono, son nutrientes esenciales para el crecimiento. Cuando se vierten en el entorno acuático, estos nutrientes pueden llevar el crecimiento de una vida acuática no deseada. Cuando se vierten en el terreno en cantidades excesivas, también pueden conducir a la contaminación del agua subterránea.
Contaminantes prioritarios	Son compuestos orgánicos o inorgánicos determinados en base a su carcinogenicidad, mutagenicidad, teratogenicidad o toxicidad aguda conocida o sospechada. Muchos de estos compuestos se encuentran presentes en las aguas residuales.
Metales Pesados	Estos son añadidos frecuentemente al agua residual en el curso de ciertas actividades comerciales e industriales, y puede que deban ser eliminados si se va a reutilizar el agua residual.
Sólidos inorgánicos disueltos	Los constituyentes inorgánicos tales como el calcio, sodio y los sulfatos se añaden al agua de suministro como resultado del uso del agua y puede que deban eliminarse si se va a reutilizar el agua residual.

Fuente: CONAGUA, 2014.

Tabla 4.3 Aportación de contaminantes que contienen las aguas residuales domésticas. Composición típica del agua residual domestica bruta.

Contaminantes	Unidades	Débil	Media	Fuerte
Solidos totales (ST)	mg/L	537	806	1612
Disueltos, totales (SDT)	mg/L	374	560	1121
Fijos	mg/L	224	336	672
Volátiles	mg/L	150	225	449
Sólidos en Suspensión (SS)	mg/L	130	195	389
Fijos	mg/L	29	43	86
Volátiles	mg/L	101	152	304
Solidos sedimentables	mg/L	8	12	23
Demanda biológica de Oxigeno 5 días 20°C (DBO <sub>5</sub> ,20°C)	mg/L	133	200	400
Carbono Orgánico Total (COT)	mg/L	109	164	328
Demanda Química de Oxigeno (DQO)	mg/L	339	508	1016
Nitrógeno (en forma total N)	mg/L	23	35	69
Orgánico	mg/L	10	14	29
Amoniaco libre	mg/L	14	20	41
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fosforo (total en forma P)	mg/L	3.7	5.6	11
Orgánico	mg/L	2.1	3.2	6.3
Inorgánico	mg/L	1.6	2.4	4.7
Potasio	mg/L	11	16	32
Cloruros	mg/L	39	59	118
Sulfato	mg/L	24	36	72
Aceites y Grasas	mg/L	51	76	153
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	ug/L	< 100	100-400	> 400
Coliformes totales	No./100 ml	10 <sup>6</sup> -10 <sup>8</sup>	10 <sup>7</sup> -10 <sup>9</sup>	10 <sup>7</sup> -10 <sup>10</sup>
Coliformes fecales	No./100 ml	10 <sup>3</sup> -10 <sup>5</sup>	10 <sup>4</sup> -10 <sup>6</sup>	10 <sup>5</sup> -10 <sup>8</sup>

Fuente: Metcalf, Eddy, 2014

## 4.5. Diseño de la planta de tratamiento.

### 4.5.1. Tratamiento Primario o Pretratamiento.

El tratamiento primario o pretratamiento es la parte inicial de una planta de tratamiento, y tiene la función de reducir el contenido de sólidos en suspensión de las aguas residuales, en esta etapa se alcanza hasta un 80% de remoción de sólidos, y hasta un 30% de remoción de la DBO.

Los principales elementos del tratamiento primario son:

- ✓ Emisor de llegada.
- ✓ Elementos Preparatorios (en este orden):
  1. Rejillas.
  2. Desarenadores.
  3. Vertedor
  4. Tanque de Igualación u Homogenización.
- ✓ Tanques de sedimentación primaria.

### 4.5.2. Gastos de diseño de la planta de tratamiento.

En la Figura 4.1 se presenta el gasto medio que se aporta por fraccionamiento a la planta de tratamiento que se diseña.

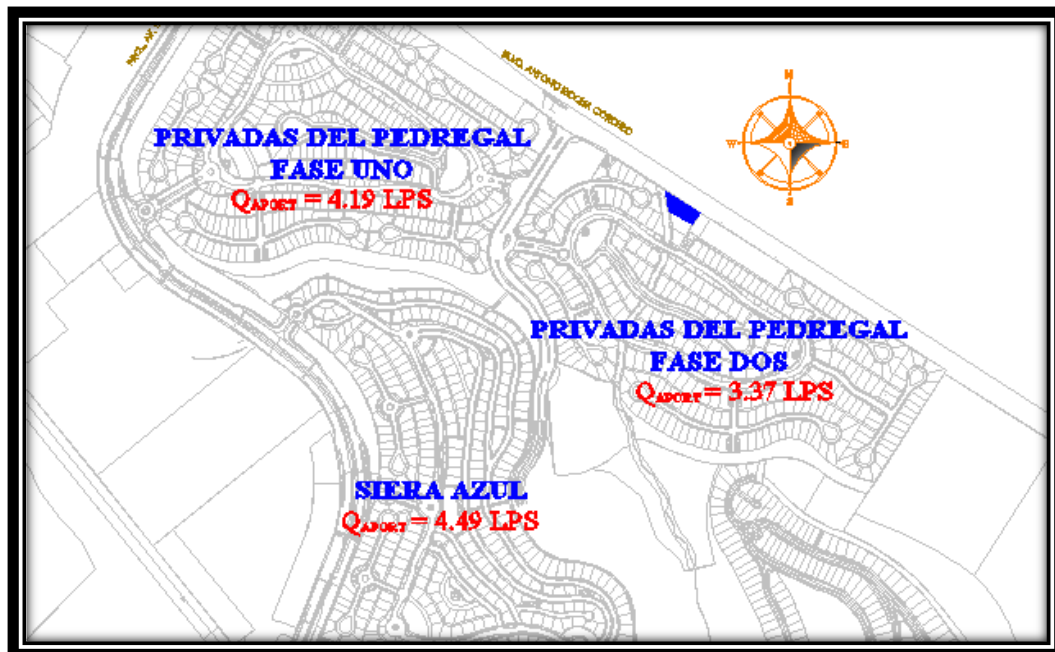


Figura 4.1 Aportación por fraccionamiento.

Fuente: Proyecto Desarrollo del Pedregal.

En la Tabla 4.4 se presenta la cantidad de lotes y los gastos medios que aporta cada fraccionamiento, obteniendo un gasto medio total de 12.05 litros por segundo.

Tabla 4.4 Aportación por fraccionamiento.

	<b>Total</b>	<b>Gasto</b>	<b>Porcentaje</b>
Privadas del Pedregal Fase 1	362 Lotes	4.19 LPS	34.77 %
Privadas del Pedregal Fase 2	291 Lotes	3.37 LPS	27.96 %
Sierra Azul	388 Lotes	4.49 LPS	37.27 %
<b>Total</b>	<b>1041 Lotes</b>	<b>12.05 LPS</b>	<b>100 %</b>

El gasto medio es:

$$Q_{med} = 12.05 \text{ L/s}$$

Se calculó del gasto mínimo:

$$Q_{min} = 0.5 * Q_{med} = 6.03 \text{ L/s}$$

Se calculó el gasto máximo instantáneo:

$$Q_{max-inst} = M * Q_{med}$$

$$M = 3.2288$$

$$Q_{max-inst} = 38.91 \text{ L/s}$$

Finalmente se calculó el gasto máximo extraordinario:

$$Q_{max-ext} = Q_{max-inst} * Cs = 51.09 \text{ L/s}$$

$$Cs = 1.313$$

Tabla 4.5 Resumen de los datos del proyecto.

Población	<b>5,205</b>
Aportación por Habitante	200 L/hab/día
Gasto Medio	12.05 L/s
Gasto Mínimo	6.03 L/s
Coefficiente de Harmon	3.2288
Gasto Máximo Instantáneo	38.91 L/s
Gasto Máximo Extraordinario	51.09 L/s

### 4.5.3. Emisor

Un Emisor, es la parte donde la red de alcantarillado conduce el agua residual a la planta de tratamiento. Los emisores se diseñan para operar por gravedad o a presión, en base a la topografía del terreno, o bien de las características del proyecto. (ICA, Ingeniería de los sistemas de tratamiento y disposición final de aguas residuales).

Para proceder con el diseño del emisor, se utilizó el gasto máximo extraordinario. En la Figura 4.2 se muestra el tirante con el que el emisor llega a la planta de tratamiento de aguas residuales.

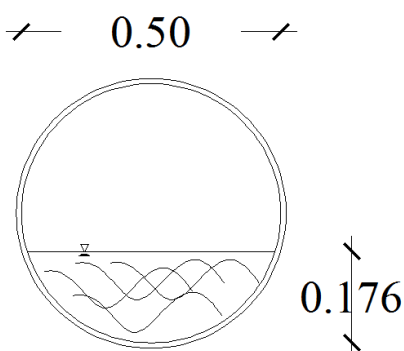


Figura 4.2 Tirante de llegada del emisor a la planta de tratamiento de aguas residuales.

Tabla 4.6 Resumen de los datos del cálculo del emisor.

Pendiente del Emisor (mínima)	2 al millar (2 m/m).
Diámetro del Emisor	20" o 50 cm.
Tirante de Flujo	17.60 cm.
Material del Tubo (n = 0.010)	Polietileno de Alta Densidad (PEAD)
Velocidad del Flujo	0.94 m/s

### 4.5.4. Diseño del canal de llegada

El canal de acceso o de entrada, es la estructura en la cual descarga la tubería del colector de conducción en la planta. Se propone un canal de conducción a cielo abierto y con sección rectangular del mismo ancho de la tubería de llegada, esto con el fin de mantener constantes la velocidad y el tirante del agua. La longitud del canal de acceso no necesariamente habrá de ser calculada pero habrá de ser suficiente para dar cabida a la basura que se aglomere en las rejillas.

Diseño del canal de entrada a la planta de tratamiento de aguas residuales del fraccionamiento Privadas del Pedregal.

Canal de entrada  $\varnothing = 20'' = 50 \text{ cm}$ .

Base = 50 cm.

Velocidad = 0.60 m/s. (Velocidad de aproximación propuesta por Crites y Tchobanoglous, para Rejillas de Limpieza Manual, pág. 249)

$$Q_{\text{max-ext}} = 0.05109 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por continuidad (Ecuación 4.1):

$$Q = V * A \quad (\text{Ecuación 4.1})$$

$$\text{Por lo tanto: } A = \frac{Q}{V} = 0.08515 \text{ m}^2$$

Se asume que  $b = 0.5 \text{ m}$ . Calculamos el Tirante ( $y$ ) con la Ecuación 4.2:

$$y = \frac{A}{b} = \frac{0.08515 \text{ m}^2}{0.50 \text{ m}} = \mathbf{0.171 \text{ m} = 17.10 \text{ cm}} \quad (\text{Ecuación 4.2})$$

En la Figura 4.3 se muestran las condiciones de trabajo del canal de llegada, mientras que en la Tabla 4.7 se presenta el resumen de los datos del cálculo del canal de llegada.

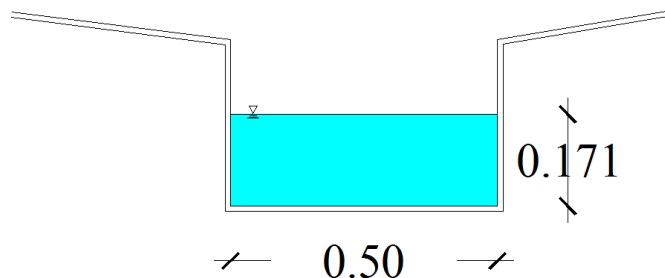


Figura 4.3 Condiciones de trabajo del canal de llegada.

Tabla 4.7 Resumen de los datos del cálculo del canal de llegada.

Ancho propuesto	50 cm
Material del Canal	Concreto Pulido (n=0.011)
Pendiente propuesta del Canal	0.003
Longitud que debe de tener el canal para llegar a las condiciones de Velocidad mínima requerida	6.30 m
Tirante Calculado	17.10 cm

#### 4.5.5. Cribado o Rejillas

El primer paso en el tratamiento preliminar del agua residual consiste en la separación de los sólidos gruesos. El procedimiento más común, es hacer pasar el agua residual influente a través de rejillas. Las rejillas se fabrican con barras de acero soldadas a un marco que se coloca transversalmente al Canal. Las barras están colocadas verticalmente o con una inclinación de 30 a 90° respecto a la horizontal. Las rejillas de barras pueden limpiarse a mano o mecánicamente. Las características en ambos casos se comparan en la Tabla 4.8.

Tabla 4.8 Parámetros de diseño para rejillas de barras.

Concepto	Limpieza Manual	Limpieza Mecánica
- Tamaño de la Barra		
Anchura (cm)	0.6 – 1.5	0.6 – 1.5
Profundidad (cm)	2.5 – 7.5	2.5 – 7.5
- Separación (cm)	2.5 – 5.0	1.6 – 7.5
- Inclinación respecto a la vertical (°)	30 - 45	0 - 30
- Velocidad de Aproximación (m/s)	0.3 – 0.6	0.6 – 0.9
- Pérdida de Carga admisible (cm)	15	15

Fuente: Valdez, Vázquez, 2003.

En los procesos de tratamiento de agua residual, las rejillas se utilizan para proteger bombas, válvulas, tuberías y otros elementos, contra los posibles daños e obstrucciones provocadas por la presencia de objetos extraños de gran tamaño (Figura 4.4).

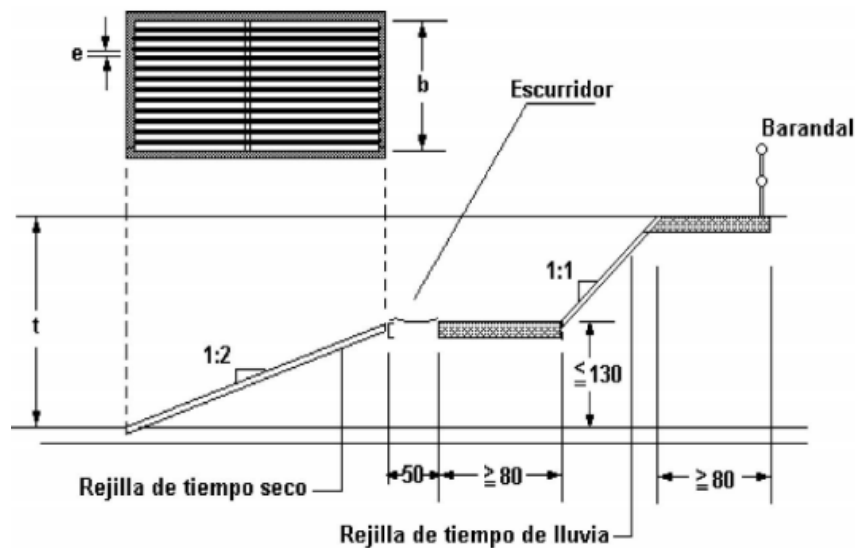


Figura 4.4 Disposición de las rejillas de limpieza manual.

Fuente: Valdez, Vázquez, 2003.



Las rejas pueden clasificarse según:

- Su limpieza
  - ❖ Manual
  - ❖ Mecánica
- Su separación entre barrotes
  - ❖ Fina: entre 0,5 y 1,5 cm de separación
  - ❖ Media: entre 1,5 y 5,0 cm de separación
  - ❖ Gruesa: mayor a 5,0 cm de separación
- Su inclinación
  - ❖ Verticales: a 90° respecto de la horizontal
  - ❖ Inclínadas: entre 60 y 80° respecto de la horizontal

El tamaño de los barrotes usados en las rejillas, dependerá del tamaño de los materiales que se pretende retener, con el fin de que sean lo suficientemente fuertes para que no se deformen.

#### **4.5.5.1. Rejillas de limpieza manual**

Se instalan en depuradoras pequeñas y son inclinadas (usualmente a 60° respecto de la horizontal) para facilitar las labores de limpieza del operario, quien retira los sólidos retenidos en la rejilla con ayuda de un rastrillo u otra herramienta similar dentada y los dispone temporalmente en una lámina perforada o canastilla, conocida como depósito escurridor, para eliminar el agua. Posteriormente, estos desechos se llevan a incineración o a un relleno sanitario (Figura 4.5).



Figura 4.5 Rejilla media con lámina perforada para escurrimiento del material extraído.  
Fuente: William Antonio Lozano-Rivas, 2009.

#### **4.5.5.2. Rejillas de limpieza mecánica**

Llamadas también rejillas de limpieza automática; éstas suelen instalarse en depuradoras grandes cuyos grandes caudales arrastran ingentes cantidades de materiales gruesos de forma permanente, que no podrían ser evacuados manualmente. Estas rejillas suelen ser verticales (Figura 4.6).

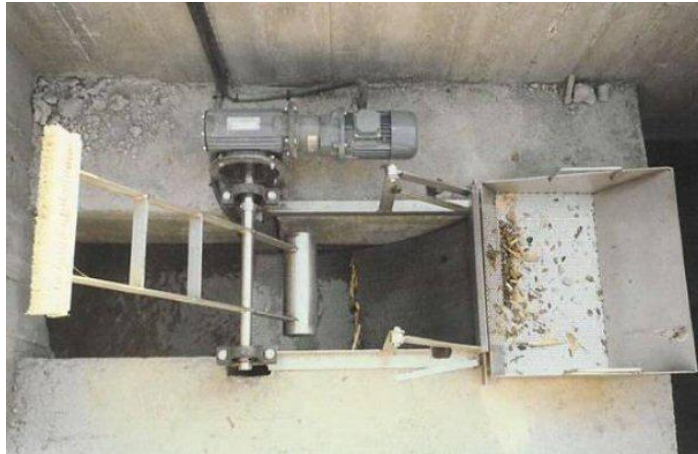


Figura 4.6 Rejilla de limpieza mecánica con peine giratorio.

Fuente: William Antonio Lozano-Rivas, 2009.

#### 4.5.5.3. Diseño de las rejillas para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Fraccionamiento Privadas del Pedregal.

Para el diseño de las rejillas se utilizó como gasto de diseño, el gasto máximo extraordinario de la red de alcantarillado sanitario (Tabla 4.5), con el fin de que el diseño pueda soportar los gastos generados por la población en horas pico. Dicho gasto es de  $0.05109 \text{ m}^3/\text{s}$ , el cual se considera bajo, razón por la cual se utilizó el sistema de cribado de limpieza manual.

