



UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS

Departamento de Ingeniería en Minas, Metalurgia y Geología

Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Jaral del Progreso, Gto.

TESIS

Que para Obtener el Título de Ing. Metalúrgico

Presenta:

Jaime Enrique Soto Mozqueda

Guanajuato, Gto. Mayo de 2017

AGRADECIMIENTO

Soy una persona afortunado, la vida me ha dado la oportunidad de demostrar a mis padres, que su esfuerzo no fue en vano, la semilla que sembraron un día ha dado tantos frutos que hoy se desborda de alegría, y que en mi persona se refleja el amor que me han brindado por muchos años.

Mama y papa Chela y Nacho, hoy regreso mi palabra empeñada, donde dije que entregaría a ustedes un Ingeniero, dejo en sus manos este documento que lo acredita, pero más allá de un documento, entrego el amor y la satisfacción de decirles que su hijo si pudo dar este paso tan importante en mi vida, agradezco infinitamente todo lo que hicieron para prepararme en esta vida, a mis hermanos por todo su apoyo incondicional, Nacho, Lupe, Julio, Cuco, Vero, Daniel, gracias.

El tiempo camina rápido y en ocasiones no damos el mismo paso, pero sin lugar a duda siempre podemos alcanzarlo si así lo deseamos, en este tiempo he dado algunos pasos, en el cual ya existe quien a partir de nuestro matrimonio me ha dado todo su apoyo y dos retoños, mi esposa Mago y nuestros dos hijos Roberto y Mónica, quienes me han acompañado en una muy buena parte de mi vida, a quien quiero agradecerles por su apoyo y desvelos, a mis maestros y mis compañeros de escuela, quien alguna vez hice desatinar, gracias, gracias por toda su grandeza y ánimo, que dios bendiga a todos y cada uno de las personas que voluntariamente he involuntariamente han hecho algo por mí.

Gracias

Índice

	<u>Pág. No</u>
Agradecimientos	i
Índice	ii
Lista de Figuras	v
Lista de Tablas	vii
Bibliografía	x
CAPÍTULO 1: RECOPIACIÓN, ANALISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN	
1.1.- Introducción	1
1.2.- Generalidades	2
<ul style="list-style-type: none">• Información proporcionada por el Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso, Gto.• Información proporcionada por la Dirección de Obras Públicas del municipio de Jaral del Progreso, Gto.• Información proporcionada por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato.• Plan Estatal de Ordenamiento Territorial de Guanajuato.• Reglamento Municipal de Agua Potable, Drenaje, Alcantarillado, Saneamiento, Tratamiento, Disposición, Uso y Reuso de Aguas Residuales para el Municipio de Jaral del Progreso, Gto.• Cuaderno Estadístico Municipal de Jaral del Progreso, Guanajuato.• Plan Municipal de Gobierno Jaral del Progreso 2009-2012.• Enciclopedia de los Municipios de México, Estado de Guanajuato, Jaral del Progreso (del sitio web: <http://www.e-local.gob.mx>)• <http://www.conapo.gob.mx>• <http://www.inegi.gob.mx>• <http://www.conagua.gob.mx>• <http://www.smn.cna.gob.mx>• <http://www.guanajuato.gob.mx>	
1.2.1.- Localización Geográfica	2
1.2.2.- Climas	3
1.2.3.- Fisiografía	5
1.2.4.- Hidrología	5
1.2.5.- Población Económicamente Activa	5
1.3.- Justificación del proceso	6
1.4.- Objetivo del proceso	8
1.5.- Problemática actual y necesidades	11
1.6.- Origen de las aguas recibidas	13
1.6.1.- Caracterización de las aguas residuales para el diseño de la PTAR	13

1.6.2.- Tipo de industrias y principales contaminantes	18
1.7.- Aprovechamiento actual de las aguas residuales crudas	18
1.8.- delimitación del área de estudio	19
1.9.- Solución propuesta	20
1.10.- Descripción general del proceso	21
1.11.- Marco normativo	23
CAPÍTULO 2: ESTUDIOS BASICOS	
2.1.- Análisis estadístico de la población	27
2.1.1.- Población de proyecto	27
.- Método de crecimiento exponencial con factor constante	27
.- Método por mínimos cuadrados	29
.- Padrón de usuarios del sistema municipal de agua potable y alcantarillado de Jaral del Progreso, Gto.	33
.- Otra fuente de información	33
.- Resumen	34
.- Conclusiones de la información analizada	35
2.2.- Vida útil	36
2.3.- Periodo de diseño	37
2.4.- Caudal de aguas residuales	38
.- Estimación de los caudales de aguas residuales a partir de los datos de abastecimiento de agua.	39
2.5.- Coeficientes de Variación	40
.- Coeficiente de variación máxima instantánea	40
.- Coeficiente de seguridad	41
2.6.- Gastos de diseño	41
.- Gasto medio	41
.- Gasto mínimo	42
.- Gasto máximo instantáneo	43
.- Gasto máximo extraordinario	43
2.7.- Selección del Gasto de Diseño	44
CAPÍTULO 3: ESTUDIOS PREVIOS	
3.1.- Levantamiento Topográfico con GPS	45
3.1.1.- Monumentación	49
3.1.2.- Informe fotográfico de la topografía	50
3.2.- Superficie Para la Planta de Tratamiento	55
3.3.- Análisis de factibilidad Técnico - Económica de las Alternativas de Tratamiento Seleccionadas	57
3.3.1.- Selección de los sistemas de tratamiento	60
.- Alternativa 1: Lodos activados convencionales	60
.- Alternativa 2: Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa	62
.- Alternativa 3: Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo subsuperficial	64
3.4.- Predimensionamiento de los sistemas de tratamiento	65