Con el gasto de diseño y la velocidad de flujo en el canal de llegada ( $0.60 \text{ m/s}$ ), se calculó el área libre al paso del agua a partir de la Ecuación 4.3:

$$A_L = \frac{Q}{V} = \mathbf{0.0852 \text{ m}^2} \quad (\text{Ecuación 4.3})$$

Se propuso 1 canal de 50cm de ancho. Y se calculó el tirante mediante la Ecuación 4.4.

$$A_L = b * h \quad (\text{Ecuación 4.4})$$

$$h = \frac{A_L}{b} = \mathbf{0.1704 \text{ m} = 17.04 \text{ cm}}$$

Se utilizaron las siguientes características para el emparrillado: espesor y separación entre barras.  $S = 0.018 \text{ m}$ ,  $e = 0.036 \text{ m}$  se proponen elementos redondos ya que tienen un factor de forma menor a las demás. Y se calculó el número de barras mediante las Ecuaciones 4.5, 4.6 y 4.7:

$$b = \left( \frac{b_g}{e} - 1 \right) (e + S) + S \quad (\text{Ecuación 4.5})$$

$$b_g = 0.3453 \text{ m}$$

$$n = \frac{b_g}{e} = 9.59 = \mathbf{10 \text{ barras}} \quad (\text{Ecuación 4.6})$$

$$h = \frac{A_L}{b_g} = \mathbf{0.2467 \text{ m} = 24.67 \text{ cm}} \quad (\text{Ecuación 4.7})$$

Finalmente se calculó la longitud de altura real de la rejilla mediante la Ecuación 4.8:

$$L = \frac{C \cdot A}{\text{SEN } 30^\circ} = 0.4935 \text{ m} = \mathbf{49.35 \text{ cm}} \quad (\text{Ecuación 4.8})$$

Se proponen barras circulares debido a que el factor de forma ocasiona que tenga la menor pérdida de carga cuando la rejilla está limpia. En la Tabla 4.9 se presentan los valores para el diseño de las rejillas, así como los resultados, y en la Figura 4.7 se muestra el diseño final del sistema de rejillas para el cribado.

Tabla 4.9 Resumen del diseño de las rejillas

Vel <sub>Min</sub>	0.60	m/s
Espesor	0.018	m
Separación	0.036	m
Angulo	30	°
Gasto <sub>Max Ext</sub> =	51.09	LPS
A =	0.0852	m <sup>2</sup>
h =	17.04	cm
b <sub>g</sub> =	0.3453	m
n =	10.00	Barras
b =	0.50	m
L =	0.4935	m
e =	0.018	m

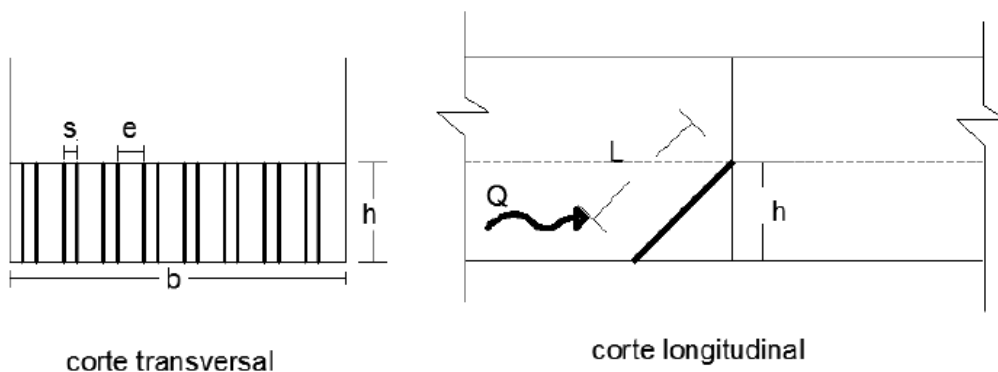


Figura 4.7 Diseño final del sistema de rejillas para el cribado.

#### 4.5.6. Desarenadores

El propósito de remover la arena, es evitar depósitos en los tanques diferentes tanques que componen el sistema de tratamiento, evitar la obstrucción y desgaste de tuberías, reducir el desgaste de rastras en sedimentadores, bombas, etcétera. El equipo mecánico y electromecánico que forman el sistema de tratamiento, se desgasta con mayor rapidez debido a la arena (Figura 4.8).

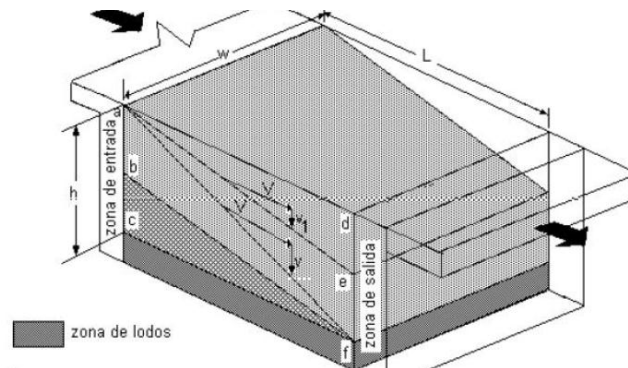


Figura 4.8 Esquema de un tanque desarenador.

Fuente: Valdez, Vázquez, 2003.

##### 4.5.6.1. Diseño del Tanque Desarenador.

Para diseñar el tanque desarenador se usaron los datos de proyecto antes mencionados.

“La viscosidad dinámica del agua para una temperatura de 20°C,  $\mu = 1.005 \times 10^{-3} \text{ N}\cdot\text{s}/\text{m}^2$ ” (Potter, Wiggert, 1998).

El tamaño mínimo de partícula a sedimentar es de malla 65, es decir 0.2 mm de diámetro, y se calculó la velocidad de sedimentación mediante la ecuación de Stokes (Ecuación 4.9).

$$V_t = \frac{g}{18 * \mu} * (\rho_p - \rho_w)(d)^2 = \mathbf{0.03875 \text{ m/s}} \quad (\text{Ecuación 4.9})$$

Calculo de la velocidad de arrastre mediante la Ecuación 4.10:

$$V_a = 125 \sqrt{\left(\frac{\rho_p}{\rho_w} - 1\right) * d} = \mathbf{2.3157 \frac{m}{s}} \quad (\text{Ecuación 4.10})$$

Calculo de la velocidad de traslación mediante la Ecuación 4.11:

$$V_h = \frac{1}{3} V_a = \mathbf{0.772 \frac{m}{s}} \quad (\text{Ecuación 4.11})$$

Calculo del área hidráulica (Ecuación 4.12), a partir del gasto máximo extraordinario, se obtuvo el área de la sección transversal del canal.

$$A = \frac{Q_{ME}}{V_h} = 0.0662 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecuación 4.12})$$

Relación de la propuesta del canal desarenador, a partir de alternar valores del ancho del desarenador (w) y en función de ese se obtiene la profundidad (h) y la longitud (L). En la Tabla 4.10 se presentan los valores de los parámetros de diseño para el desarenador, mientras que en la Figura 4.9 se muestra el diseño final del tanque desarenador.

Tabla 4.10 Parámetros de diseño para desarenador

w [m]	h = a/w [m]	L = V <sub>h</sub> *h/V <sub>t</sub> [m]
0.25	0.265	5.275
0.35	0.189	3.768
0.5	0.132	2.638
0.75	0.088	1.758
1	0.066	1.319

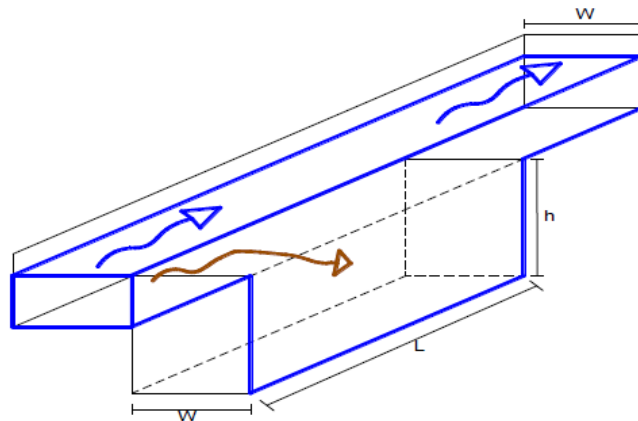


Figura 4.9 Diseño final del tanque desarenador

#### 4.5.7. Medidor de gasto

Los dispositivos de medición de gasto o aforo son esenciales para la operación de las plantas de tratamiento de aguas residuales y se incluyen generalmente en el tratamiento primario. Para la medición de gasto los métodos más confiables se basan en la medición en canal abierto. Para la medición del gasto se utilizó un vertedor triangular de pared delgada.

#### 4.5.7.1. Vertedor triangular de pared delgada

Consiste en la determinación del tirante de agua sobre la arista antes del vertedor (Figura 4.10).

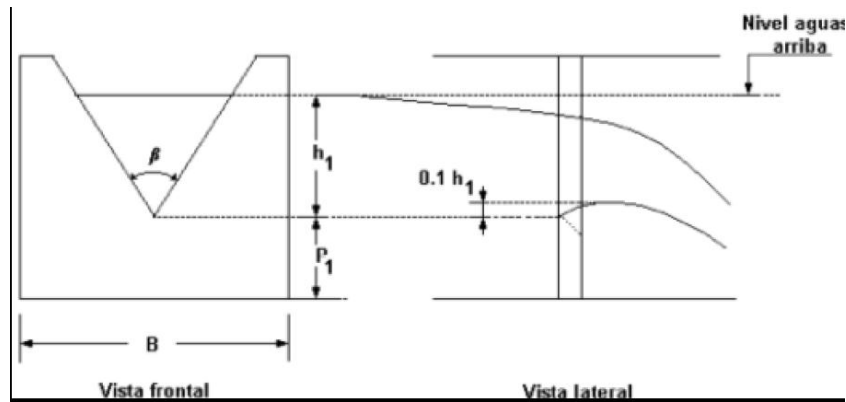


Figura 4.10 Vertedor triangular de pared delgada.

La ventaja de este sistema de aforo es que no ocupa mucho espacio de terreno como el canal Parshall así que se consideró usar un vertedor triangular de pared delgada.

#### 4.5.7.2. Diseño del medidor de gasto de tipo vertedor triangular de pared delgada.

Para que el funcionamiento del vertedor triangular no sea afectado por la proximidad de las paredes y el piso del canal, es necesario considerar la relación del ancho del canal contra la carga sobre el vertedor, y la relación entre la altura a que está la arista del vertedor contra la carga sobre el vertedor (Valdez, Vázquez, 2003).

Para diseñar de un vertedor triangular se empleó la Ecuación 4.13, los valores para  $C_e$  y  $K_v$  se encuentran en la Tabla 4.11:

$$Q = C_e \tan \frac{\beta}{2} (g)^{0.5} (h_1 - K_v)^{2.5} \quad (\text{Ecuación 4.13})$$

Tabla 4.11 Valores de  $C_e$  y  $K_v$  para vertedores triangulares con diferentes ángulos.

Angulo $\beta$ (en grados)	$C_e$	$K_v$
20	0.5917	2.70
30	0.5857	2.00
45	0.5799	1.40
60	0.5790	1.14
90	0.5766	0.90

Fuente: Valdez, Vázquez, 2003.

La altura de control, y su gasto correspondiente que pasa a través del vertedor se presentan en la Tabla 4.12, mientras que en la Figura 4.11 se muestra el diseño del vertedor de pared delgada.

Tabla 4.12 Altura de control y su gasto correspondiente que pasa a través del vertedor.

Gasto de Diseño	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	h <sub>1</sub> (m)
Gasto Medio	0.01205	0.169
Gasto Máximo Instantáneo	0.03891	0.269
Gasto Máximo Extraordinario	0.05109	0.300

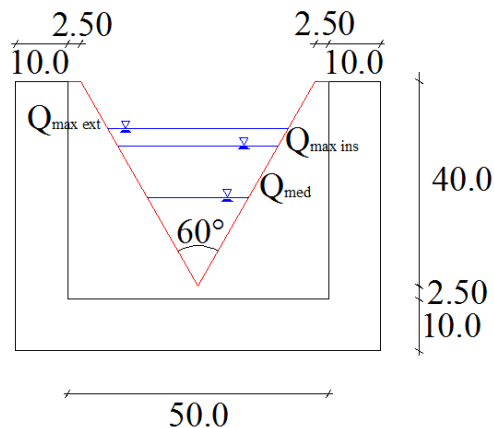


Figura 4.11 Diseño del vertedor de pared delgada.

#### 4.5.8. Tanque de homogenización

El tanque de igualación es un depósito diseñado para controlar las variaciones del gasto medio a lo largo del día, cuando la aportación es mínima y cuando es máxima, estas variaciones pueden desencadenar inestabilidad en las plantas de tratamiento debido a la variación del caudal y de concentraciones de contaminantes, que causan que los efluentes tratados no tengan la calidad que se desea.

Ventajas de la homogenización:

- Mejora del tratamiento biológico, ya que eliminan o reducen las cargas de choque, se diluyen las sustancias inhibitoras, y se consigue estabilizar el pH.
- Mejora de la calidad del efluente y del rendimiento de los tanques de sedimentación secundaria al trabajar con cargas de sólidos constantes.
- Reducción de las superficies necesarias para la filtración del efluente.
- Mejora de los rendimientos de los filtros.
- En el tratamiento químico, el amortiguamiento de las cargas aplicadas mejora el control de la dosificación de los reactivos y la fiabilidad del proceso.

#### 4.5.8.1. Diseño de Tanque de Homogenización

Para poder realizar el diseño del tanque de homogenización se adaptó el gasto medio al comportamiento del caudal a través del día (Metcalf, Eddy, 2003) (Figura 4.12).



Figura 4.12 Representación gráfica de la variación horaria del caudal de diseño.

Fuente: Metcalf, Eddy, 2014

De la gráfica (Figura 4.12) se obtuvo el porcentaje del gasto medio consumido a cada hora, observando que en las primeras horas del día el porcentaje de consumo es por debajo del gasto medio debido a que la mayoría de las personas duermen, mientras que después de las 10:00 hrs el porcentaje de consumo está por encima del gasto medio, debido a que las personas ya están realizando sus actividades y consumiendo agua. Los porcentajes de consumo estimados a cada hora, se multiplicaron por el gasto medio (Tabla 4.4), posteriormente se calculó el comportamiento estimado del gasto de diseño y se tabuló en la Tabla 4.13.

Tabla 4.13 Comportamiento estimado del gasto

Periodo	Horas transcurridas	Gasto (m <sup>3</sup> /s)	Gasto en una hora (m <sup>3</sup> )	Volumen acumulado de entrada (m <sup>3</sup> )	Volumen acumulado de salida (m <sup>3</sup> )	Volumen regulado (m <sup>3</sup> )
	0	0.00	0.00	0.00	52.48	52.48
<b>0 a 1</b>	1	8.55	30.80	30.80	95.86	65.06
<b>1 a 2</b>	2	7.71	27.76	58.56	139.23	80.68
<b>2 a 3</b>	3	7.23	26.03	84.58	182.61	98.03
<b>3 a 4</b>	4	7.11	25.59	110.17	225.98	115.81
<b>4 a 5</b>	5	7.59	27.33	137.50	269.36	131.86
<b>5 a 6</b>	6	8.55	30.80	168.30	312.73	144.44
<b>6 a 7</b>	7	9.28	33.40	201.69	356.11	154.42
<b>7 a 8</b>	8	10.96	39.47	241.17	399.48	158.32
<b>8 a 9</b>	9	12.41	44.68	285.84	442.86	157.02
<b>9 a 10</b>	10	14.22	51.18	337.02	486.23	149.21
<b>10 a 11</b>	11	15.66	56.39	393.41	529.61	136.20



<b>11 a 12</b>	12	17.95	64.63	458.04	572.98	114.94
<b>12 a 1</b>	13	20.72	74.61	532.65	616.36	83.71
<b>1 a 2</b>	14	19.64	70.70	603.35	659.73	56.39
<b>2 a 3</b>	15	18.92	68.10	671.45	703.11	31.66
<b>3 a 4</b>	16	17.35	62.46	733.91	746.48	12.58
<b>4 a 5</b>	17	15.54	55.95	789.86	789.86	0.00
<b>5 a 6</b>	18	11.33	40.77	830.63	833.23	2.60
<b>6 a 7</b>	19	8.80	31.66	862.30	876.61	14.31
<b>7 a 8</b>	20	9.16	32.97	895.26	919.98	24.72
<b>8 a 9</b>	21	10.84	39.04	934.30	963.36	29.06
<b>9 a 10</b>	22	11.93	42.94	977.24	1006.73	29.49
<b>10 a 11</b>	23	11.08	39.91	1017.14	1050.11	32.96
<b>11 a 0</b>	24	9.64	34.70	1051.84	1093.48	41.64

Los resultados de la Tabla 4.13, fueron graficados, y se obtuvo la curva masa de entrada y salida, a partir de estas dos se trazó la curva masa corregida, misma que permitió calcular el volumen del tanque de homogenización (Figura 4.13).

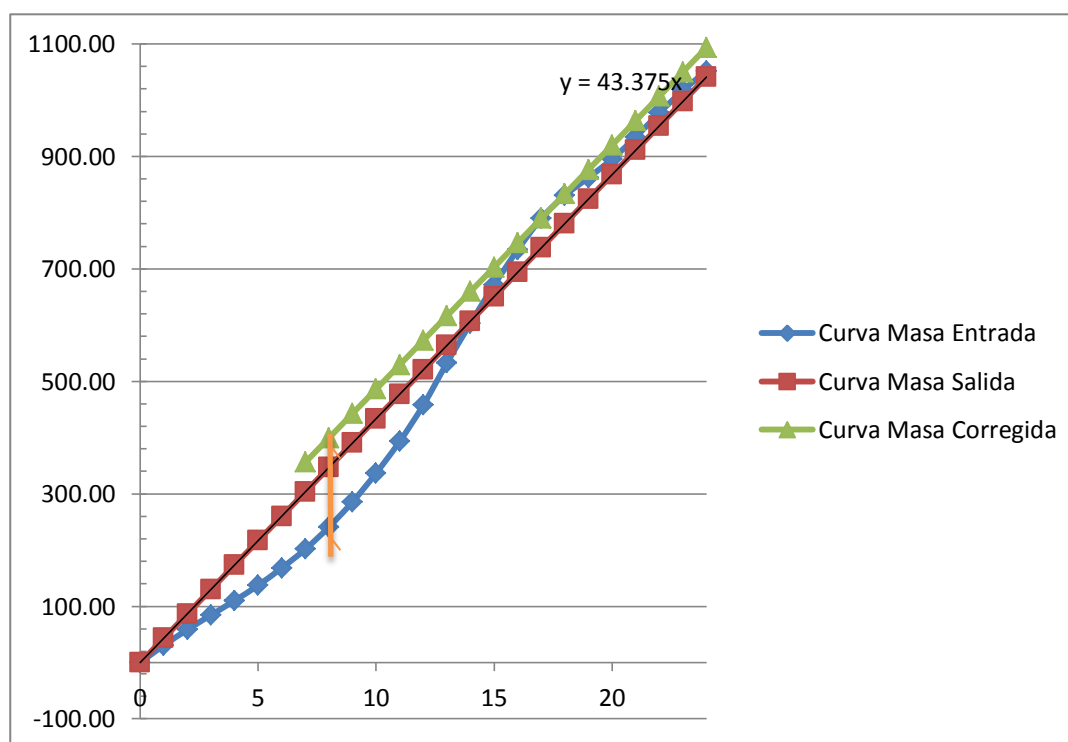


Figura 4.13 Curva masa de entrada y salida del tanque de homogenización.

El volumen del tanque necesario es de  $158.32\text{m}^3$  más un 25% de factor de seguridad, se obtuvo un valor de  $197.89\text{ m}^3$ . Se propone usar un tanque de homogenización de 6.00 m de profundidad x 5.75 m de largo x 5.75 m de ancho para ahorrar terreno ya que en este proyecto es el factor limitante.

## 4.6. Tratamiento Secundario

La expresión tratamiento secundario se refiere a todos los procesos de tratamiento biológico de las aguas residuales, tanto aerobios como anaerobios. (Ramalho, sf, ).

### 4.6.1. Elección del proceso de Tratamiento Secundario.

Existen diversos tipos para el tratamiento de las aguas residuales, en la República Mexicana, el proceso de lodos activados es el más común (Figura 4.14), más no el más factible para este caso.

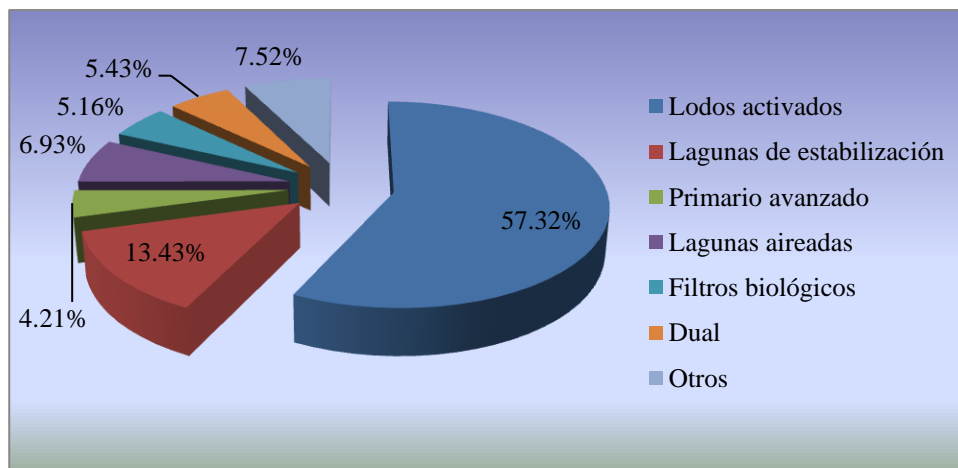


Figura 4.14 Porcentaje de los diferentes tipos de procesos para el tratamiento de aguas residuales.  
Fuente: CONAGUA, 2014.

En base al análisis de los diferentes tipos de tratamiento secundario que existen en la actualidad, se llegó a la conclusión de que el proceso más apto para el tratamiento secundario de las aguas residuales de los Fraccionamientos de Privadas del Pedregal, es el DUAL, debido a que este proceso se puede llevar a cabo en un área de terreno poco extensa, y en este proyecto es lo que se buscó, debido a la plusvalía del terreno, además de tratar mayor cantidad de agua en muy poco tiempo, muy poca producción de lodos de desecho y el costo de energía para su funcionamiento es muy bajo, por esto aunque requiera una inversión inicial considerable, se volverá factible en muy poco tiempo.

### 4.6.2. Proceso Dual (Anaerobio-Aerobio).

El proceso Dual (anaerobio-aerobio) aumenta la eficiencia de tratamiento de las aguas residuales. En la etapa anaerobia se elimina la mayor cantidad de materia orgánica en el agua residual y en la aerobia se pule el efluente anaerobio. La calidad del agua que entrega este proceso cumple con la Norma NOM-003-ECOL-1997 la cual establece que es recomendada para su reúso en riego de jardines, lavado de coches y calles e inclusive en la descarga de sanitarios, con una adecuada desinfección en todos los casos.

Una de las ventajas más importantes que ofrece este tipo de acoplamiento, además del decremento del costo de mantenimiento y operación, es la disminución en más de 5 veces de la producción de lodo, al ser comparada ésta con la de un sistema aerobio solo.

Uno de los sistemas de tratamiento que ofrece ventajas desde el punto de vista económico, facilidad de operación y calidad en el agua tratada lo constituye la combinación de un reactor anaerobio tipo UASB con un sistema aerobio.

#### 4.6.3. Proceso Anaerobio.

Los métodos anaeróbicos de depuración de agua son más lentos que los aerobios pero requieren de menor energía para trabajar al no necesitar oxigenación forzada. Algunos sistemas anaeróbicos pueden recuperar una parte de la energía química de las aguas residuales al generar biogás. Son comunes los diseños de digestores anaerobios para el tratamiento directo de las aguas residuales.

Los digestores anaerobios contienen gran cantidad de materia orgánica suspendida. Una parte importante de este material, se encuentra compuesta por la biomasa bacteriana cuyos recuentos pueden llegar a 10<sup>9</sup> o 10<sup>10</sup> bacterias por ml. Esta cantidad, usualmente, es de dos a tres veces la cantidad normal usada en los reactores de lodos activados y compensa la menor velocidad de reacción de las bacterias anaerobias (Figura 4.15).

Las bacterias metanogénicas no necesitan oxígeno para vivir por lo que no se debe gastar energía en mezclar el agua residual para disolver oxígeno, lo que representa un ahorro importante de energía con respecto al sistema aerobio.

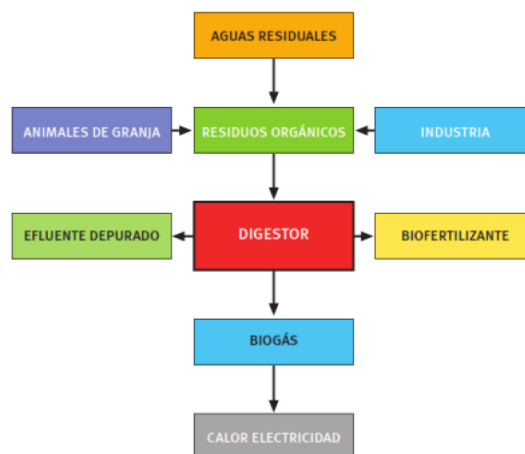


Figura 4.15 Proceso de digestión anaerobia a partir de residuos orgánicos.  
Fuente: Digestor Biomasa. Ministerio de Industria, Turismo y Comercio, 2012.

#### 4.6.4. Reactores Anaerobios

Existen dos grandes grupos de reactores anaerobios para el tratamiento de aguas residuales. Estos grupos difieren en el tipo de crecimiento microbiano.

Los reactores anaerobios pueden ser utilizados para tratar efluentes domésticos o industriales. Estos reactores, pueden utilizarse solos o con unidades de pos-tratamiento con el propósito de producir un efluente final adecuado para su disposición final.

Reactores según el tipo de crecimiento bacteriano:

➤ Reactores de lecho fijo.- Las bacterias que crecen en suspensión deben formar estructuras que las permitan permanecer en el reactor y no ser lavadas con el efluente, la eficacia del proceso dependerá en gran parte de la capacidad del inóculo para formarlas. Los tipos de reactores más comunes son los filtros anaerobios (AF), los biodiscos (ARBC), los reactores de contacto con soporte (CASBER) y los reactores de lecho fluido y lecho expandido (FB/EB).

➤ Reactores de crecimiento libre o suspendido. Los microorganismos se adhieren y agregan unos a otros formando flóculos o gránulos que se mantienen suspendidos en el reactor debido a las condiciones hidráulicas. Los reactores más importantes de este tipo son: de mezcla completa (CSTR), de contacto (ACP), de flujo ascendente con manto de lodos (UASB), por lotes en serie (ASBR) y el reactor anaerobio con deflectores (ABR).

#### 4.6.5. Diseño del Proceso de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA's o UASB)

El proceso anaerobio de flujo ascendente (UASB) consiste básicamente de un tanque Imhoff, "al revés", con cámaras de decantación y digestión anaeróbica superpuestas.

En este digestor existen 3 zonas bien definidas (Figura 4.16).

Las zonas son:

1. Zona de manto de lodos, en la cual se concentran los microorganismos que van a biodegradar el material orgánico presente en el agua residual a tratar.
2. Zona donde se encuentran dispersos los microorganismos a lo largo del UASB.
3. Zona de separación gas - líquido - sólido.

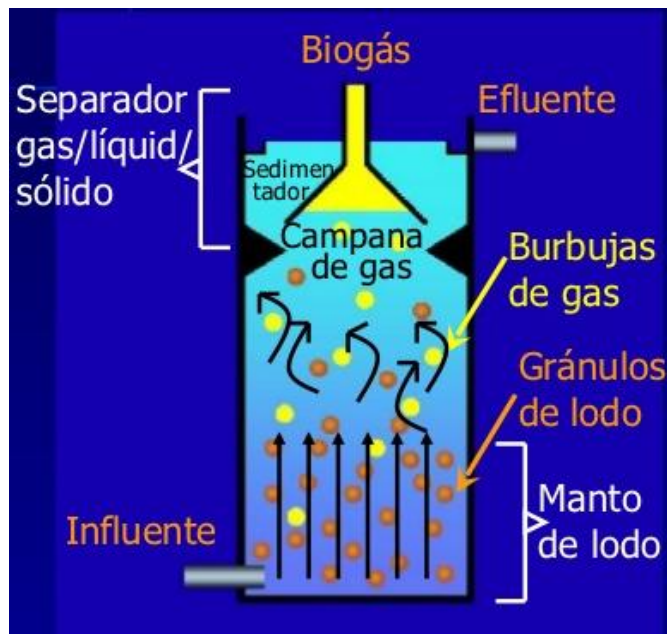


Figura 4.16 Zonas del digester anaerobio.

Fuente: Lettinga, G., 1983.

#### 4.6.5.1. Ventajas y Desventajas en Sistemas UASB.

Las ventajas y desventajas del tratamiento anaeróbico en sistemas UASB son los siguientes:

Ventajas

- Simplicidad. La construcción y operación de los reactores anaeróbicos es relativamente simple.
- Flexibilidad. El tratamiento anaeróbico se puede aplicar fácilmente a pequeña o gran escala.
- Bajos requerimientos de espacio. El área necesaria para instalar un reactor anaeróbico es baja.
- Bajo consumo de energía. El consumo de energía es prácticamente despreciable, ya que no se necesita calentar el influente para alcanzar la temperatura de operación y las operaciones de planta pueden realizarse por gravedad.
- Se produce energía durante el proceso en forma de gas metano.
- Baja producción de lodo biológico. La producción de lodo es más baja que en los métodos aeróbicos, debido a las bajas tasas de crecimiento de las bacterias anaeróbicas. El lodo que se produce está completamente estabilizado para disposición final y tiene buenas condiciones de deshidratabilidad.
- Bajos requerimientos de nutrientes y productos químicos. Especialmente en el caso de líquidos cloacales, es posible mantener un pH adecuado y estable sin la adición de químicos. Macronutrientes (nitrógeno y fósforo) y micronutrientes están presentes en general en los líquidos cloacales, mientras que no hay compuestos tóxicos.

## Desventajas

- Baja remoción de patógenos y nutrientes. Los microorganismos patógenos son sólo removidos parcialmente, excepto los huevos de helmintos, los cuales son capturados efectivamente en el manto de lodo.
- Larga puesta en marcha. Debido a las bajas tasas de crecimiento de las bacterias anaeróbicas, la puesta en marcha de un reactor anaeróbico lleva mucho tiempo, en comparación con un sistema aeróbico, siempre y cuando no haya un buen inóculo disponible.
- Posibilidad de malos olores. Durante el proceso anaeróbico se produce sulfuro de hidrógeno, sobre todo cuando existe alta concentración de sulfatos en el influente. Para evitar la producción de malos olores se requiere un manejo adecuado del biogás.
- Necesidad de post-tratamiento. Para alcanzar los límites de volcamiento impuestos en general por las leyes ambientales, es necesario algún tipo de post-tratamiento.

### 4.6.5.2. Características del Influyente.

La composición de las aguas residuales y el gasto, son parámetros cruciales para un diseño adecuado. El gasto que entra al tratamiento secundario corresponde al gasto medio de diseño del sistema de alcantarillado sanitario. Se diseñó con este gasto ya que el tanque homogeneizador del caudal, absorberá las variaciones horarias que sufre el gasto a través del día, el gasto medio es de 12.05 LPS, para el diseño utilizó un gasto en  $m^3/s$ , se realizó la conversión.

$$12.05 \left( \frac{L}{s} \right) * \frac{60s}{m} * \frac{60m}{h} * \frac{24h}{1d} * \frac{1m^3}{1000 L} = 1041.1 \left( \frac{m^3}{d} \right)$$

De la Tabla 4.3 se comparó la aportación media de contaminantes estimada, con la aportación de contaminantes determinada. Se observó que los valores se asemejaban, por lo cual para el diseño de la planta de tratamiento se eligió la aportación media de contaminantes, ya que es la carga promedio y se presenta comúnmente en las aguas residuales (Tabla 4.14).

Tabla 4.14 Aportación media de contaminantes

Contaminantes	Unidades	Media
Sólidos totales (ST)	mg/L	806
Disueltos, totales (SDT)	mg/L	560
Fijos	mg/L	336
Volátiles	mg/L	225
Sólidos en Suspensión (SS)	mg/L	195
Fijos	mg/L	43
Volátiles	mg/L	152
Sólidos sedimentables	mg/L	12
Demanda biológica de Oxígeno 5 días 20°C (DBO <sub>5</sub> ,20°C)	mg/L	200

Contaminantes	Unidades	Media
Carbono Orgánico Total (COT)	mg/L	164
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	508
Nitrógeno (en forma total N)	mg/L	35
Orgánico	mg/L	14
Amoniaco libre	mg/L	20
Nitritos	mg/L	0
Nitratos	mg/L	0
Fosforo (total en forma P)	mg/L	5.6
Orgánico	mg/L	3.2
Inorgánico	mg/L	2.4
Potasio	mg/L	16
Cloruros	mg/L	59
Sulfato	mg/L	36
Aceites y Grasas	mg/L	76
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	ug/L	100-400
Coliformes totales	No./100 ml	$10^7$ - $10^9$
Coliformes fecales	No./100 ml	$10^4$ - $10^6$

Fuente: Metcalf, Eddy, 2014

Se ha estimado que el 80% de la Demanda Química de Oxígeno (DQO) de las aguas residuales domesticas es soluble, mientras que el 20% es articulada. Además de esto, la composición de este tipo de aguas se encuentran disueltos nitratos, fosfatos, solidos suspendidos y sulfatos, sin embargo estos se encuentran en cantidades muy pequeñas, y no tienen ningún problema para cumplir con la NOM-003-ECOL-1997.

#### 4.6.5.3. Parámetros de Diseño

Además de contar con las anteriores características, debe cumplir con estas condiciones:

**pH:** El pH debe mantenerse próximo a la neutralidad, se pueden tener fluctuaciones entre 6.5 y 7.5. Su valor en el digestor no sólo determina la producción de biogás, sino también su composición.

**Alcalinidad:** es una medida de la capacidad tampón del medio, se recomienda que no sobrepase valores de 0.3-0.4 para evitar la acidificación del reactor.

**Nutrientes:** Se requiere unos valores de nutrientes que aseguren el crecimiento de microorganismos. Para ello es necesaria la presencia de macronutrientes (N, P, S) y micronutrientes (Fe, Zn, etc.) en proporciones adecuadas. Estos elementos se encuentran presentes en el líquido residual doméstico.

#### **4.6.5.4. Carga orgánica del reactor**

La elección de la carga orgánica del reactor depende de la concentración de sólidos suspendidos volátiles, del tipo de lodo que se va a tener en el reactor y de la remoción requerida de sólidos suspendidos volátiles.

Las aguas residuales sanitarias tienen una carga orgánica muy baja y está compuesta por moléculas orgánicas naturales que son degradadas por las bacterias sin problemas.

La carga orgánica elegida para este diseño es de 3 Kg DQO/m<sup>3</sup>\*d (Metcalf, Eddy, 2014). Con esta carga se pretende evitar la pérdida de biomasa ya que si se quisiera meter más agua, el flujo sería muy alto y la biomasa se agitaría. La reducción de los sólidos suspendidos será del orden del 70 al 80%.

#### **4.6.5.5. Características físicas.**

Las principales características físicas que requieren una cuidadosa consideración son: la alimentación de entrada, la separación y recolección de gas y la retirada del efluente, para proveer una distribución uniforme y evitar el acanalamiento y formación de zonas muertas. Estos dos aspectos son muy importantes sobre todo cuando se tratan aguas residuales débiles, ya que se puede tener menor producción de gas y mezcla del manto de lodos.

#### **4.6.5.6. Velocidad del flujo ascendente.**

Para aguas residuales con baja concentración de contaminantes, la velocidad permitida y la altura del reactor, determinará el volumen del reactor UASB y para para aguas residuales con alta concentración de contaminantes, la velocidad será determinada por la carga volumétrica de DQO.

La velocidad máxima de la corriente ascendente en el reactor depende del tipo de lodo presente y de las cargas aplicadas. Para reactores operando con lodos floculentos o con velocidades de carga orgánica que van de 3.0 a 6.0 kg DQO/m<sup>3</sup>.d, la media de las velocidades de flujo ascendente deben encontrarse entre 0.5 y 0.7 m/hora, con picos temporales de hasta 1.5 y 2.0 m/hora siendo tolerables durante 2 ó 4 horas.

#### **4.6.5.7. Separador de tres fases**

El separador de gas, sólido y líquido es un dispositivo esencial que necesita ser instalado en la parte superior del reactor. El principal objetivo de este separador es mantener el lodo anaeróbico dentro del reactor, lo que permite al sistema ser operado con un elevado tiempo de retención de sólidos. Esto es inicialmente logrado al separar el gas contenido en la mezcla líquida, que como consecuencia permite, el mantenimiento de las condiciones óptimas de sedimentación. Una vez que el gas es efectivamente eliminado, el lodo puede ser separado del líquido en la zona de sedimentación, y luego devuelto a la zona de digestión.