.- Alternativa 1: Lodos activados convencional	65
.- Alternativa 2: Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa	72
.- Alternativa 3: Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo subsuperficial	75
3.5.- Evaluación económica para la selección del proceso de tratamiento	80
3.5.1.- Descripción de los beneficios del proyecto	80
3.5.2.- Valoración de los costos de las alternativas	81
3.5.3.- Flujo de caja de inversión	81
3.5.4.- Flujo de caja de operación y mantenimiento	81
3.5.5.- Resumen de costos de las alternativas	81
3.6.- Análisis de las diferentes propuestas en base a los requerimientos de superficie, personal capacitado, eficiencias de remoción y necesidades de operación y mantenimiento	100
3.7.- Análisis comparativo de las ventajas Tecnológicas y ambientales de las alternativas evaluadas	101
3.8.- Selección de la alternativa de tratamiento más conveniente.	102

CAPÍTULO 4: DISEÑO FUNCIONAL

4.1.- Diseño conceptual	103
4.1.1.- Cribado	103
4.1.2.- Desarenación	103
4.1.3.- Cárcamo de bombeo	104
4.1.4.- Excedencias	104
4.1.5.- Cribado fino	104
4.1.6.- Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente	105
4.1.7.- Filtro percolador	109
4.1.8.- Sedimentación de alta tasa (sedimentadores lamelares)	110
4.1.9.- Desinfección	113
4.1.10.- Deshidratación de lodos	114
4.1.11.- Disposición final de los lodos	114
4.2.- Diseño del emisor del influente	114
4.2.1.- Variables hidráulicas	114
4.2.2.- Profundidades de zanjas	116
4.2.3.- Pozos de visita	118
4.2.4.- Diseño hidráulico	119
4.3.- Dimensionamiento	122
4.3.1.- Canal de cribado grueso y medio	122
4.3.2.- Canal desarenador	126
4.3.3.- Cárcamo de bombeo de agua cruda	130
4.3.4.- Sistema de cribado fino (cribas estáticas)	132
4.3.5.- Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente (reactor uasb)	133
4.3.6.- Filtro percolador de alta tasa	144
4.3.7.- Sedimentador lamelar	148
4.3.8.- Tanque de contacto de cloro	153
4.3.9.- Desinfección mediante hipoclorito de sodio	153
4.3.10.- Deshidratación de lodos	155

4.4.- Diseño hidráulico	156
4.4.1.- Calculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo de la línea de conducción del cárcamo de bombeo a la hidrocriba estática	157
4.4.2.- Calculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo de la línea de conducción del cárcamo de bombeo para desviar las excedencias de aguas crudas	165
4.4.3.- Calculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo de la línea de conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador	168
4.4.4.- Calculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo enviar los lodos del sedimentador lamelar al cárcamo de bombeo	172
4.4.5.- Calculo del equipo de bombeo para la conducción del llenado de pipas, dispuesto en el tanque de contacto de cloro	176
4.5.- Sistemas de medición	181
4.6.- Calidad esperada del agua y lodos después de tratamiento	187
4.7.- Aprovechamientos potenciales de las aguas residuales tratadas	187
4.8.- Sitios finales de descarga del efluente tratado y lodos producidos.	188

Pág. No

CAPITULO 1	1
CAPITULO 2	27
CAPITULO 3	45
CAPITULO 4	103
GLOSARIO	189

Lista de Figuras

Figura No	DESCRIPCIÓN FIGURA	Pág. No
1.1	Localización del municipio de Jaral del Progreso, Gto.	3
1.2(a)	Delimitación de la zona de estudios, cuenta con una superficie total de 280 hectáreas. (Plan municipal de gobierno de Jaral del Progreso, Gto.)	19
1.2(b)	Delimitación de la zona de estudios, cuenta con una superficie total de 280 hectáreas. (Plan municipal de gobierno de Jaral del Progreso, Gto.)	20
1.3	Tren de tratamiento mediante reactores anaerobios de manto de lodos de flujo ascendente – filtros percoladores.	22
3.1	Fracción de terreno (predio propiedad de Gobierno del Estado).	56