#### 4.6.6. Diseño del Reactor Anaerobio.

##### 4.6.6.1. Características del Influyente

En las Tablas 4.15, 4.16 y 4.17, se muestran las características del influente.

Tabla 4.15 Características del influente

Q	1041.12	m <sup>3</sup> /d
DQO	508.0	g/m <sup>3</sup>
DQOs	406.4	g/m <sup>3</sup>
SST	195.0	g/m <sup>3</sup>
SSV	152.0	g/m <sup>3</sup>
Temperatura	25	°C

Tabla 4.16 Características del influente

DQO <sub>TOTAL</sub>	508.0	mg/L
% de DQO <sub>Particulada</sub>	20%	%
DQO <sub>Particulada</sub>	101.6	mg/L
DQO <sub>Soluble</sub>	406.4	mg/L

Tabla 4.17 Características del influente

	Valor	Unidades
Temperatura	27	°C
% de remoción de DQO	45%	%
% de remoción de DQO <sub>particulada</sub>	50	%
X <sub>e</sub>	83.6	mg/L

En las Tablas 4.18 y 4.19, se muestran las condiciones de diseño de la planta de tratamiento.

Tabla 4.18 Condiciones de diseño.

	Valor	Unidades
Factor de efectividad del Reactor	0.85	%
f <sub>d</sub>	0.15	g VSS resto células/g VSS de biomasa deteriorada
pH	7.00	
% de CO <sub>2</sub> en fase gaseosa	35	%

Fuente: Metcalf, Eddy, 2003

Tabla 4.19 Condiciones de diseño.

$L_{org}$	3.0	Kg sDQO/m <sup>3</sup> -d	Fuente: Anexo 1
$v$	0.6	m/h	Fuente: Anexo 2
$H_G$	2.0	M	Fuente: Anexo 3

Tabla 4.20 Coeficientes cinéticos y estequiométricos.

$Y$	0.08	gVSS/gDQO
$k_d$	0.03	g/g-d
$\mu_m$	0.25	g/g-d
$K_s$	360	mg/L
$K$	3.125	

Fuente: Anexo 4

#### 4.6.6.2. Volumen del reactor y dimensiones.

Para determinar el volumen líquido en el reactor ( $V_n$ ) se empleó la Ecuación 4.13, así como para el volumen total del reactor ( $V_L$ ) se empleó la Ecuación 4.13.

$$V_n = \frac{QS_0}{L_{org}} = 141.04 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecuación 4.13})$$

$$V_L = \frac{V_n}{E} = 165.93 \text{ m}^3 \quad (\text{Ecuación 4.14})$$

El área del reactor (asumiendo que asuremos un reactor circular), se calculó mediante la Ecuación 4.15

$$A = \frac{Q}{v} = 72.30 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecuación 4.15})$$

El diámetro del área del reactor, la altura del líquido y la altura total del reactor, se calcularon mediante las Ecuaciones 4.16, 4.17 y 4.18.

$$D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 9.59 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 4.16})$$

$$H_L = \frac{V_L}{A} = 2.29 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 4.17})$$

$$H_T = H_L + H_G = 4.29 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 4.18})$$

### 4.6.6.3. Tiempo de Retención Hidráulico.

El tiempo de retención hidráulico, está relacionado con la carga orgánica, el gasto y la DQO, la cual se toma sobre el volumen nominal y el volumen de protección del reactor que básicamente son el espesor de la cama de lodos y su área de expansión al aplicarle flujo. En el caso del reactor anaerobio propuesto es de 3.82 horas (Ecuación 4.19).

$$t = \frac{V_L}{Q} = 3.82 \text{ h} \quad (\text{Ecuación 4.19})$$

### 4.6.6.4. Descripción gráfica del tanque del reactor

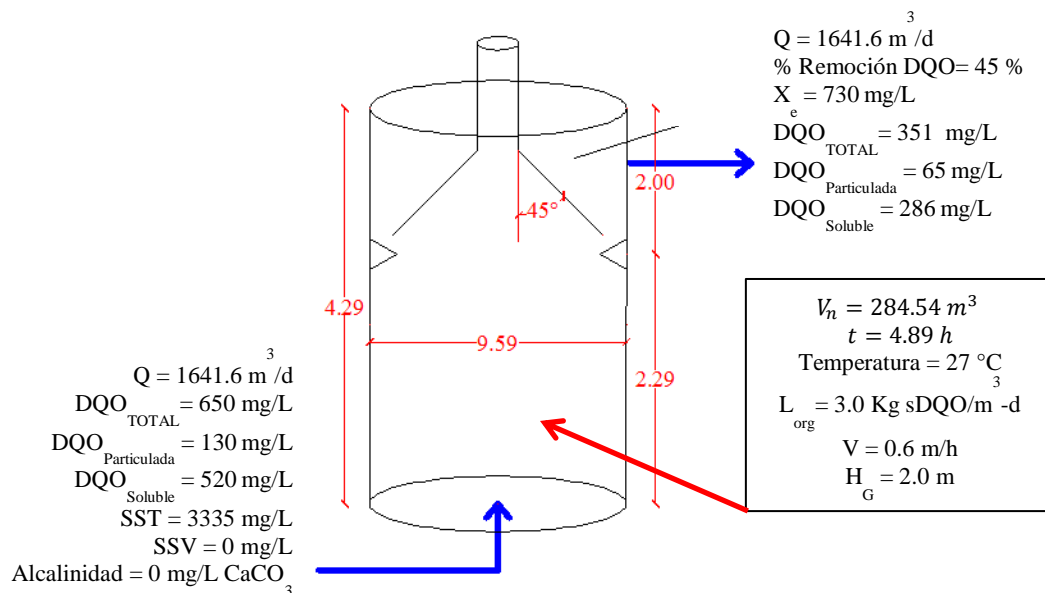


Figura 4.17 Representación gráfica de la forma del reactor UASB

### 4.6.6.5. Tiempo de Retención de Sólidos, (d)

Se emplea la Ecuación 4.20, para realizar iteraciones y obtener el tiempo de retención de sólidos.

$$P_{x,SSV} = \frac{Q Y (S_0 - S)}{1 + k_d SRT} + \frac{f_d k_d Q Y (S_0 - S) SRT}{1 + k_d SRT} + Q nbSSV - Q X_e \quad (\text{Ecuación 4.20})$$

Tabla 4.21 Valor del tiempo de retención de sólidos (SRT)

$Q * X_e$	8.7E+04
$P_{x,vss}$	8.7E+04
Dif	1.2E-02
<b>TRS =</b>	<b>77.111 d</b>

Fracción de DQO en el efluente se calculó mediante la Ecuación 4.21:

$$S = K_s \frac{1 + k_d SRT}{SRT(YK - k_d) - 1} = \mathbf{74.72 \text{ mg/L}} \quad (\text{Ecuación 4.21})$$

Con una DQO en el efluente de 74.72mg/l, no se cumple con la norma NOM-003-ECOL-1997, que establece que debe estar por debajo de 20 mg/l, por lo que es necesario un tratamiento aerobio para disminuir la DQO.

Fracción de DQO soluble se calcula mediante la Ecuación 4.22:

$$\% sDQO = \frac{S}{sDQO} = \mathbf{18.38 \%} \quad (\text{Ecuación 4.22})$$

La Cantidad de Sólidos que se desperdicia diariamente se calcula mediante la Ecuación 4.23:

$$P_{x,SSV} = QX_e = \mathbf{87.04 \frac{kg}{d}} \quad (\text{Ecuación 4.23})$$

La Concentración de MLSS y MLVSS en el reactor UASB se calcula mediante la Ecuación 4.24:

$$X_{SSV} = \frac{QX_e SRT}{V_n} = \mathbf{47.59 \text{ mg/L}} \quad (\text{Ecuación 4.24})$$

0.85 g VSS por cada g de STT

$$X_{SST} = \frac{X_{SSV}}{0.85} = \mathbf{55.98 \text{ mg/L}}$$

Con una cantidad de  $X_{SST}$  en el efluente de 55.98 mg/l, no se cumple con la norma NOM-003-ECOL-1997, que establece que debe estar por debajo de 20 mg/l.

La cantidad de gas metano producido en el reactor se calcula mediante la Ecuación 4.25.

La concentración de sulfato tiene un valor muy bajo, por lo que se asume que no hay bacterias sulfato reductoras, toda la DQO se degrada por bacterias metanogenicas

$$\begin{aligned} DQO &= S - S_0 = 182.88 \text{ mg/L} \\ DQO_{BM} &= (S - S_0) Q = \mathbf{190,400 \text{ g/d}} \end{aligned}$$

Producción de metano a 35°C.  $\mathbf{0.40 \text{ m}^3 \text{ CH}_4/\text{kg de DQO}}$  (Anexo 4)

Producción de Metano a 25°C.=  $\mathbf{0.387 \text{ CH}_4/\text{kg de DQO}}$

$$CH_4 = DQO_{BM} * Produccion = \mathbf{73,688L/d = 73.69 \text{ m}^3/d}$$

Volumen Total de Gas. Tomando en cuenta el factor de 65%.

$$V_{CH_4} = \frac{CH_4}{Factor} = \mathbf{113.37 \text{ m}^3/d} \quad (\text{Ecuación 4.25})$$

El valor de la Energía del Gas se calcula mediante la Ecuación 4.26.

Densidad del Metano a 35°C. **0.6346 kg/m<sup>3</sup>** (Anexo 4)

Densidad del Metano a 30°C. **0.6559 kg/m<sup>3</sup>**

Utilizando un factor de energía contenida de 50.1 kJ/g

$$E = CH_4 * Factor * Densidad = 2,421.40 \text{ kJ/d} \quad (\text{Ecuación 4.26})$$

El biogás producido en el reactor, es una cantidad muy baja, y se considera que debe ser recogido y posteriormente quemado. Por esta razón es necesario reemplazar el depósito de gas por una válvula de seguridad y un quemador, preferentemente localizado a una distancia segura del reactor.

La Alcalinidad requerida se calcula mediante la Ecuación 4.27.

Concentración de alcalinidad a 30°C Y 35% CO<sub>2</sub>, 1800 mg/L

$$Alcalinidd_{Req} = Alcalinidd_{Nec} - Alcalinidd_{Sus} = 1,800 \text{ mg/L} \quad (\text{Ecuación 4.27})$$

$$Alcalinidd_{Diaria} = Alcalinidd_{Req} * Q = 1,874.02 \text{ Kg de CaCO}_3 / d$$

La alcalinidad producida en el proceso no es suficiente para solventar la necesaria para llevarlo a cabo, es por eso que se requiere adicionar 1,874.02 Kg de carbonato de calcio

#### **4.6.6.6. Recogida de efluentes**

El efluente se recoge del reactor por su parte superior, en la zona de sedimentación.

#### **4.6.6.7. Producción de Lodos**

La producción de exceso de lodos es muy baja, serán digeridos en la segunda parte del tratamiento dual, es decir, en el proceso aerobio.

#### **4.6.6.8. Post-Tratamiento**

El proceso anaerobio no elimina totalmente los agentes contaminantes de las aguas residuales, razón por la cual no cumple con la norma NOM-003-ECOL-1997. Por lo tanto, es necesario el tratamiento Aerobio, cuya finalidad es remover la DQO restante y eliminar microorganismos patógenos.

#### 4.6.6.9. Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados.

Tabla 4.22 Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados.

Siglas	Parámetro	Cantidad	Unidad
Q	Gasto de diseño	1041.12	m <sup>3</sup> /d
S° ó DQO	Sustrato inicial	508.0	mg DQO/l
DQO <sub>s</sub>	Sustrato inicial soluble	406.4	mg DQO <sub>s</sub> /l
DQO <sub>p</sub>	Sustrato inicial particulada	101.6	mg DQO <sub>p</sub> /l
SST	Sólidos suspendidos totales	195	mg SST/l
SSV	Sólidos suspendidos volátiles activos	152	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>e</sub>	Sólidos suspendidos inertes en el Influyente	83.6	mg/l
T	Temperatura	21	°C
f <sub>d</sub>	Factor de decaimiento celular	0.15	g VSS cel./g VSS de biom.
pH	Potencial de Hidrogeno	7.00	
% de CO <sub>2</sub>	Porcentaje de dióxido de carbono en fase gaseosa	35	%
Y	Rendimiento celular	0.08	gVSS/gDQO
k <sub>d</sub>	Máxima tasa de velocidad de utilización de sustrato	0.03	g/g-d
μ <sub>m</sub>	Tasa de crecimiento celular	0.25	g/g-d
K	Factor estequiométrico	3.125	
V <sub>n</sub>	Volumen nominal del líquido	141.0	m <sup>3</sup>
L <sub>Org</sub>	Carga organica	3.0	Kg $\frac{sDQO}{m^3 - d}$
V <sub>L</sub>	Volumen del total del reactor	165.9	m <sup>3</sup>
E	Eficiencia	85	%
D	Diametro del reactor	9.59	m
H <sub>L</sub>	Altura del liquido	2.29	m
H <sub>G</sub>	Volumen del colector de biogas	2.0	m
H <sub>T</sub>	Altura total del reactor	4.29	m
t ó TRH	Tiempo de retención hidraulico	3.82	h
v	Velocidad de ascensión		m/hr
P <sub>x,SSV</sub>	Cantidad de sólidos desperdiciados	87.04	Kg/d
S	Sustrato final	74.7	$\frac{mgDQO}{l}$
TRS	Tiempo de retención de sólidos	77.1	d
X <sub>SSV</sub>	Cantidad de sólidos suspendidos volatiles	47.59	mg/L
X <sub>SST</sub>	Cantidad de sólidos suspendidos totales	55.98	mg/L
V <sub>CH<sub>4</sub></sub>	Volumen total de gas metano	113.37	m <sup>3</sup> /d
E	Energía del Gas	2,421.4	kJ/d
Alc <sub>REQ</sub>	Alcalinidad requerida	1,874.0	Kg/d

## **4.7. Proceso Aerobio.**

Los procesos biológicos permiten eliminar de las aguas residuales las sustancias biodegradables disueltas. El sustrato suministra la fuente de alimento a los microorganismos y se transforma en condiciones aerobias en biomasa, dióxido de carbono y agua. Los microorganismos aerobios necesitan oxígeno para respirar. Además del sustrato, generalmente también se tienen que eliminar del agua residual los compuestos de nitrógeno como el amonio y los nitratos. Un grupo de microorganismos convierten primero el amonio en nitrato (nitrificación). Otro grupo de microorganismos reduce luego el nitrato a nitrógeno elemental (desnitrificación). El nitrógeno producido escapa entonces como gas a la atmósfera. Existen dos tecnologías: los procesos de biopelícula y los de lodos activados.

### **4.7.1. Lodos Activados**

“El proceso de lodos activados ha sido utilizado para el tratamiento de las aguas residuales tanto industriales como urbanas desde hace aproximadamente un siglo. El diseño de las plantas de lodos activados se llevó a cabo fundamentalmente de una forma empírica. Solo al comienzo de los años sesenta se desarrolla una solución más racional para el diseño del sistema de lodos activados” (Ramalho, Sf).

#### **4.7.1.1. Descripción del Proceso de Lodos Activados**

En este tratamiento las aguas a tratar se introducen en un reactor donde se mantiene un cultivo bacteriano aerobio en suspensión. En el reactor se produce la transformación de los nutrientes en tejido celular y diversos gases. La demanda de oxígeno se atiende mediante difusores o aireadores mecánicos.

Las bacterias constituyen el grupo más importante de microorganismos en el proceso de lodos activados, siendo muy comunes la de los géneros *Alcaligenes flavobacterium*, *Bacillus* y *Pseudomonas*, otros microorganismos presentados son los hongos.

En el proceso de fangos activados, es necesario tener en cuenta: La elección del tipo de reactor, los criterios de carga, la producción de fango, las necesidades y transferencia de oxígeno, las necesidades de nutrientes, el control de organismos filamentosos y las características del efluente.

Se seleccionó un reactor de lodos activados de tipo flujo pistón, (Metcalf, Eddy, 2003) este tipo de reactor se usa comúnmente en el proceso de lodos activados. Asumiendo mezclado completo en el plano transversal pero mínimo mezclado en la dirección del flujo, la mezcla de agua residual y lodo de retorno viaja como una unidad a través del reactor (Valdez, Vázquez, 2003).

#### 4.7.1.2. Diseño del proceso de lodos activados.

Para el diseño del reactor biológico es necesario contar con las características de las aguas residuales que se desean tratar, las características del agua residual después de haber pasado por el tratamiento anaerobio se muestran en la Tabla 4.23.

Tabla 4.23 Cantidad de contaminantes.

Contaminantes	Unidades	Usada	55%
5 días 20°C (DBO <sub>5,20°C</sub> )	mg/L	200	110
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	508	279.40

La remoción de DQO y DBO en reactores anaerobios que trabajan con cargas bajas como sanitarias tienen reducciones típicas entre el 45% y el 55% una vez que están completamente estabilizados y tienen el volumen de lodo total. El diseño se va a realizar a partir de la DBO<sub>L</sub> más desfavorable.

$$Q^0 = 1,041.12 \text{ m}^3/d$$

$$DBO_L = 110 \text{ mg DBO}_L/l$$

$$X_v^0 = 0 \text{ SSV}_i/l$$

$$X_i^0 = 83.60 \text{ SSV}_i/l$$

El sustrato influente debe ser expresado como DBO<sub>L</sub> con el fin de hacer balances de masa completos en los electrones equivalentes. No tenemos la biomasa activa de entrada, pero la entrada significativa de SSV inerte. En este caso, todo el BOD<sub>L</sub> de entrada es soluble o es material particulado que se hidroliza a la DBO<sub>L</sub> soluble dentro del sistema de lodos activados.

#### 4.7.1.3. Características cinéticas y estequiométricas

Tabla 4.24 Características cinéticas y estequiométricas para bacterias aerobias heterótrofas.

y	0.42	mg SSVa/mg DBOL	Rendimiento celular
q	20	mg DBOL/ mg SSVa-d	Máxima tasa de velocidad de utilización de sustrato
K	10	mg DBOL/L (sustratos simples; >10)	Concentración una mitad de la tasa máxima
b	0.15	1/d	Coefficiente de decaimiento endógeno
fd	0.8		Fracción de la biomasa activa que es biodegradable
μ	$\frac{y}{q=9/d}$	8.4	Tasa de crecimiento celular

Fuente: Rittmann, McCarthy, 2001.



#### 4.7.1.4. Criterio de diseño.

El criterio de diseño es cumplir con los requerimientos del tratamiento establecidos por la norma NOM-003-ECOL-1997, los cuales establecen un límite máximo permisible en los contaminantes para aguas con fines de reúso. Los valores se muestran en la Tabla 4.25.

Tabla 4.25 Límites máximos permitidos por las normas vigentes.

Tipo de reúso	Promedio mensual				
	Coliformes fecales (NMP/100 ml)	Huevos de helminto (#/L)	Grasa y aceites (mg/L)	DBO <sub>5</sub> (mg/L)	SST (mg/L)
Servicios al público con contacto directo	240.00	4.0	15.0	20.0	20.0
Servicios al público con contacto indirecto u ocasional.	1000.00	5.0	15.0	30.0	30.0

Fuente: NOM-003-ECOL-1997.

#### 4.7.1.5. Tiempo de retención mínimo de sólidos

El tiempo de retención mínimo de sólidos es un valor limitante del proceso, se calcula mediante la Ecuación 4.27 y representa el tiempo en el que ocurre el lavado de materia orgánica a través de efluente, conocido como Washout.

$$[\theta x^{min}]_{lim} = \frac{1}{Y\hat{q} - b} = 0.1212 d \quad (\text{Ecuación 4.27})$$

De lo anterior se establece que a un valor de 0.1212 días de retención de sólidos, existirá un lavado de lodos (Washout), debido a que los lodos serían muy jóvenes y tendrían muy mala floculación y por consecuencia mala sedimentación.

#### 4.7.1.6. Tiempo de retención de sólidos

Se diseña el reactor para que tenga un tiempo de retención de sólidos (Ecuación 4.28), este indica el tiempo que duran los microorganismos en el reactor, se calculó al multiplicar el tiempo de retención de sólidos mínimo por un factor, se debe seleccionar para el caso de un reactor de aireación convencional un factor de seguridad que se encuentre en un rango de  $20 < Sf < 70$ . El factor, indica el margen de seguridad en el cual se busca obtener un tiempo de retención de sólidos en un rango aceptable y se evita tener problemas por el lodo joven como el lavado de lodos (Washout), y lodo viejo que provoca el esponjamiento de lodos (bulking).

Para el diseño de este reactor se utilizó un valor de 37 para el factor de seguridad, para tener un tiempo de retención de sólidos adecuado entre 4 y 14 días (Metcalf and Eddy, 2014).

$$\theta_x^d = F.S. [\theta_x^{min}]_{lim} = 4.5 d \quad (\text{Ecuación 4.28})$$

El tiempo de retención de sólidos es de 4.5 días, lo cual es un tiempo aceptable para el buen funcionamiento de este tipo de sistema de lodos activados.

#### 4.7.1.7. Sustrato en el efluente

Una vez calculado el tiempo de retención de sólidos, mediante la Ecuación 4.29 se calculó la concentración del sustrato en el efluente S, este valor indica la calidad de efluente del proceso de tratamiento. Además este valor nos sirve para revisar si cumple o no el efluente con las características establecidas por la norma NOM-003-ECOL-1997.

$$S = K \frac{1 + b\theta_x}{Y\hat{q}\theta_x - (1 + b\theta_x)} = 0.46 \text{ mg DBOL/l} \quad (\text{Ecuación 4.29})$$

De lo anterior se puede concluir que el proceso tiene un 99.58% de eficiencia, ya que sustrato del efluente es de 0.46 mg DBOL/L y el de entrada es de 110.00 mg DBOL/L.

#### 4.7.1.8. Tiempo de retención hidráulico

Es el que representa la duración del líquido dentro del reactor. Fue calcularlo mediante la Ecuación 4.30 y fue necesario proponer un valor de sólidos suspendidos volátiles ( $X_v$ ), dicho valor debe de estar en un rango establecido para cada tipo de aireación de sistema de lodos activados, para este caso de aireación convencional los  $X_v$  deben estar en un rango de  $1500 \text{ mg SSV/L} < X_v < 3000 \text{ mg SSV/L}$  para tener una buena calidad de microorganismos (Metcalf and Eddy, 2014).

Se propuso un valor para los sólidos suspendidos volátiles ( $X_v$ ) de  $2500 \text{ mg SSV/L}$ . ya que con este valor se tiene una buena cantidad de microorganismos, y a partir de este valor depende el tiempo de retención hidráulico que se necesite en el reactor, ya que a menor concentración de sólidos suspendidos volátiles en el reactor, se necesitará un mayor tiempo de retención hidráulico, lo que lleva a tener un reactor más grande y constructiva y operacionalmente más costoso.

$$\theta = \frac{\theta_x}{X_v} \left[ X_i^0 + \frac{1 + (1 - f_d)b\theta_x}{1 + b\theta_x} Y(S^0 - S) \right] = 0.207 d = 5.0 \text{ horas} \quad (\text{Ecuación 4.30})$$

#### 4.7.1.9. Volumen del reactor

El volumen del reactor se calcula mediante de Ecuación 4.31, a partir del gasto que se requiere tratar y el tiempo de retención hidráulico, por lo cual en este paso se define la geometría del reactor.

(Ecuación 4.31)

$$V = \theta * Q^0 = 215.1 \text{ m}^3$$

Se propuso utilizar un reactor de 6.00 m de ancho x 6.00 m de largo con una profundidad de 6 m. con una capacidad de 216.00 m<sup>3</sup>.

#### 4.7.1.10. Sólidos suspendidos en licor mezclado

Los SSVLM se calculan mediante la Ecuación 4.32, están asociados con algunos sólidos inorgánicos. Cerca de un 90% de la biomasa es orgánica y el otro 10% de materia inorgánica.

$$SS_i = SSVLM_{Real} * \frac{10}{90} = 277.8 \frac{\text{mg } SS_i}{l} \quad (\text{Ecuación 4.32})$$

Además se asume que la entrada de sólidos suspendidos inorgánicos es de 20 mg/L este es incrementado por la concentración de sólidos por un factor correspondiente al licor mezclado de  $\theta_x/\theta$  (Ecuación 4.33).

$$SS_{adicional} = SS_i * \frac{\theta_x}{\theta} = 434.8 \frac{\text{mg } SS_{adicional}}{l} \quad (\text{Ecuación 4.33})$$

En total los SSLM se calcula mediante la Ecuación 4.34 (Rittmann, McCarty, 2001).

$$SSLM = SSVLM + SS_i + SS_{adicional} = 3,213.4 \frac{\text{mg } SSLM}{l} \quad (\text{Ecuación 4.34})$$

La cantidad de sólidos suspendidos totales en el sistema es de 3,213.4 mg SSLM/L

#### 4.7.1.11. Sólidos suspendidos volátiles activos

La cantidad de sólidos suspendidos volátiles activos en el reactor se calculan mediante la Ecuación 4.35:

$$X_a = \frac{\theta_x Y(S^0 - S)}{\theta (1 + b\theta_x)} = 598.3 \frac{\text{mg } VSS_a}{l} \quad (\text{Ecuación 4.35})$$

De lo anterior se obtiene que 598.3 mg SSVa/L corresponde a la cantidad de microorganismos que se encuentran activos, es decir que realizan la biodegradación de los contaminantes de las aguas residuales.

#### 4.7.1.12. Sólidos suspendidos volátiles inertes

La cantidad de sólidos suspendidos volátiles inertes en el reactor se calculó con la Ecuación 4.36, sirve para cuantificar la cantidad de lodos activos en el sistema.

$$X_i = \frac{\theta_x}{\theta} [X_i^0 + X_a(1 - f_d)b\theta] = 1901.74 \frac{mg \text{ SSV}_i}{l} \quad (\text{Ecuación 4.36})$$

De lo anterior se obtiene que 1901.74 mg SSVi/L corresponde a la cantidad de microorganismos que se encuentran inactivos, es decir que no realizan la biodegradación de los contaminantes de las aguas residuales.

#### 4.7.1.13. Relación alimento – microorganismo

Para una operación conveniente del sistema de lodos activados, es necesario que los microorganismos tengan la cantidad adecuada de alimento, poco o demasiado alimento causa problemas de sedimentación en el clarificador (Torrescano, 2009).

Es necesario determinar el mejor medio ambiente para la cantidad de microorganismos, para tener un sistema balanceado, la relación alimento microorganismos F/M se calcula mediante la Ecuación 4.3), esta relación debe encontrarse en un rango de  $0.2 < F/M < 0.6$ .

$$\frac{F}{M} = \frac{Q * S_o}{V * SSLM} = 0.213 \quad (\text{Ecuación 4.37})$$

La relación alimento- microorganismo tiene un valor de 0.213, este cumple con el rango establecido en la normatividad de diseño (CONAGUA, 2014).

#### 4.7.1.14. Tasa de pérdida de sólidos

Tabla 4.26 Tasa de pérdida de sólidos

Símbolo	Formula	Resultado	Descripción
$\frac{\Delta X_j}{\Delta t}$	$\frac{V}{\theta_x}$	47,797.28 $X_j$	Tasa de pérdida de sólidos.
$\frac{\Delta X_a}{\Delta t}$	$\frac{\Delta X_j}{\Delta t} * X_a$	28'595,221.37 $\frac{mg \text{ SSV}_a}{l}$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles activos.
$\frac{\Delta X_v}{\Delta t}$	$\frac{\Delta X_j}{\Delta t} * X_v$	119'493,208.25 $\frac{mg \text{ SSV}}{l}$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles.
$\frac{\Delta X_i}{\Delta t}$	$\frac{\Delta X_j}{\Delta t} * X_i$	90'897,986.88 $\frac{mg \text{ SSV}_i}{l}$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles inertes.
$\frac{\Delta X_{SS}}{\Delta t}$	$\frac{\Delta X_j}{\Delta t} * X_{SS}$	153'592,631.39 $\frac{mg \text{ SS}}{l}$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles en licor mezclado.

#### 4.7.1.15. Estimaciones de recirculación de lodos y concentraciones de sólidos en el efluente

Para el diseño del reactor se estimó que el sedimentador funcionara correctamente, por lo que se dedujo el valor de los sólidos suspendidos volátiles en el efluente de 15 mg SSV/L, con una recirculación de 10,000 mg SSV/L. (Rittmann, McCarty, 2001).

$$\begin{aligned}X_v^r &= X_a^r + X_i^r = 10,000 \text{ mg SSV/l} \\X_v^e &= (X_i + X_a)^{\text{eff}} = 15 \text{ mg SSV/l}\end{aligned}$$

$$\frac{X_a}{X_v} = 0.24 \frac{\frac{\text{mg SSV}_a}{l}}{\frac{\text{mg SSV}}{l}}$$

$$\frac{X_a}{X} = 0.19 \frac{\frac{\text{mg SSV}_a}{l}}{\frac{\text{mg SS}}{l}}$$

#### 4.7.1.16. Sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador

La cantidad de sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador se calcula mediante la Ecuación 4.39, este valor es muy importante ya que es uno de los parámetros que se deben de cumplir respecto a la norma NOM-003-ECOL-1997, la cual establece que los sólidos suspendidos en el efluente no deberán superar los 20 mg SS/L.

$$X_a^e = X_v^e * \frac{X_a}{X_v} = 3.6 \text{ mg VSS/l} \quad (\text{Ecuación 4.38})$$

La cantidad de sólidos suspendidos inactivos en el efluente del sedimentador.

$$X_i^e = \frac{X_a^e}{\frac{X_a}{X}} = 19.3 \text{ mg VSS/l} \quad (\text{Ecuación 4.39})$$

Se analizaron los sólidos suspendidos en el efluente y se compararon con el límite máximo permisible de 20 mg SS/L establecido por la norma NOM-003-ECOL-1997, se puede concluir que el diseño de este reactor cumple con este parámetro, al tener 19.3 mg SS/L < 20 mg SS/L.

#### 4.7.1.17. Sólidos suspendidos en el tanque de aireación y sedimentador

Concentración de sólidos suspendidos en el tanque de aireación:

- Sólidos suspendidos volátiles en licor mezclado, SSVLM ( $X_v$ )
- Sólidos suspendidos en licor mezclado, SSLM ( $X_{ss}$ )
- Sólidos suspendidos activos en licor mezclado, SSVaLM ( $X_a$ )
- Sólidos suspendidos inertes en licor mezclado, SSViLM ( $X_i$ )

Lodo reciclado desde el sedimentador, se calculó mediante la Ecuación 4.40, es la proporción del lodo recirculado (10,000 mg VSS/L) respecto al lodo en el reactor (2500 mg SSV/L).

$$\frac{X_v^r}{X_v} = 4.0 \quad (\text{Ecuación 4.40})$$

Tabla 4.27 Cantidad de Sólidos en el licor mezclado en el sedimentador

Símbolo	Formula	Resultado	Descripción
$X_v^r$	$4.0 * X_v$	<b>10,000.00 mg SS/l</b>	sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado en el sedimentador
$X_{SS}^r$	$4.0 * X_{SS}$	<b>12,853.67 mg SS/l</b>	sólidos suspendidos en el licor mezclado en el sedimentador
$X_a^r$	$4.0 * X_a$	<b>2,393.04 mg SSV<sub>a</sub>/l</b>	sólidos suspendidos activos en licor mezclado activos en el sedimentador
$X_i^r$	$4.0 * X_i$	<b>7,606.96 mg SSV<sub>i</sub>/l</b>	sólidos suspendidos inactivos en licor mezclado en el sedimentador

#### 4.7.1.18. Tasa de desecho de lodo

La tasa de desecho de lodo se calcula mediante la Ecuación 4.42, y es la porción del gasto de tratamiento que es destinado a desecharse, el desecho tiene como fin eliminar el exceso de lodos del sistema, posteriormente los lodos de desecho se almacenan en un digestor donde se estabilizan mediante respiración endógena. A continuación se procede a calcular el caudal de emaciación lodos ( $Q^w$ )

$$Q^w = \frac{\frac{\Delta X_v}{\Delta t} - Q^0 X_v^e}{X_v^r - X_v^e} = 11,965.71 \frac{l}{d} \quad (\text{Ecuación 4.41})$$

$$\frac{Q^w}{Q} = 0.0115 = 1.15\% \quad (\text{Ecuación 4.42})$$

El flujo desechado representa el 1.15 % del flujo total. Es decir 11.9 m<sup>3</sup>/d son dirigidos hacia el sistema de digestión de lodos, para su neutralización.

Los sólidos que salen del proceso se calculan mediante las Ecuaciones 4.43, 4.44, 4.45 y 4.46:

$$\text{Volatiles} = Q^w * X_v^r = 119,657,077.07 \text{ mg SSV/d} \quad (\text{Ecuación 4.43})$$

$$\text{Totales} = Q^w * X_{SS}^r = 153,803,262.96 \text{ mg SS/d} \quad (\text{Ecuación 4.44})$$

$$\text{Activos} = Q^w * X_a^r = 28,634,435.85 \text{ mg SSV}_a/\text{d} \quad (\text{Ecuación 4.45})$$

$$\text{Inactivos} = Q^w * X_i^r = 91,022,641.21 \text{ mg SSV}_i/\text{d} \quad (\text{Ecuación 4.46})$$

#### 4.7.1.19. Nutrientes requeridos.

Los nutrientes normalmente están presentes en cantidades suficientes en el agua residual de origen municipal, sin embargo, en algunos casos es necesario agregar estos nutrientes a un agua de origen industrial para proveer suficiente nitrógeno (N) y fosforo (P). En la mayoría de los casos, el N se agrega como amonio y P como ácido fosfórico.

Las bacterias requieren nitrógeno para producir protoplasma, es decir otras bacterias y el fosforo para generar químicos (enzimas) que necesitan para romper compuestos orgánicos presentes en el agua residual (Torrescano, 2009).

Los nutrientes requeridos se calculan mediante las Ecuaciones 4.47, 4.48, 4.49, 4.50, 4.51, 4.52 y 4.53.

$$\left(\frac{\Delta X_v}{\Delta t}\right)_{\text{Biol}} = \frac{\Delta X_v}{\Delta t} - Q^0 * X_i^0 = 661,863,529.41 \text{ mg} \frac{\text{SSV}_i}{l} \quad (\text{Ecuación 4.47})$$

$$\gamma N = \frac{PM \text{ Nitrógeno}}{PM C_5H_7O_2N} = \frac{14g \text{ Nitrógeno}}{113 g C_5H_7O_2N} = 0.1239 \quad (\text{Ecuación 4.48})$$

$$N = \gamma N \left(\frac{\Delta X_v}{\Delta t}\right)_{\text{biol}} = 14,805,208.50 \text{ mg N} / d = 14.81 \text{ kg N} / d \quad (\text{Ecuación 4.49})$$

$$N = \frac{N}{Q} = \frac{14,805,208.50 \text{ mg N} / d}{1,041,120 l/d} = 14.22 \text{ mg N} / l \quad (\text{Ecuación 4.50})$$

La CONAGUA indica que en las aguas residuales municipales, se tiene un valor medio de 40 mg N/L, por lo que se establece que no se debe adicionar nitrógeno en forma de amonio.

$$\gamma P = \frac{\gamma N}{5} = 0.0248 \quad (\text{Ecuación 4.51})$$

$$P = \frac{N}{5} = 2,961,041.70 \text{ mg P} / d = 2.96 \text{ kg N} / d \quad (\text{Ecuación 4.52})$$

$$P = \frac{N}{5 * Q} = 2.84 \text{ mg P} / l \quad (\text{Ecuación 4.53})$$

La CONAGUA indica que en las aguas residuales municipales, se tiene un valor medio de 8.00 mg P/L, por lo que se establece que no se debe adicionar fosforo en forma de ácido fosfórico.

#### 4.7.1.20. Concentración de los productos microbianos solubles (PMS).

Además de estar consumir sustrato y generar biomasa, las bacterias también genera productos microbiales solubles, parecen ser componentes celulares que se liberan durante la lisis celular, se difunden a través de la membrana celular, se pierden durante la síntesis, o se excretan por algún motivo.

Estos componentes son biodegradables, PMS son importantes porque están presentes en todos los casos y forman la mayor concentración de DQO y DBO en el efluente.

Los PMS se pueden subdividir en dos categorías:

- USPA – utilización del sustrato y productos asociados.
- BPA – biomasa y productos asociados.

Para poder calcular el valor de PMS fue necesario obtener los valores de USPA (utilización de sustrato y productos asociados) y BPA (biomasa y productos asociados). La información para definir los parámetros USPA y BPA es muy escasa, Noguera (1991) analizó los sistemas aerobios y obtuvo los mejores valores para calcular los PMS, los valores se muestran en la Tabla 4.28 (Rittmann, McCarty, 2001).