3.2	Alternativa 1. Tren de tratamiento de lodos activados convencional.	60
3.3	Alternativa 2. Tren de tratamiento de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa.	62
3.4	Alternativa 3. Tren de tratamiento de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo subsuperficial.	64
3.5	Reducción de sólidos volátiles como una función de la temperatura y de la edad del lodo de digestión. (“Design of Municipal Wastewater Treatment Plants”).	70
4.1	Esquema de un reactor USAB con sus principales dispositivos.	106
4.2	Sedimentadores lamelares.	110
4.3	Tipos de elementos para sedimentadores de lamelas.	111
4.4	Sistemas de lamelas.	112
4.5	Elementos hidráulicos de la sección circular.	120
4.6	Volumen promedio de residuos recogidos por unidad de volumen de agua residual en función del tamaño de las aberturas libres entre barras.	125
4.7	Disposición de electroniveles en el cárcamo.	130
4.8	Separador GLS: deflector debajo del comportamiento de sedimentación, traslape y abertura al sedimentador.	135
4.9	Relación entre la anchura de la superficie de agua, la abertura y la campana.	137
4.10	Determinación del largo del reactor UASB, de acuerdo a la configuración del separador GLS.	138
4.11	Esquema de distribución de orificios.	140
4.12	Dimensionamiento del vertedero triangular.	141
4.13	Velocidad de partículas más pequeña a retener.	148

4.14	Condiciones límites extremas.	149
4.15	Supervivencia de coliformes en un tanque de contacto de cloro en función del cloro residual y del tiempo de contacto.	154
4.16	Curvas de funcionamiento de una bomba.	162
4.17	Especificaciones técnicas de bombas en paralelo.	163
4.18	Plano de dimensiones de la bomba seleccionada.	164
4.19	Coeficiente de rigidez respecto al porcentaje de sólidos totales.	174
4.20	Esfuerzo de cedencia respecto al porcentaje de sólidos totales.	174
4.21	Factor de fricción (levenspiel, 1986).	175
4.22	Curva de funcionamiento de la motobomba marca Goulds, modelo SST-23ST, curva CN0362R00.	180
4.23	Altura máxima de aspiración.	181
4.24(a)	Planta de un medidor Parshall.	183
4.24(b)	Selección de un medidor Parshall.	183
4.25	Nomenclatura de las partes del medidor Parshall.	184

Lista de Tablas

Tabla No.	DESCRIPCIÓN TABLA	Pág. No.
1.1	Tipos de climas del municipio de Jaral del Progreso, Gto. (CGSNEGI: Carta de Climas, 1:1, 000,000.	3
1.2	Tipos de climas del municipio de Jaral del Progreso, Gto. Por mes. (sitio web: < http://smn.cna.gob.mx/climatologia/normales/estacion/gto/NORMAL11070.TXT >)	4
1.3	Población de 12 años y más por sexo, según condición de actividades 2010. (Resultados del XII Censo General de Población y vivienda. INEGI 2010)	5
1.4	Población a mitad de año de localidades seleccionadas, 2012-2030 (sitio web: http://www.conapo.gob.mx/00cifras/proy/localidad.xls)	6
1.5	Resultados de ensayos de aguas residuales de Jaral del Progreso, Gto. (Proporcionados por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato)	14
1.6	Características del agua residual de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto. (Proporcionados por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato).	17
2.1	Análisis de la proyección de la población de la zona de estudios (cabecera municipal de Jaral del Progreso y las localidades El Potrero, Terrero y Alquería) INEGI 2010.	27