Tabla 4.28 Parámetros para calcular la concentración de productos microbianos (PMS).

$k_1$	0.12	g DQOp/gDQOs	Coefficiente de formación de USPA
$k_2$	0.09	g DQOp/gSSV <sub>a-d</sub>	Coefficiente de formación de BPA
$Q_{USPA}$	1.8	g DQOp/gSSV <sub>a-d</sub>	Máxima tasa- velocidad específica USPA
$K_{USPA}$	100	mg DQOp/L	Media máxima de concentraciones USPA
$q_{BPA}$	0.1	gDQOp/gSSV <sub>a-d</sub>	Máxima tasa- velocidad específica BPA
$K_{BPA}$	85	mg DQOp/L	Media máxima de concentraciones BPA

Fuente: Rittmann, McCarthy, 2001

Los productos microbianos solubles se calculan mediante las Ecuaciones 4.54, 4.55 y 4.56:

$$USPA = -\frac{q_{USPA}X_a\theta + K_{USPA} + k_1r_{UT}\theta}{2} + \sqrt{\frac{(q_{USPA}X_a\theta + K_{USPA} + k_1r_{UT}\theta)^2 - 4K_{USPA}k_1r_{UT}}{2}} \quad (\text{Ecuación 4.54})$$

$$USPA = 3.87 \frac{mg DQO_L}{l}$$



(Ecuación 4.55)

$$BPA = -\frac{K_{BPA} + (q_{BPA} - k_2)X_a\theta}{2} + \sqrt{\frac{(K_{BPA} + (q_{BPA} - k_2)X_a\theta)^2 - 4K_{BPA}k_2X_a\theta}{2}}$$
$$BPA = 17.75 \frac{mg DQO_L}{l}$$

$$PMS = USPA + BPA = 21.62 \frac{mg DQO_L}{l} \quad (\text{Ecuación 4.56})$$

La cantidad de productos microbiales solubles totales en el efluente es de 21.62 mg DQO<sub>L</sub>/l.

#### 4.7.1.21. Calidad del efluente final

##### 4.7.1.21.1. Calidad del efluente en términos de DQO.

La Demanda Química de Oxígeno, DQO, corresponde a la cantidad de materia contenida en las aguas residuales que puede ser oxidada por medios químicos

La demanda química de oxígeno contenida en el efluente se calculó al tomar en cuenta el sustrato (S), los productos microbianos solubles (PMS) y los sólidos suspendidos volátiles (SSV).

La cantidad de DQO contenido en el sustrato (S) se consideró la misma cantidad:

$$S \frac{mg DQO}{l} = 0.46 \frac{mg DQO}{l}$$

De lo anterior se concluye que la cantidad de DQO en el sustrato es de 0.5 mg DQO/L.

La cantidad de DQO contenido en los SSV del efluente se calcula mediante la Ecuación 4.57:

$$SSV \frac{mg DQO}{l} = X_v^e * 1.42 \frac{mg DQO}{mg VSS_a} = 21.30 \frac{mg DQO}{l} \quad (\text{Ecuación 4.57})$$

La cantidad de DQO contenido en los PMS se calcula mediante la Ecuación 4.58:

$$PMS \frac{mg DQO}{l} = UAP + BAP = 21.62 \frac{mg DQO}{l} \quad (\text{Ecuación 4.58})$$

La cantidad total de DQO en el efluente:

$$DBO_{Total} = 43.384 \frac{mg DQO}{l}$$

La cantidad de DQO en el efluente es de 43.384 mg DQO/L.

#### 4.7.1.21.2. Calidad del efluente en términos de $DBO_L$

La Demanda Biológica de Oxígeno,  $DBO$ , corresponde a la cantidad de materia contenida en las aguas residuales que puede ser oxidada por medios biológicos.

La demanda biológica de oxígeno contenida en el efluente se calculó al tomar en cuenta el sustrato (S), los productos microbianos solubles (PMS) y los sólidos suspendidos volátiles (SSV).

La cantidad de  $DBO_L$  contenido en el Sustrato (S) se consideró la misma cantidad:

$$S \frac{mg\ DBO_L}{l} = 0.46 \frac{mg\ DBO_L}{l}$$

De lo anterior se concluye que la cantidad de  $DBO_L$  en el sustrato es de  $0.5\ mg\ DBO_L/l$ .

La cantidad de  $DBO_L$  contenido en los  $SSV_{EFF}$  se calcula mediante la Ecuación 4.59:

$$SSV \frac{mg\ DBO_L}{l} = X_a^e * f_d * 1.42 \frac{mg\ DBO_L}{mg\ VSS_a} = 4.1 \frac{mg\ DBO_L}{l} \quad (\text{Ecuación 4.59})$$

La cantidad de  $DBO_L$  contenido en los PMS se calcula mediante la Ecuación 4.60:

$$PMS \frac{mg\ DBO_L}{l} = UAP + BAP = 21.6 \frac{mg\ DBO_L}{l} \quad (\text{Ecuación 4.60})$$

La cantidad total de  $DBO_L$  en el efluente:

$$DBO_{Total} = 26.1 \frac{mg\ DBO_L}{l}$$

La cantidad de  $DBO_L$  en el efluente es de  $43.4\ mg\ DBO_L/l$ .

#### 4.7.1.21.3. Calidad del efluente en términos de $DBO_5$

La Demanda Biológica de Oxígeno 5,  $DBO_5$ , corresponde a la cantidad de materia contenida en las aguas residuales que puede ser oxidada por medios biológicos, medida a 5 días transcurridos.

La demanda biológica de oxígeno 5 contenida en el efluente se calculó al tomar en cuenta el sustrato (S), los productos microbianos solubles (PMS) y los sólidos suspendidos volátiles (SSV).

La cantidad de  $DBO_5$  contenido en el Sustrato (S) se calcula mediante la Ecuación 4.61:

$$S \frac{mg\ DBO_5}{l} = S \frac{mg\ DBO_L}{l} * 0.68 = 0.39 \frac{mg\ DBO_5}{l} \quad (\text{Ecuación 4.61})$$

La cantidad de  $DBO_5$  contenido en los  $SSV_{EFF}$  se calcula mediante la Ecuación 4.62:

$$SSV \frac{mg DBO_5}{l} = X_a^e * f_d * 1.42 \frac{mg DBO_L}{mg VSS_a} * 0.40 = 1.6 \frac{mg DBO_5}{l} \quad (\text{Ecuación 4.62})$$

La cantidad de  $DBO_5$  contenido en los PMS se calcula mediante la Ecuación 4.63:

$$PMS \frac{mg DBO_5}{l} = (UAP + BAP) * 0.14 = 3.0 \frac{mg DBO_5}{l} \quad (\text{Ecuación 4.63})$$

La cantidad total de  $DBO_5$  en el efluente:

$$DBO_5 \text{ Total} = 5.0 \frac{mg DBO_L}{l}$$

La cantidad de  $DBO_5$  en el efluente es de 5.0 mg  $DBO_5/l$ .

Al analizar la cantidad de  $DBO_5/l$  en el efluente y compararlo con el límite máximo permisible de 20 mg  $DBO_5/l$  establecido por la norma NOM-003-ECOL-1997, se puede concluir que el diseño de este reactor cumple con este parámetro, al tener 5 mg  $DBO_5/L < 20$  mg  $DBO_L 5/l$ .

#### 4.7.1.22. Reciclaje del lodo.

##### 4.7.1.22.1. Tasa de reciclaje del lodo

Tasa de reciclaje de lodos se calcula mediante la Ecuación 4.64:

$$R = \frac{X_v}{X_v^r - X_v} = 0.333 \quad (\text{Ecuación 4.64})$$

Se tiene así una tasa de reciclaje del 33.3 %, la cual al ser comparada con la Figura 4.18, se observa que para una concentración de sólidos compactados de 10,000 mg/L el valor óptimo debe ser estar entre  $0.25 < R < 0.70$ , a partir de 0.70 comenzara a tener el sistema problemas de sedimentación que puede provocar bulking, lo que afectaría el funcionamiento óptimo de los lodos activados, es decir que con un valor de recirculación de 0.33, se puede concluir que el sistema de sedimentación opera de manera eficiente.

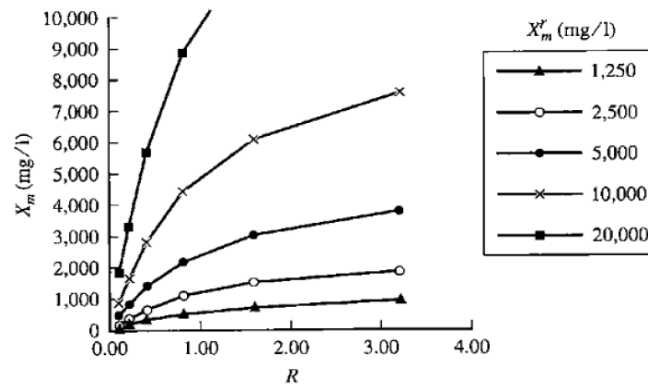


Figura 4.18 Comportamiento de la tasa de recirculación de lodos para la concentración máxima de SSM del tanque de aireación.

Fuente: Rittmann, McCarty, 2001.

#### 4.7.1.22.2. Gasto de recirculación.

El gasto de recirculación se calcula mediante la Ecuación 4.65, y es la cantidad de agua que retorna desde el sedimentador hacia el reactor para mantener una cantidad suficiente de lodos activados en el reactor.

$$Q_r = R * Q = 346.7 \frac{m^3}{d} \quad (\text{Ecuación 4.65})$$

El gasto de recirculación es de 346.7 m<sup>3</sup>/d o bien 4.0 l/s

#### 4.7.1.23. Índice de consumo de oxígeno

##### 4.7.1.23.1. Demanda de oxígeno en el influente (DOI)

La Demanda de oxígeno en el influente está en el sustrato y en los sólidos suspendidos volátiles inertes. Esta se calcula mediante la Ecuación 4.66:

$$S_o \frac{mg}{d} = Q * S_o = 114,523,200.0 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.66})$$

Los sólidos suspendidos volátiles inertes se calcularon mediante la Ecuación 4.67:

$$X_i^o \frac{mg}{d} = 1.42 * Q * X_i^o = 123,593,437.4 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.67})$$

La demanda de oxígeno en el influente se calcula mediante la Ecuación 4.68:

$$DOI = S_o \frac{mg}{d} + X_i^o \frac{mg}{d} = 238,116,637.4 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.68})$$

#### 4.7.1.23.2. Demanda de oxígeno contenida en el efluente del reactor.

La demanda de oxígeno que se encuentra en el efluente del sistema está contenida en el sustrato (S), los productos microbianos solubles (PMS) y los sólidos suspendidos volátiles (SSV).

La demanda de oxígeno contenida en el sustrato se calcula mediante la Ecuación 4.69:

$$S \frac{mg}{d} = Q * S = 478,915.2 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.69})$$

La demanda de oxígeno contenida en los productos microbianos solubles (PMS) se calcula mediante la Ecuación 4.70:

$$PMS \frac{mg}{d} = Q * PMS = 22,509,014.4 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.70})$$

La demanda de oxígeno contenida en los sólidos suspendidos volátiles se calcula mediante la Ecuación 4.71:

$$SSV \frac{mg}{d} = 1.42 * \frac{\Delta X_v}{\Delta t} = 169,680,355.7 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.71})$$

El total de la demanda de oxígeno contenida en el efluente se calcula mediante la Ecuación 4.72:

$$DOE = S_o \frac{mg}{d} + PMS \frac{mg}{d} + SSV \frac{mg}{d} = 192,668,285.3 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.72})$$

#### 4.7.1.23.3. El índice de consumo de oxígeno

La tasa de uso de oxígeno se calcula mediante la Ecuación 4.73:

$$ICO = DOI - DOE = 45,448,352.1 \frac{mg}{d} \quad (\text{Ecuación 4.73})$$

Es decir que por día se requiere una cantidad de 45.5 kg O<sub>2</sub>/d

#### 4.7.1.23.4. Energía requerida por el sistema para la adición de oxígeno.

La energía requerida por el sistema para la aireación de oxígeno en el reactor se calcula mediante la Ecuación 4.74:

$$P = ICO * 10^{-6} \frac{kg}{mg} * \frac{kg O_2}{kW h} * 24 \frac{h}{d} = 1.89 kW h \quad (\text{Ecuación 4.74})$$

Potencia requerida en el reactor = 1.89 kWh.

#### 4.7.1.23.5. Sistema de aireación del reactor.

Las técnicas de aireación consisten en el uso de difusores para inyectar aire comprimido en el reactor biológico y o el uso de mezcladores mecánicos para agitar el contenido de manera suficientemente violenta para introducir y distribuir aire a través del líquido. Es práctica común el uso de difusores de aire en los sistemas de flujo pistón y aireadores mecánicos en los sistemas completamente mezclados, aunque desde luego existen excepciones en ambos casos (CONAGUA, 2014)

Uno de los principales costos de operación de una planta de lodos activados, es la energía eléctrica necesaria para los mecanismos que efectúan el mezclado de la masa de agua y biomasa y para la oxigenación de los microorganismos aerobios presentes.

Cada sistema de aireación tiene sus virtudes y desventajas. En cuestión de costos, considerando consumo de energía eléctrica y mantenimiento, más o menos son equivalentes, por lo que la selección del sistema de aireación, entre otros factores, deberá ser considerado en base a criterios como:

- Costos de los equipos
- Costos del mantenimiento de los equipos
- Consumo de energía eléctrica de los equipos
- Facilidad para el suministro de refacciones

#### 4.7.1.24. Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados.

Tabla 4.29 Resumen de los parámetros de diseño del reactor calculados.

Siglas	Parámetro	Cantidad	Unidad
Q	Gasto de diseño	1041.12	m <sup>3</sup> /d
S <sup>o</sup>	Sustrato inicial	110.0	mg DBO <sub>L</sub> /l
X <sub>a</sub> <sup>o</sup>	Sólidos suspendidos volátiles activos en el Influyente	0.00 (indet.)	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>i</sub> <sup>o</sup>	Sólidos suspendidos volátiles inactivos en el influente	83.60	mg SSV <sub>i</sub> /l
y	Rendimiento celular	0.42	mg SSV <sub>a</sub> /mg DBO <sub>L</sub>
q	Máxima tasa de velocidad de utilización de sustrato	20	mg DBO <sub>L</sub> / mg SSV <sub>a-d</sub>
k	Concentración de una mitad de la tasa máxima	10	mg DBO <sub>L</sub> /l
b	Coefficiente de decaimiento endógeno	0.15	1/d
fd	Fracción de la biomasa activa que es biodegradable	0.8	-

$\mu$	Tasa de crecimiento celular	$q = 9/d$	8.4
$\theta_{x \text{ mín}}$	Tiempo de retención mínimo de sólidos	0.1212	d
$\theta_x$	Tiempo de retención de sólidos	4.5	d
S	Sustrato en el efluente	0.46	mg DBO <sub>L</sub> /l
$\theta$	Tiempo de retención hidráulico	0.207	d
V	Volumen del reactor	215.09	m <sup>3</sup>
SSVLM	Sólidos suspendidos volátiles en el licor mezclado	2,500.00	mg SSV/l
SS <sub>adicional</sub>	Sólidos suspendidos adicionales	434.78	mg SS <sub>adicional</sub> /l
SS <sub>i</sub>	Sólidos suspendidos inorgánicos	277.78	mg SS <sub>i</sub> /l
SSLM	Sólidos suspendidos en el licor mezclado	3,212.56	mg SSLM/l
X <sub>a</sub>	sólidos suspendidos volátiles activos	598.26	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>i</sub>	Sólidos suspendidos volátiles inactivos	1,901.74	mg SSV <sub>i</sub> /l
F/M	Relación alimento - microorganismo	0.213	-
$\Delta j/\Delta t$	Tasa de pérdida de sólidos	47,797.28	$\bar{X}_j$
$\Delta X_a/\Delta t$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles activos	28,595,221.37	mg SSV <sub>a</sub> /d
$\Delta X_i/\Delta t$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles inertes	90,897,986.88	mg SSV/d
$\Delta X_v/\Delta t$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles	119,493,208.25	mg SSV/d
$\Delta X_{ss}/\Delta t$	Tasa de pérdida de sólidos suspendidos volátiles en licor mezclado	153,592,631.39	mg SS/d
X <sub>e</sub>	Sólidos suspendidos en el efluente del sedimentador	19.28	mg SS/l
X <sub>a</sub> <sup>e</sup>	Sólidos suspendidos activos en el efluente del sedimentador	3.59	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>v</sub> <sup>r</sup> (SSVLM)	Recirculación de sólidos suspendidos volátiles en licor mezclado	10,000.00	mg SSV/l
X <sub>ss</sub> <sup>r</sup> (SSLM)	Recirculación de sólidos suspendidos en licor mezclado	12,853.67	mg SS/l
X <sub>a</sub> <sup>r</sup> (SSV <sub>a</sub> LM)	Recirculación de sólidos suspendidos volátiles activos en licor mezclado	2,393.04	mg SSV <sub>a</sub> /l
X <sub>i</sub> <sup>r</sup> (SSV <sub>i</sub> LM)	Recirculación de sólidos suspendidos volátiles inertes en licor mezclado	7,606.96	mg SSV <sub>i</sub> /l
Q <sup>w</sup>	Gasto de desecho	11.97	m <sup>3</sup> /d
% Q <sup>w</sup> /Q	Tasa de desecho	1.15	%
N	Nitrógeno requerido	14.22	mg N/l
P	Fosforo requerido	2.84	mg N/l

PMS	Productos microbiales solubles	21.62	mg DQO/l
DQO	Demanda química de oxígeno en el efluente	43.384	mg DQO/l
DBO <sub>L</sub>	Demanda biológica de oxígeno en el efluente	26.13	mg DBO <sub>L</sub> /l
DBO <sub>L5</sub>	Demanda biológica de oxígeno en el efluente oxidable en 5 días	4.971	mg DBO <sub>L5</sub> /l
R	Tasa de recirculación de lodos	33.33	%
Q <sub>r</sub>	Gasto recirculado	346.69	m <sup>3</sup> /d
ICO	Índice de consumo de oxígeno	45.45	kg O <sub>2</sub> /d
Pot.	Potencia requerida para la aireación en el reactor	1.894	kWh



#### 4.7.1.25. Diseño final de la planta de tratamiento de aguas residuales.

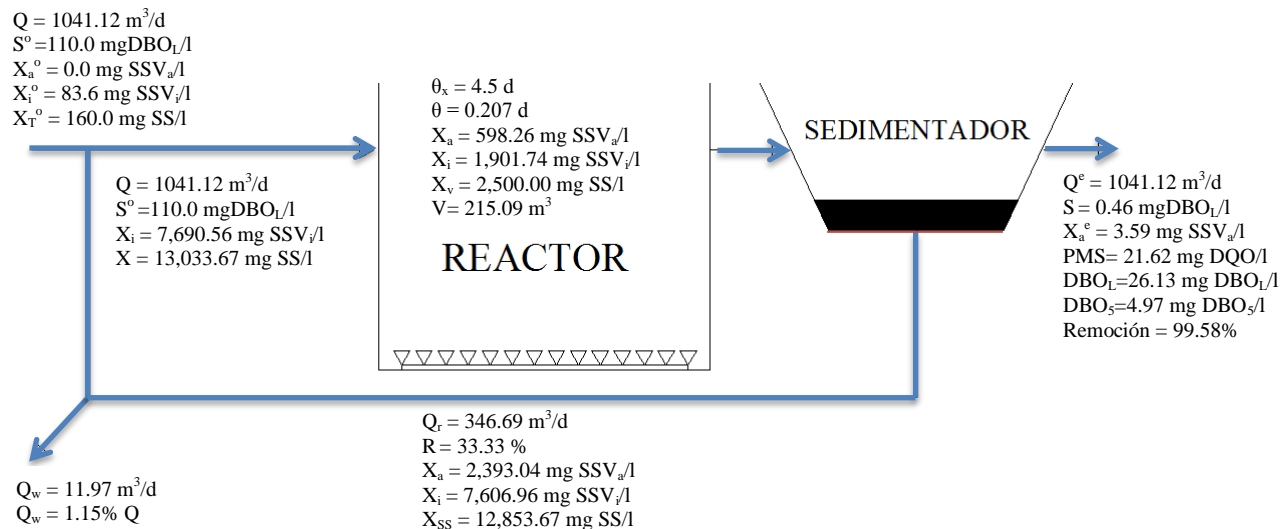


Figura 4.19 Diagrama del funcionamiento de reactor y sedimentador

#### 4.7.2. Clarificador – Sedimentador secundario

La biomasa generada en el tratamiento secundario constituye una carga orgánica significativa que es necesario remover para que el efluente pueda ajustarse a las normas oficiales mexicanas correspondientes.