2.2(a)	Cálculo de sumatorias para diferentes factores.	32
2.2(b)	Cálculo de sumatorias para diferentes factores.	32
2.3	Coeficientes “a” y “b” y Coeficiente de correlación “r”.	32
2.4	Población que contempla el servicio de agua potable (SMAPAJ, Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillada de Jaral).	33
2.5	Información de proyección de población para cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto. (CONAPO).	34
2.6	Resumen de información del SMAPAJ y CONAPO.	35
2.7	Comportamiento de crecimiento de población aplicar.	36
2.8	Vida útil de elementos de un sistema de alcantarillado.	37
2.9	Periodo de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado.	38
2.10	Reporte de producción promedio de agua (archivos de operación del SMAPAJ)	39
2.11	Gasto mínimo de aguas residuales con inodoro de 16 litros.	42
2.12	Gasto mínimo de aguas residuales con inodoro de 6 litros.	43
2.13	Datos básicos de proyecto para el diseño de la planta.	44
3.1	Coordenadas de las cuatro mojoneras.	49
3.2	Cuadro de construcción.	55
3.3	Características físicas de los elementos de proceso de la alternativa de lodos activados convencional.	71
3.4	Características físicas de los elementos de proceso de la alternativa de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa.	74
3.5	Características físicas de los elementos de proceso de la alternativa de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo subsuperficial.	79
3.6	Cuantificación del aumento en el tratamiento de aguas residuales producido por el proyecto.	80
3.7	Resumen de los costos de inversión de la alternativa de tratamiento No. 1: Lodos Activados Convencional.	82
3.8	Resumen de los costos de operación y mantenimiento de la alternativa de tratamiento No. 1: Lodos Activados Convencional.	86
3.9	Resumen de los costos de la alternativa de tratamiento No. 1: Lodos Activados Convencional.	90
3.10	Resumen de los costos de inversión de la alternativa de tratamiento No. 2: Reactor Anaerobio UASB y Filtro Percolador de Alta Tasa.	91
3.11	Resumen de los costos de operación y mantenimiento de la alternativa de tratamiento No. 2: Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa.	95

3.12	Resumen de los costos de la alternativa de tratamiento No. 2: Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa.	99
3.13	Análisis de las diferentes propuestas en base a los requerimientos de superficie, personal capacitado, eficiencias de remoción y necesidades de operación y mantenimiento.	100
3.14	Ventajas y desventajas de las alternativas seleccionadas.	101
3.15	Preferencia para selección de alternativas.	103
4.1	Características más comunes de las rejillas.	104
4.2	Ventajas y desventajas principales del reactor UASB en aplicaciones municipales.	107
4.3	Velocidad máxima y mínima permisible en tuberías.	115
4.4	Pendientes mínimas recomendadas.	116
4.5	Colchón mínimo de acuerdo al tipo de tubería.	117
4.6	Tipos de pozos de visita.	118
4.7	Coefficiente de fricción n (formula de Manning).	120
4.8	Información típica para el proyecto de desarrolladores de flujo horizontal.	126
4.9	Cálculos para la construcción del vertedor & la carga (H) vs. Gasto (Q).	128
4.10	Guía para la determinación del número de orificios para la alimentación de un reactor anaerobio de flujo ascendente. (Lettinga y colaboradores).	139
4.11	Eficiencia de remoción.	144
4.12	Grado de tratamiento obtenido mediante filtros percoladores. (Metcalf & Eddy Inc.)	147
4.13	Grado de tratamiento mediante el filtro percolador. (Metcalf & Eddy Inc.)	147
4.14	Datos para calcular la pérdida de fricción. (Formula de Hazen-williams)	159
4.15(a)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	160
4.15(b)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	160
4.16	Datos para calcular la pérdida de fricción. (Formula de Hazen-williams).	166
4.17(a)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	167
4.17(b)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	167
4.18	Datos para calcular la pérdida de fricción. (Formula de Hazen-williams).	169
4.19(a)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	170
4.19(b)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	170
4.20	Tubería de la línea de llenado de pipas.	177
4.21(a)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	178

4.21(b)	Valores del coeficiente de pérdidas locales.	178
4.22	Medidas estándar de los medidores Parshall.	184
4.23	Valores de la exponente n y del coeficiente C en la ecuación (4.44), para diferentes anchos de la garganta W.	185
4.24	Capacidades de flujo	186
4.25	Especificaciones de medidor de flujo electromagnético.	187

No.	BIBLIOGRAFÍA	Pag. No.
1.1	Información proporcionada por el Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso, Gto. (SMAPAJ).	2
1.1	Información proporcionada por la Dirección de Obras Públicas del municipio de Jaral del Progreso, Gto.	2
1.1	Información proporcionada por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato.	2
1.1	Plan Estatal de Ordenamiento Territorial de Guanajuato.	2
1.1	Reglamento Municipal de Agua Potable, Drenaje, Alcantarillado, Saneamiento, Tratamiento, Disposición, Uso y Reuso de Aguas Residuales para el Municipio de Jaral del Progreso, Gto.	2
1.1	Cuaderno Estadístico Municipal de Jaral del Progreso, Guanajuato.	2
1.1	Plan Municipal de Gobierno Jaral del Progreso 2009-2012.	2
1.1	Enciclopedia de los Municipios de México, Estado de Guanajuato, Jaral del Progreso (del sitio web: < http://www.e-local.gob.mx >)	2
1.1, 2.1	< http://www.conapo.gob.mx >	2, 33
1.1, 2.1	< http://www.inegi.gob.mx >	2, 27
1.1	< http://www.conagua.gob.mx >	2
1.1	< http://www.smn.cna.gob.mx >	2
1.1	< http://www.guanajuato.gob.mx >	2
1.2	Naciones Unidas, 2007, p. 1	6
1.2	Mercado, Leida; 2008	7
1.2	Kelly A. Reynolds; 1992;2002	7
1.3	Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; n.d.; p. 6, 7	8
1.3	Universidad Nacional Autónoma de México (2007, pp. 3,4)	8
1.3	Ramón Merino Loo (2007, pp. 12-15)	8

1.3	Escalante et. al (2002, p. 236, p. 231)	9
1.3	Watergy A. C. México, n.d.	10
1.3	OMS (Organización Mundial de la Salud)	10
1.5	EMA (Entidad Mexicana de Acreditación) denominado <i>IDECA S.A. de C.V, Investigación y Desarrollo de Estudios de Calidad del Agua proporcionado por CEAG.</i>	13
1.10	CONAGUA, 2008, P. 33 (Comisión Nacional de Agua).	26
3.4	Del Capitulo18 del libro “Design of Municipal Wastewater Treatment Plants”, WEF Manual of Practice No. 8, para una reducción de 40% de SSV	69
3.4, 4.3	(Metcalf & Eddy Inc., Ingeniería de Aguas Residuales / Tratamiento, Vertido y Reutilización / Volumen 2. España, Mc Graw-Hill, 1998, 1485 pp.)	71, 123
3.4	LARA Borrero, Jaime Andrés. Depuración de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales. España, Instituto Catalán de Tecnología, 1999, 114 p.	74
4.1.6	McCarty, 1985	107
4.1.6, 4.3	Van Haandel y Lettinga, 1994	108, 132
4.3.5	MALINA, Joseph F. y POHLAND, Frederick. Water Quality Management Library- Volume 7/Design of Anaerobic Processes for the Treatment of Industrial and Municipal Wastes. U.S.A., Technomic Publishing Company, Inc., 1992, 213 p.	141
4.3.7	Brentwood Industries, Gutiérrez Lavín, Antonio y Bueno, Julio L. Los sedimentadores Lamelares en el tratamiento de aguas residuales. España, Universidad de Oviedo.	151
4.4.4	Mulbarger et al., 1991	171
4.4.4	Número de Reynolds y del número de Hedstrom ya calculados, se puede determinar el factor de fricción de Fanning f_F , en la gráfica de Hedstrom adaptada por Levenspiel.	172

1.- RECOPIACIÓN, ANÁLISIS Y PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

Muchos de los países en el mundo, enfrentan una necesidad urgente por resolver, la escasez y contaminación del agua, relacionada al desperdicio de esta misma y cambios climáticos sufridos.

Por ello, se presenta indispensable buscar y analizar alternativas que ayuden a mitigar dicha problemática. Éstas sólo se obtienen a través del estudio e investigación de cada lugar donde se requiera el tratamiento de aguas negras, y este trabajo representa un ejemplo de ellos.

Con el presente trabajo de tesis intitulado “**Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Jaral del progreso, Gto.**”, se busca obtener el grado de licenciatura en Ingeniería Metalúrgica. Igualmente, éste sea un documento que sustente la carencia de aprovechamiento y uso del agua tratada en la ciudad de Jaral del Progreso, Guanajuato ante las autoridades correspondientes y proponer posible solución y/o alternativa para solucionar este problema.

En este mismo, se hablará de la importancia que también representa el tratamiento de las aguas residuales generadas en las ciudades por sus habitantes, indudablemente, en la de Jaral del Progreso, Gto. Porque sin un tratamiento pertinente de las aguas residuales éstas no podrán aprovecharse, mayormente, después de su primer uso. Además, de que dicho tratamiento se hace en favor de la salud de los ciudadanos de una población y del saneamiento de los mantos acuíferos en cualquier país del mundo. Apoyándolo, se estudiarán las teorías y opiniones de autores que hablen al respecto, y no sólo del tratamiento, sino del reúso del agua, específicamente, de la residual tratada, con el fin de fundamentar ello y este mismo trabajo de tesis.

Así, el impacto que tendrá el proyecto de tesis en cuestión social, se dirige en dos vertientes:

La primera: referente al beneficio a largo plazo para los habitantes de la ciudad de Jaral del Progreso, Gto., aprovechando el agua tratada en actividades en las que actualmente se utiliza agua potable, aplazando la escasez del agua en la ciudad.

De igual manera y segundo: con la reutilización del agua tratada por las dependencias Federales, Estatales, Municipales, Organismos Autónomos y cualquiera que realice actividades en las que se emplee el agua referente al contacto indirecto con el ser humano; el gobierno estaría sumando esfuerzos y acciones para contrarrestar la escasez del agua en la ciudad, minimizando uno de los problemas municipales en desarrollo urbano y servicio público. Porque es necesario que los países administren sus recursos naturales con eficiencia, buscando la optimización de los mismos con objeto de asegurar el bienestar a un cierto plazo y de las futuras generaciones.