Los objetivos de los sedimentadores secundarios para lodos activados son: producir un efluente suficientemente clarificado para ajustarse a la norma NOM – 003- ECOL - 1997 de descarga y concentrar los sólidos biológicos para minimizar la cantidad de lodos que se habrán de manejar. Los sedimentadores secundarios deben diseñarse como parte integral del sistema de lodos activados.

##### 4.7.2.1. Índice volumétrico de fangos.

Es un indicador para determinar la sedimentabilidad de un lodo. Por definición corresponde al volumen ocupado por un gramo de sólidos suspendidos al cabo de 30 minutos de sedimentación. Se calcula mediante la Ecuación 4.76.

El procedimiento de esta medición se realiza al tomar una muestra representativa de un litro de licor mezclado y se mide el volumen de lodos acumulados luego de mantenerla durante 30 minutos en reposo.

$$X_{SS}^r = \frac{10^6}{IVL} \quad (\text{Ecuación 4.75})$$

$$IVL = \frac{10^6}{X_{SS}^T} = 77.8 \frac{ml}{mg} \quad (\text{Ecuación 4.76})$$

Con este resultado se evaluó la sedimentación del lodo, la cual queda en el rango  $50 < IVL < 100$ , que corresponde a una buena sedimentación.

Tabla 4.30 Calidad de sedimentación respecto al parámetro IVL de los lodos activados.

Sedimentabilidad	SVI [mg/l]
Muy buena	0 – 50
Buena	50 – 100
Media	100 – 200
Pobre	200 – 300
Muy pobre	300 – 400

Fuente: Contreras B.J., 2010.

#### 4.7.2.2. Diseño del clarificador - sedimentador secundario

##### 4.7.2.2.1. Velocidad de sedimentación de los SSLM

Primero se definió la velocidad de sedimentación de los sólidos totales en el licor mezclado para concentraciones que van desde los 1400 mg/L hasta los 8200 mg/L.

Tabla 4.31 Velocidades de sedimentación de los sólidos suspendidos en licor mezclado.

Características de sedimentación de los SSLM, ICA	
Concentración de los SSLM [mg/L]	Velocidad de sedimentación [m/h]
1400.0	3.000
2200.0	1.85
2860.7	1.32
3000.0	1.21
3700.0	0.76
4500.0	0.45
5200.0	0.28
6500.0	0.13
8200.0	0.09

Fuente: Valdez, Vázquez, 2003.

#### 4.7.2.2.2. Flujo de sólidos en el sedimentador

El flujo de sólidos en el sedimentador se mediante la Ecuación 4.77:

$$G_s = SSLM \left( \frac{kg}{m^3} \right) * V_s \left( \frac{m}{h} \right) \quad (\text{Ecuación 4.77})$$

Aplicando la ecuación para cada concentración de SSLM, se obtiene el flujo de sólidos correspondiente.

Tabla 4.32 Calculo del flujo de sólidos en el sedimentador para cada concentración de SSLM.

Concentración SSLM [kg/m <sup>3</sup> ]	G <sub>s</sub> [kg/m <sup>2</sup> * h]
1.4	4.20
2.2	4.07
2.9	3.78
3.0	3.63
3.7	2.81
4.5	2.03
5.2	1.46
6.5	0.85
8.2	0.73

Fuente: Valdez, Vázquez, 2003.

Se graficó el flujo de sólidos (abscisas) contra la concentración (ordenadas), y se trazó una línea a partir de la concentración del flujo inferior deseada (10,000 mg/L), tangente a la curva y que intercepte al eje de las ordenadas.

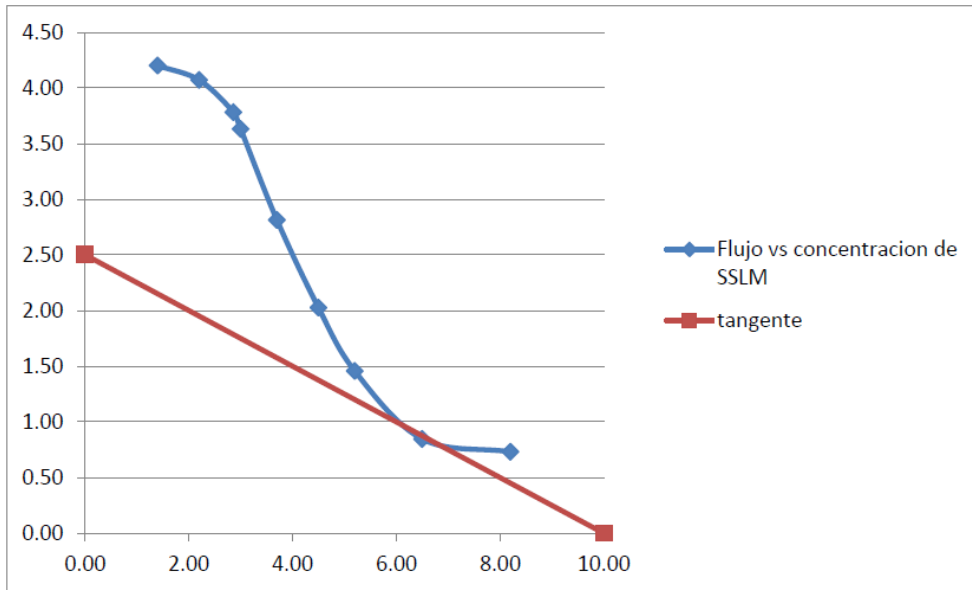


Figura 4.20 Grafica de flujo de concentración de SSLM.

El valor de  $G_s$  en la intersección es de  $2.5 \text{ kg/m}^2\cdot\text{h}$  y corresponde al flujo de sólidos límite que gobierna la función de espesamiento.

#### 4.7.2.2.3. La carga total de sólidos en el sedimentador

La carga total de sólidos en el sedimentador se calcula mediante la Ecuación 4.78:

$$C = Q * \frac{1}{24} * SSLM = 84.2 \frac{\text{kg}}{\text{h}} \quad (\text{Ecuación 4.78})$$

#### 4.7.2.2.4. Área requerida del sedimentador

El área requerida del sedimentador se calcula mediante la Ecuación 4.79:

$$A = \frac{C}{G_s} = 33.68 \text{ m}^2 \quad (\text{Ecuación 4.79})$$

#### 4.7.2.2.5. Diámetro del sedimentador

El diámetro que debe tener el sedimentador se calcula mediante la Ecuación 4.80:

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 6.55 \text{ m} \quad (\text{Ecuación 4.80})$$

Se revisó la función del sedimentador se calcula mediante la Ecuación 4.81:

$$Rev = \frac{Q}{24 * V_s} = 28.9 m^2 \quad (\text{Ecuación 4.81})$$

De lo anterior se comparan los datos obtenidos, y debido a que  $28.9 m^2 < 33.68 m^2$ , la función de espesamiento gobierna el diseño, por lo que se selecciona el valor más conservador de  $28.9 m^2$ . Las profundidades típicas de los sedimentadores secundarios varían de 3 a 5 m.

Para este proyecto se propuso un sedimentador circular con una profundidad de 3.0 m, en diámetro de 6.55 m. Teniendo así un volumen del sedimentador secundario de  $101.0 m^3$ .

#### **4.7.3. Estabilización de los lodos activados**

Los propósitos principales de la estabilización de lodos son: romper bioquímicamente los sólidos orgánicos para que sean más estables y más deshidratables, y para reducir la masa del lodo. Si se ha decidido deshidratar y quemar, no se aplica la estabilización. Existen dos procesos básicos de estabilización: digestión anaerobia y digestión aerobia. El primero se lleva a cabo en tanques cerrados desprovistos de oxígeno y en el segundo se inyecta aire en el lodo

##### **4.7.3.1. Digestión aerobia**

La digestión aerobia de los lodos biológicos es la continuación del proceso de lodos activados. Cuando un cultivo de microorganismos heterótrofos aerobios se introduce en un ambiente que contiene una fuente de material orgánico, removerán y utilizarán la mayor parte de este material. Una fracción de la materia orgánica removida se utilizará en la función de síntesis, lo que produce el incremento de biomasa. El material remanente será canalizado en energía del metabolismo y oxidado a bióxido de carbono, agua y material inerte soluble para proporcionar energía para las funciones de síntesis y mantenimiento. Una vez que la fuente externa de material orgánico se ha consumido, los microorganismos entrarán en la fase de respiración endógena, en la que el material celular se oxida para satisfacer el mantenimiento de energía usada para el soporte de la vida. Si esta situación continúa por un periodo extendido de tiempo, la cantidad total de biomasa se reducirá considerablemente.

#### 4.7.3.2. Diseño del tanque de digestión

Tabla 4.33 El manual de diseño de plantas de tratamiento de ICA indica los parámetros de diseño de los digestores.

Proceso de Digestión	Parámetro	Aireación	Energía requerida	Carga de sólidos
<b>Aerobio</b>	Tiempo de Retención	Aire requerido L/min-m <sup>3</sup>	kW/m <sup>3</sup>	Kg SSV/m <sup>3</sup> -d
<b>Solo lodos activados</b>	15 – 20	20 – 35	0.02 – 0.03	1.6 – 3.2
<b>Lodos activados más primarios</b>	20 – 25	55 - 65	0.02 – 0.03	1.6 – 3.2

Fuente: Steele, Mcghee, 2003.

La carga de es de 2.50 kg / m<sup>3</sup> ó de 2500.00 mg SSV /L, valor que cumple con los requerimientos de diseño del digestor típico por lo cual se definió el tiempo de retención de 15 días, y así se calculó el volumen al usar el gasto de desecho  $Q_w = 11.97 \text{ m}^3/\text{d}$ , por lo cual el volumen del digesto necesario es de 179.55 m<sup>3</sup>

Se propone usar un tanque rectangular de 9.70 m de largo x 4.2 m. de ancho x 4.50 m. de altura, con un volumen de 183.33 m<sup>3</sup>.

#### 4.7.3.3. Biosólidos.

Se llama biosólidos a lodos que han sido sometidos a procesos de estabilización y que por su contenido de materia orgánica, nutrientes y características adquiridas después de su estabilización, puedan ser susceptibles de aprovechamiento (NOM 004 SEMARNAT 2002).

Ya estabilizados los lodos de desecho, se procederá a deshidratarlos mediante procesos naturales como la evaporación, la cual se genera al depositar los lodos de desecho a un lecho de secado de lodos. También existen procesos mecánicos para la deshidratación de los lodos como es el caso de los filtros prensa, espesador centrifugo de lodos, etcétera.

#### 4.7.3.4. Normativa vigente para la disposición de biosólidos.

Para efectos de la norma NOM-004-SEMARNAT-2002, los biosólidos se clasifican en clase A, B, y C en función de su contenido de patógenos y parásitos.

Tabla 4.34 Límites máximos permisibles de patógenos y parásitos

	<b>Indicador bacteriológico de contaminación</b>	<b>Patógenos</b>	<b>Parásitos</b>
<b>Clase</b>	<b>Coliformes fecales NMP/g en base seca.</b>	<b>Salmonella spp. NMP/g en base seca</b>	<b>Huevos de helmintos/g en base seca.</b>
<b>A</b>	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 1 (a)
<b>B</b>	Menor de 1 000	Menor de 3	Menor de 10
<b>C</b>	Menor de 2 000 000	Menor de 300	Menor de 35

(a) Huevos de Helmitos viables

Fuente: Steele, Mcghee, 2003.

Tabla 4.35 Aprovechamiento de los biosólidos

<b>Clase</b>	<b>Aprovechamiento</b>
<b>A</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Usos urbanos con contacto público directo durante su aplicación</li> <li>➤ Los establecidos para clase B y C</li> </ul>
<b>B</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Usos urbanos son contacto público directo durante su aplicación.</li> <li>➤ Los establecidos para clase C</li> </ul>
<b>C</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Usos forestales</li> <li>➤ Mejoramiento de suelos</li> <li>➤ Usos agrícolas</li> </ul>

Fuente: Steele, Mcghee, 2003.

La disposición de los biosólidos es variada, pero se tiene que cumplir con los parámetros establecidos por la norma NOM-004-SEMARNAT-2002, para poder desecharlos de manera adecuada.

#### 4.7.4. Desinfección

La desinfección de las aguas y aguas residuales, es decir, la destrucción de los patógenos hídricos, no se logra a través de medios biológicos, sino físicos y químicos.

#### 4.7.4.1. Cloración

Para usos de cloro en cantidades considerables, por ejemplo en plantas municipales de agua y aguas residuales, el cloro líquido constituye la forma más económica. Sin embargo, el gas es tan peligroso que su transporte a través de comunidades populosas y su empleo en las plantas situadas dentro de áreas habitadas debe recibir estudio y resolución cuidadosos. Para instalaciones pequeñas y usos de emergencia o especializados, pueden ser satisfactorias algunas especies de cloro diferentes al cloro líquido, los más empleados son el hipoclorito de calcio,  $\text{Ca}(\text{OCl})_2$  y de sodio  $\text{NaOCl}$  (Maskew, Geyer, Okun, 1987).

#### 4.7.4.2. Dosificación del cloro

La dosificación del cloro consiste en añadir el elemento al agua que se desea desinfectar, teniendo como referencia los parámetros de dosificación. El tiempo necesario para obtener una buena eliminación de microorganismos patógenos en las aguas negras y efluente de aguas negras es de 15 a 30 minutos, con un factor de destrucción del 99.99 %

Tabla 4.36 Cantidades probables de cloro requeridas para producir un residual de 0.5 mg/L después de 15 a 30 minutos

Tipo de aguas residuales o efluente	Cantidades recomendadas de cloro, mg/L
Aguas residuales crudas según la concentración y añejamiento.	6 a 24
Aguas residuales sedimentadas, según la concentración y añejamiento.	3 a 18
Aguas negras precipitadas químicamente, según la concentración.	3 a 12
Efluente de los filtros goteadores, según el comportamiento.	3 a 9
Efluente de lodos activados, según el comportamiento.	3 a 9
Efluente de filtros intermitentes de arena, según el comportamiento.	1 a 6

#### 4.7.4.3. Diseño del Tanque de Contacto – Cloración

Se tomó como referencia el valor medio del concepto “Efluente de lodos activados, según el comportamiento”, obtenemos una dosificación de 6 mg/L, por lo cual se establece un tiempo de retención de 30 minutos, teniendo el tiempo de retención y el flujo de 12.05 L/s. Se procede a diseñar calculando el volumen del tanque mediante la Ecuación 4.82:

$$V = Q * \theta = 21,690 \text{ Lts.} \quad (\text{Ecuación 4.82})$$

$$V = 21.69 \text{ m}^3$$

Se propone usar un tanque de 3.0 m. x 5.0 m x 1.5 m. para tener una capacidad de 22.50 m<sup>3</sup>.