En consecuencia, fue necesaria una investigación profunda sobre los antecedentes de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de Jaral del Progreso, Gto. Lo que nos permitió conocer el objetivo original de la factibilidad del proyecto, y cómo se podría hacer más útil esta Planta para toda la población de este municipio.

1.2 GENERALIDADES

El propósito de este apartado es dar fundamento y justificación teórica a mi trabajo. Es decir, por qué y para qué, la importancia del tratamiento y reúso de las aguas residuales. A efecto de proceder a su procesamiento para obtener los datos necesarios para llevar a cabo el cálculo de los diferentes elementos que han de influir en el establecimiento de los parámetros que definan la factibilidad y la ingeniería básica para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del progreso, Gto.

1.2.1 Localización Geográfica

México, cuyas tres cuartas partes pertenece geográficamente a Norteamérica y el resto a Centroamérica. Limita al norte con los Estados Unidos de América, al este con el Golfo de México y el mar de las Antillas, el sureste con Guatemala y Belice y al oeste con el Océano Pacífico. La jurisdicción federal mexicana se extiende, en adición al propio México, sobre un número de islas cercanas a la costa. El área del país es de 1'964,382 km². El estado de Guanajuato se localiza en la parte central de la República Mexicana entre los paralelos 21° 52' al norte y 19° 55' al sur de la latitud norte y entre los meridianos 99° 41' al este y 102° 09' al oeste de la longitud oeste. Colinda al norte con San Luis Potosí; al sur con Michoacán de Ocampo; al este con Querétaro de Arteaga y al oeste con Jalisco. La superficie total del estado representa el 1.6% de la superficie nacional con una extensión de 30,589 km² y políticamente se divide en 46 municipios. El número de habitantes del estado es de 4'663,032; teniendo como capital del estado la ciudad de Guanajuato. El municipio de Jaral del Progreso forma parte de la región IV Sureste del Estado de Guanajuato, teniendo como coordenadas geográficas los 100° 59' 01" y 101° 07' 00" de longitud oeste al meridiano de Greenwich y a los 20° 15' 08" y 20° 26' 03" de latitud norte, su altura promedio es de 1,730 m sobre el nivel del mar.

Jaral del Progreso se localiza en la parte centro-sur del estado, limita al norte con el municipio de Salamanca, al noreste con Cortázar, al suroeste con Yuriria; al sureste con Salvatierra y al oeste con Valle de Santiago. El área del territorio municipal comprende 174.37 km², equivalentes al 0.57% de la superficie total del estado. El municipio se divide en una cabecera municipal, la ciudad de Jaral del Progreso, y 17 comunidades,

siendo las más importantes Victoria de Cortázar, Santiago Capitiro, San José de Cerrito de Camargo y La Bolsa.

La ciudad de Jaral del Progreso tiene como coordenadas geográficas los 101° 07' de longitud oeste del meridiano de Greenwich y los 20° 22' de latitud norte, y su altura promedio sobre el nivel del mar es de 1,730 metros, referencia figura 1.1.

Figura 1.1.- Localización del Municipio de Jaral del Progreso.



1.2.2 Climas

La temperatura promedio anual en el Municipio es de 18.5°C, con un nivel máximo 35.2°C y mínimo de 15°C; el clima es templado subhúmedo durante casi todo el año. La precipitación pluvial total anual es de 647.9 mm en promedio y la dirección de los vientos es generalmente de Noroeste a Suroeste, aunque en menor porcentaje se tienen otros tipos de climas sub-húmedos de acuerdo a la Tabla 1.1 y Tabla 1.2:

Tabla 1.1.- Tipos de climas del municipio de Jaral del Progreso, Gto.

TIPO O SUBTIPO	SIMBOLO	% DE LA SUPERFICIE MUNICIPAL
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad.	ACwO	96.36
Templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media.	C(w1)	2.30
Templado subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad.	C(wO)	1.34

FUENTE: CGSNEGI: Carta de Climas, 1:1000,000.

Tabla 1.2 información compilada del sitio web:

<<http://smn.cna.gob.mx/climatologia/normales/estacion/gto/NORMAL11070.TXT>>

SERVICIO METEOROLOGICO NACIONAL		NORMALES CLIMATOLÓGICAS												
ESTADO DE: GUANAJUATO		PERIODO: 1981-2010												
ESTACION: 00011070 SANTA JULIA		ALTURA: 1,723.0 MSNM.												
ELEMENTOS		LONGITUD: 101°01'15" W.												
		LATITUD: 20°23'55" N.												
		ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
TEMPERATURA MAXIMA														
NORMAL	23.9	25.5	27.6	30.2	31.3	29.6	27.1	27.0	26.4	26.4	26.4	25.7	24.7	27.1
MAXIMA MENSUAL	27.5	28.1	31.6	35.5	35.9	32.8	30.1	31.1	29.0	30.5	30.5	28.1	27.5	
AÑO DE MAXIMA	2009	2006	1998	1998	1998	1998	2010	2000	2000	2010	2005	2005	2007	
MAXIMA DIARIA	30.5	32.5	34.5	37.5	38.0	36.5	33.5	33.0	33.0	35.0	35.0	32.5	31.5	
FECHA MAXIMA DIARIA	01/2008	23/1998	29/1998	10/1998	10/1998	23/1987	02/1990	17/2000	13/2000	06/2010	16/1989	22/2008		
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	29	29	29	
TEMPERATURA MEDIA														
NORMAL	14.7	16.0	17.9	20.4	22.3	22.2	20.6	20.3	20.1	18.7	18.7	16.8	15.5	18.8
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	29	29	29	
TEMPERATURA MINIMA														
NORMAL	5.5	6.5	8.3	10.7	13.3	14.8	14.1	13.7	13.8	11.1	11.1	7.9	6.2	10.5
MINIMA MENSUAL	2.4	2.8	5.0	8.5	11.1	13.0	10.0	7.8	12.1	8.0	8.0	4.4	3.1	
AÑO DE MINIMA	1998	1983	1986	1983	1993	2000	2006	2006	2007	1995	1999	1999	1999	
MINIMA DIARIA	-1.5	-0.5	0.0	3.5	7.0	7.0	4.5	4.5	4.5	1.0	1.0	-3.0	-2.0	
FECHA MINIMA DIARIA	21/1988	13/1983	23/1986	10/1983	04/1981	15/1981	08/2006	04/2007	01/2007	19/1997	17/1981	14/1997		
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	29	29	29	
PRECIPITACION														
NORMAL	13.7	9.8	5.7	9.3	22.9	103.4	164.7	144.0	116.4	46.3	46.3	13.4	5.5	655.1
MAXIMA MENSUAL	78.5	86.6	58.9	48.8	98.2	238.0	365.1	278.8	320.1	140.4	140.4	69.9	28.3	
AÑO DE MAXIMA	1992	2010	1997	1997	2006	1985	1991	2001	2003	1981	1981	1983	1981	
MAXIMA DIARIA	28.0	31.5	14.2	22.8	43.7	84.3	78.9	85.0	92.9	61.1	61.1	61.5	20.5	
FECHA MAXIMA DIARIA	14/2002	03/2010	19/1997	28/1987	27/2006	15/2001	27/2007	07/2010	21/1993	17/2007	07/1983	17/1985		
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	29	29	29	
EVAPORACION TOTAL														
NORMAL	112.0	120.9	172.0	195.2	198.2	172.1	159.6	155.0	137.2	145.7	145.7	125.6	105.9	1,799.4
AÑOS CON DATOS	18	18	19	18	18	17	21	20	21	21	21	20	18	
NUMERO DE DIAS CON														
LLUVIA														
NORMAL	2.4	1.8	1.6	2.5	4.5	11.5	16.2	14.4	11.4	5.2	5.2	2.2	1.5	75.2
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	30	29	29	
NIEBLA														
NORMAL	0.5	0.9	0.7	1.6	0.9	3.3	6.0	5.9	5.9	3.1	3.1	1.4	0.6	30.8
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	29	29	29	
GRANIZO														
NORMAL	0.4	0.7	0.5	0.4	0.9	2.2	3.6	3.0	2.6	1.1	1.1	0.6	0.4	16.4
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	29	29	29	
TORRENTA E.														
NORMAL	0.6	0.7	0.6	0.8	1.6	4.4	6.7	6.4	5.6	2.2	2.2	0.8	0.6	31.0
AÑOS CON DATOS	28	28	29	28	28	28	30	29	30	30	30	29	29	

1.2.3 Fisiografía

Aproximadamente el 63 por ciento de la superficie del municipio corresponde a zonas planas, mientras que el restante 37% está formado por áreas de topografía accidentada, caracterizándose por tener dos grandes serranías, una situada al oriente, formada por el cerro de Culiacán y que presenta una altitud de 2,830 metros sobre el nivel del mar, y otra localizada al poniente denominada Cerro Gordo. Existen también los cerros llamados Potrerillos y La Tetilla.