#### 4.7.5. Esquema de la Planta de Tratamiento

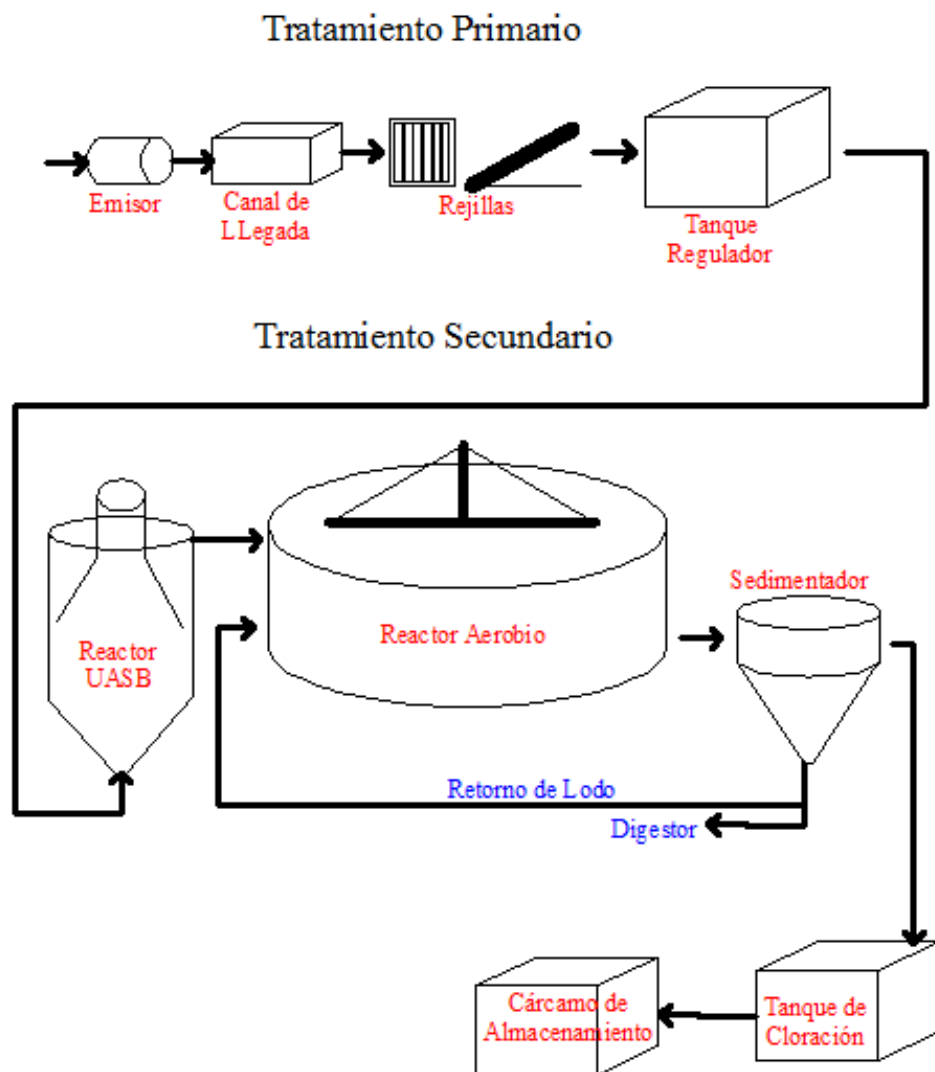


Figura 4.21 Esquema de la planta de tratamiento de aguas residuales

#### 4.7.6. Conclusiones.

El tratamiento de las aguas residuales propuesto consta de un sistema dual, es decir primero un proceso anaerobio con un reactor de flujo ascendente (UASB), y después un proceso aerobio con un reactor de flujo pistón (lodos activados).

Se eligió este sistema de tratamiento debido a que es uno de los más eficientes por su bajo costo de mantenimiento y operación. Razón por la cual su utilización va en aumento dentro de la República Mexicana durante los últimos 10 años.

El diseño y cálculo hidráulico de la planta de tratamiento está considerado dentro de las normas técnicas que rigen actualmente, esto con la finalidad de obtener un efluente acorde con los valores permisibles de los componentes físico químicos que posee el agua residual y que exige la ley para aprovechar el recurso como agua de riego de jardines.

En la fase del tratamiento primario, se estima que se alcanza un nivel de remoción de arenas y gravas del 90% y de materia flotante del 85%, lo que influye en la eficiencia de la planta evitando desperfectos en la misma.

El proceso anaerobio alcanza un nivel de remoción del 45% de la DQO, sin embargo esto no es suficiente para cumplir con la norma NOM-003-ECOL-1997. Por lo tanto, es necesario el tratamiento aerobio, cuya finalidad es remover la DQO restante y eliminar microorganismos patógenos.

La cantidad de biogás producido en el reactor anaerobio es muy baja, y se considera que debe ser recogido y posteriormente quemado. Por esta razón es necesario reemplazar el depósito de gas por una válvula de seguridad y un quemador. Mientras que la alcalinidad producida en el proceso, no es suficiente para solventar la alcalinidad necesaria para llevarlo a cabo, es por eso que se requiere adicionar 1,874.02 Kg/d de carbonato de calcio.

La producción de exceso de lodos es muy baja, y serán digeridos en la segunda parte del tratamiento dual, es decir, en el proceso aerobio.

El proceso aerobio alcanza una remoción tal que el efluente cumple con el parámetro de descarga establecido en la norma NOM-003-ECOL-1997, que se refiere a la cantidad máxima permisible de demanda biológica de oxígeno degradable en 5 días, para agua tratada que tendrá uso directo e indirecto con el público, el efluente del diseño propuesto contiene 4.97 mg DBO5/L, que es inferior al establecido por la norma de 20.00 mg DBO5/L.

De igual manera se cumple con el parámetro establecido por la misma norma, el cual se refiere a la cantidad de sólidos suspendidos totales en el efluente, el efluente del diseño propuesto contiene 19.28 mg SS/L, que es inferior a lo establecido por la norma de 20 mg SS/L.

Al cumplir el efluente con los parámetros anteriores se puede concluir que el sistema propuesto cumple con la normativa y el efluente puede ser utilizado para el riego de jardines dentro de los fraccionamientos.

Dicho sistema de tratamiento permitió minimizar el área requerida para la construcción de la planta, ya que al tener un proceso dual se tienen 2 reactores pequeños, en lugar de tener uno mucho más grande.

En dicha área, se planteó la construcción de la planta de tratamiento de manera que el impacto visual, olores y ruido sea mínimo para los pobladores de las viviendas aledañas.

Este sistema de tratamiento tiene una baja producción de lodos, es decir, produce menos de 5 veces la cantidad de lodos que una planta de tratamiento con un sistema aerobio.

El tema de la disposición de los lodos de desecho no se tomó en cuenta debido su diversidad de usos, pueden aprovecharse de muchas maneras, sin embargo en este proyecto solo se llegó a la estabilización de los lodos activados mediante un digestor aerobio.

## 5. Conclusiones.

En este trabajo se desarrolló un sistema que permite realizar el diseño o modelación de una red de alcantarillado sanitario para cualquier fraccionamiento, así como realizar el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales domesticas utilizando un proceso de tratamiento de tipo dual (Anaerobio – Aerobio).

Se desarrolló un programa llamado “RedAlc”, este es gratuito y permite modelar una Red de Alcantarillado Sanitario, basado en un modelo real. Con una interfaz amigable para el usuario, que cuenta con algunos datos de diseño precargados. El usuario puede elegir los datos que se adecuen a su proyecto, esto facilitado por la forma tan sencilla de entrada de datos y lectura de resultados. Además de esto, el programa es capaz de generar códigos para dibujar las etiquetas y la red de alcantarillado sanitario en AutoCAD.

Este programa fue montado sobre una hoja de Microsoft Excel, lo cual permitió tener una interface más amigable con el usuario. Cuenta con diferentes herramientas como son las Macros que nos permitieron programar con el lenguaje Visual Basic (VBA) para Excel.

Sin duda alguna el logro más importante que deja este trabajo es un conjunto de ideas y de algoritmos que combinados con herramientas de lenguajes de programación mucho más complejos, se pueden utilizar a futuro para elaborar un programa hidrodinámico más completo, que permita la modelación y diseño de una red de alcantarillado pluvial.

El “RedAlc” se aplicó para el diseño de la red de alcantarillado sanitario en los Fraccionamientos Privadas del Pedregal Fase Uno, Fase Dos y Sierra Azul en la ciudad de San Luis Potosí, dando resultados satisfactorios.

El gasto medio generado por las viviendas de los Fraccionamientos es de 12.05 L/s, dicho caudal se enviará hacia una planta de tratamiento de aguas residuales para su aprovechamiento en el riego de jardines.

El tiempo del cálculo, diseño y dibujo de la red de alcantarillado sanitario se redujo a la tercera parte del tiempo que se tardaría en efectuarlo de la manera tradicional.

El tratamiento de las aguas residuales propuesto consta de un sistema dual, es decir primero un proceso anaerobio con un reactor de flujo ascendente (UASB), y después un proceso aerobio con un reactor de flujo pistón (lodos activados).

Se eligió este sistema de tratamiento debido a que es uno de los más eficientes por su bajo costo de mantenimiento y operación. Razón por la cual su utilización va en aumento dentro de la República Mexicana durante los últimos 10 años.

El diseño y cálculo hidráulico de la planta de tratamiento está considerado dentro de las normas técnicas que rigen actualmente, esto con la finalidad de obtener un efluente acorde con los valores permisibles de los componentes físico químicos que posee el agua residual y que exige la ley para aprovechar el recurso como agua de riego de jardines.

En la fase del tratamiento primario, se estima que se alcanza un nivel de remoción de arenas y gravas del 90% y de materia flotante del 85%, lo que influye en la eficiencia de la planta evitando desperfectos en la misma.

El proceso anaerobio alcanza un nivel de remoción del 45% de la DQO, sin embargo esto no es suficiente para cumplir con la norma NOM-003-ECOL-1997. Por lo tanto, es necesario el tratamiento aerobio, cuya finalidad es remover la DQO restante y eliminar microorganismos patógenos.

La cantidad de biogás producido en el reactor anaerobio es muy baja, y se considera que debe ser recogido y posteriormente quemado. Por esta razón es necesario reemplazar el depósito de gas por una válvula de seguridad y un quemador. Mientras que la alcalinidad producida en el proceso, no es suficiente para solventar la alcalinidad necesaria para llevarlo a cabo, es por eso que se requiere adicionar 1,874.02 Kg/d de carbonato de calcio. La producción de exceso de lodos es muy baja, y serán digeridos en la segunda parte del tratamiento dual, es decir, en el proceso aerobio.

El proceso aerobio alcanza una remoción tal que el efluente cumple con el parámetro de descarga establecido en la norma NOM-003-ECOL-1997, que se refiere a la cantidad máxima permisible de demanda biológica de oxígeno degradable en 5 días, para agua tratada que tendrá uso directo e indirecto con el público, el efluente del diseño propuesto contiene 4.97 mg DBO5/L, que es inferior al establecido por la norma de 20.00 mg DBO5/L.

De igual manera se cumple con el parámetro establecido por la misma norma, el cual se refiere a la cantidad de sólidos suspendidos totales en el efluente, el efluente del diseño propuesto contiene 19.28 mg SS/L, que es inferior a lo establecido por la norma de 20 mg SS/L.

Al cumplir el efluente con los parámetros anteriores se puede concluir que el sistema propuesto cumple con la normativa y el efluente puede ser utilizado para el riego de jardines dentro de los fraccionamientos.

Dicho sistema de tratamiento permitió minimizar el área requerida para la construcción de la planta, ya que al tener un proceso dual se tienen 2 reactores pequeños, en lugar de tener uno mucho más grande.

En dicha área, se planteó la construcción de la planta de tratamiento de manera que el impacto visual, olores y ruido sea mínimo para los pobladores de las viviendas aledañas.

Este sistema de tratamiento tiene una baja producción de lodos, es decir, produce menos de 5 veces la cantidad de lodos que una planta de tratamiento con un sistema aerobio.

El tema de la disposición de los lodos de desecho no se tomó en cuenta debido su diversidad de usos, pueden aprovecharse de muchas maneras, sin embargo en este proyecto solo se llegó a la estabilización de los lodos activados mediante un digester aerobio.

## 6. Anexos.

### 6.1. Anexo 1. Carga orgánica volumétrica recomendada en función de la temperatura para sustratos de DQO soluble con porcentaje de DQO removida entre 85% y 95%.

Temperatura, °C	Carga Volumétrica, Kg DQOs / m <sup>3</sup> -d			
	Agua residual industrial		Agua residual No Industrial	
	Rango	Típico	Rango	Típico
15	2 – 4	3	2 – 3	2
20	4 – 6	5	2 – 4	3
25	6 - 12	6	4 – 8	4
30	10 – 18	12	8 – 12	10
35	15 – 24	18	12 – 18	14
40	20 - 32	25	15 - 24	18

Fuente: Metcalf y Eddy. (2003), Wastewater Engineering: Treatment and Reuse, E.U.A. Ed. McGraw-Hill. Tabla 10-12

### 6.2. Anexo 2. Velocidades de flujo ascendente y alturas del reactor recomendadas para reactores anaerobios de flujo ascendente.

Tipo de agua residual	Velocidad ascendente, m / h		Altura del reactor, m	
	Rango	Típico	Rango	Típico
DQO casi 100% soluble	1.0 – 3.0	1.5	6 – 10	8
DQO parcialmente soluble	1.0 – 1.25	1.0	3 – 7	6
Agua residual domestica	0.8 – 1.0	0.6	3 - 5	5

Fuente: Metcalf y Eddy. (2003), Wastewater Engineering: Treatment and Reuse, E.U.A. Ed. McGraw-Hill. Tabla 10-14

### 6.3. Anexo 3. Consideraciones de diseño recomendadas para el separador de gas en un reactor anaerobio de flujo ascendente.

#### Consideraciones

La pendiente del fondo del tanque, la inclinación del muro del colector de gas debe estar entre 45° y 60°.

El área superficial de apertura del colector de gas, no debe ser menor al 20% del área superficial del reactor.

La altura libre del colector de gas, debe estar entre 1.5 y 2.0 m para un reactor entre 5 y 7m de altura.

La interface liquido-gas debe mantenerse en el colector de gas para facilitar el lanzamiento y la recolección de las burbujas de gas y controlar la capa de formación de escoria.

Generalmente los baffles de capa de escoria deben ser instalados frente a los vertederos del efluente.

Fuente: Metcalf y Eddy. (2003), Wastewater Engineering: Treatment and Reuse, E.U.A. Ed. McGraw-Hill. Tabla 10-16

### 6.4. Anexo 4. Resumen de los parámetros de diseño de los reactores completamente mezclado con crecimiento en suspensión que tratan la DQO soluble

Parámetro	Unidad	Rango de Valores	Valor Típico
<b>Rendimiento Solido, Y</b>			
Fermentación	g VVS / g DQO	0.06 – 0.12	0.10
Metanogénesis	g VVS / g DQO	0.02 – 0.06	0.04
Combinación general	g VVS / g DQO	0.05 – 0.10	0.08
<b>Coefficiente de Decaimiento, kd</b>			
Fermentación	g / g-d	0.02 – 0.06	0.04
Metanogénesis	g / g-d	0.01 – 0.04	0.02
Combinación general	g / g-d	0.02 – 0.04	0.03
<b>Tasa de crecimiento específica máxima</b>			
35 °C	g / g-d	0.30 – 0.38	0.35
30 °C	g / g-d	0.22 – 0.28	0.25
25 °C	g / g-d	0.18 – 0.24	0.20
<b>Constante de velocidad media</b>			
35 °C	mg / L	60 - 200	160
30 °C	mg / L	300 – 500	360
25 °C	mg / L	800 - 1100	900
<b>Metano</b>			
Producción a 35°C	m <sup>3</sup> / Kg DQO	0.4	0.4
Densidad a 35°C	Kg / m <sup>3</sup>	0.6346	0.6346
Gas contenido	%	60 - 70	65
Energía contenida	kJ / g	50.1	50.1

Fuente: Metcalf y Eddy. (2003), Wastewater Engineering: Treatment and Reuse, E.U.A. Ed. McGraw-Hill. Tabla 10-10

## 7. Bibliografía.

- Chow V T. (1994), *Open Channel Hydraulics*, E.U.A. Ed. McGraw-Hill.
- Comisión Estatal de Aguas de Querétaro (Mayo 2010) *Normas y Lineamientos Técnicos para las instalaciones de Agua Potable, Agua Tratada, Drenaje Sanitario y Drenaje Pluvial de los Fraccionamientos y Condominios de las Zonas Urbanas.*
- Comisión Nacional del Agua (2015) MAPAS (Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento), *Guía para el Manejo, Tratamiento y Disposición de lodos Residuales en Plantas de Tratamiento Municipales.*
- Comisión Nacional del Agua (2015) MAPAS (Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento), *Obras Accesorias para Alcantarillado Sanitario y Pluvial.*
- Comisión Nacional del Agua (2015) MAPAS (Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento), *Sistemas Alternativos de Tratamiento de Aguas Residuales y Lodos Producidos.*
- Comisión Nacional del Agua (2015) MAPAS (Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento), *Alcantarillado sanitario.*
- Comisión Nacional del Agua, (2012) S.M.N. (Servicio Meteorológico Nacional) *Registro Mensual de Temperatura Media en °C*
- Comisión Nacional del Agua, (2014) S.M.N. (Estadísticas del Agua en México) *Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales por caudal tratado*
- Contreras B.J. (2010.) *Modelación del sedimentador secundario en la planta de lodos activados. Chile*
- Diario Oficial de la Federación de México (1996), Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996, *Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas tratadas que se reúsen en servicios al público.*
- Diario Oficial de la Federación de México (1996), Norma Oficial Mexicana NOM-002-ECOL-1996. *Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.*
- Diario Oficial de la Federación de México (1997), Norma Oficial Mexicana NOM-003-ECOL-1997. *Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.*
- Diario Oficial de la Federación de México (2002), Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2002. *Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final.*
- Diario Oficial de la Federación de México (2008), Norma Mexicana NMX-AA-030-SCFI-2008. *Análisis de agua – determinación de la demanda química de oxígeno en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.*
- Ferrer J.P. y Seco A. T. (2011), *Tratamientos Biológicos de Aguas Residuales*, España: Ed. Alfaomega



- French R.H. (1985) Open Channel Hydraulics, E.U.A. Ed. McGraw-Hill.
- García S. J. C. (2011), Diseño de Obras de Drenaje Urbano, México: IHS (Infraestructura Hidráulica y Servicios S.A. de C.V.)
- Google Earth
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (2015).
- Manual para la gestión de depuradoras, disponible en: <http://www.slideshare.net/jose1001/manual-depuracionpdf>
- Maskew G.F., Geyer J.C. y Okun D.A. (1987), Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales, México: Ed. Limusa.
- Medellín N.A. (2011). Pretratamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales. Ponencia presentada en el curso “Tratamiento de Aguas residuales” del Centro de Investigación y Estudios de Postgrado. Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Metcalf y Eddy. (2003), Wastewater Engineering: Treatment and Reuse, E.U.A. Ed. McGraw-Hill.
- Metcalf y Eddy. (2014), Wastewater Engineering: Treatment and Reuse Recovery, New York, E.U.A. 5<sup>th</sup> Edition. McGraw-Hill.
- National Plumbing Code Asa y Basic Plumbieng Code (1993), Heating Ventilating, Air Conditioning Guide, BOCA International, Inc.
- Torrescano E.J.L. (2009). Parámetros de operación, en el proceso de tratamiento de agua residual por lodos activados.
- Ramalho R.S. (s.f.), Tratamiento de Aguas Residuales. México: Ed. Reverte S.A.
- Rittmann B. E. y McCarty P. L. (2001), Environmental Biotechnology: Principles and Applications. E.U.A.: McGraw-Hill Book Co
- Russell D.L. (2012), Tratamiento de aguas residuales, Un enfoque práctico. México: Ed. Reverte S.A.
- Sotelo G.A. (2002), Hidráulica de Canales, México: Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería,
- Valdez, E.C. y Vázquez G.A.B. (2003), Ingeniería de los Sistemas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales, México: Fundación ICA A.C.