1.2.4 Hidrología

La localidad de Jaral del Progreso se ubica en la cuenca del río Lerma-Chapala-Santiago, región hidrológica que abarca la mayor parte del Estado. La principal corriente es el río Lerma que corre de oriente a poniente y entra al municipio por su parte sureste, dividiéndose en dos corrientes conocidas como el brazo izquierdo y el brazo derecho del mencionado río; el brazo que cruza más cercano es el brazo izquierdo; éste pasa, en su punto más cercano a la localidad, aproximadamente a un kilómetro y en su recorrido derivan varios canales que a su vez funcionan como infraestructura de riego. Estas corrientes abandonan al municipio por su parte norte para volver a unirse al oeste del municipio de Salamanca. El canal de mayor importancia es el Canal Comunicaciones el cual pasa por la zona este de la localidad. Por la parte norte sale de la localidad otro canal que se conoce como Canal Río Laborío y por la parte oeste existe otro canal conocido como Canal Padrón que se derivan de la presa de almacenamiento laguna de Yuriria. El Río Lerma a su paso por Jaral del Progreso, se alimenta de varios arroyos, entre los que destacan el Ing. Antonio Coria, El Diezmo, Extracción, Comunicaciones y Padrón. Los ríos Laborío y La Zanja se encuentran también en éste municipio.

1.2.5 Población Económicamente activa.

La vocación principal del municipio de Jaral del Progreso es la agricultura, de acuerdo al Censo General de Población y Vivienda, realizado por el INEGI en el año 2010, el 30.34 por ciento de la población económicamente activa se encuentran ocupados en el primer sector económico; en el segundo, se emplea al 30.17 por ciento de la población y en el tercer nivel el 36.68 por ciento de la población económicamente activa, como se muestra en la Tabla 1.3 y Tabla 1.4.

Tabla 1.3.- Población de 12 años y más por sexo, según condición de actividad 2010:

SEXO	TOTAL	POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA		POBLACION ECONOMICANTE	NO ESPECIFICADO
		OCUPADA	DESOCUPADA	INACTIVA	
MUNICIPIO	36,584	19,182	250	16,864	288
HOMBRES	17,661	13,309	199	6,711	141
MUJERES	18,923	5,873	51	10,153	147

Fuente: Resultados del XII Censo General de Población y Vivienda. INEGI 2010.

Tabla 1.4.- Información compilada del sitio Web:
<<http://www.conapo.gob.mx/00cifras/proy/localidad.xls>>

Población a mitad de año de localidades seleccionadas, 2012-2030
(Localidades censales)

Clave: 110180001	
Nombre: Jaral del Progreso	
Municipio: Jaral del Progreso	
Entidad federativa: Guanajuato	
Año	Población
2012	16037
2013	15733
2014	15432
2015	15136
2016	14841
2017	14551
2018	14265
2019	13981
2020	13702
2021	13425
2022	13156
2023	12885
2024	12622
2025	12361
2026	12104
2027	11852
2028	11601
2029	11352
2030	11109

1.3 JUSTIFICACIÓN DEL PROCESO

La Organización de las Naciones Unidas (ONU) declaró al 2008 “Año Internacional del Saneamiento”, realizando una gran campaña en la que muestra una vasta cantidad de información al respecto.

En dicha campaña, en el apartado de Gestión de Aguas Residuales, señala que:

...el manejo inadecuado de las aguas residuales puede tener consecuencias muy graves para la salud humana, el medio ambiente y el desarrollo económico. Contamina las fuentes de suministro, lo que aumenta el riesgo de enfermedades infecciosas, el deterioro del agua subterránea y de otros ecosistemas locales. El costo del tratamiento de aguas residuales puede resultar

muy alto y, frecuentemente, los gobiernos locales no cuentan con recursos suficientes para tomar medidas atenuantes...

.... Al elegir la tecnología de saneamiento adecuada se debe tomar en cuenta alternativas eficaces y elegir la opción correcta para las circunstancias específicas (Naciones Unidas, 2007, p. 1).

Con lo anterior, la ONU confirma que, con el tratamiento de aguas residuales, se contribuye al manejo sostenido del medio ambiente (Mercado, Leida; 2008).

Los países de bajos recursos son más vulnerables a enfermedades, además suelen ser menos conscientes para conservar condiciones de salubridad y ello se transforma en propagación de infecciones entre la población.

Respecto a este comentario, sabemos que las aguas residuales alojan diversos microorganismos que producen enfermedades (agentes patógenos).

Si aunamos esto con el hecho de la pobreza, tenemos que la diarrea y otros cuadros gastrointestinales se encuentran entre las tres principales causas de muerte en el mundo. Entonces, dada la ausencia de sistemas de tratamiento de aguas negras y su desecho inadecuado, existen muertes, por ejemplo, conforme a la Organización Mundial de la Salud (OMS), en Brasil, 20 niños mueren cada día por dichas causas (Kelly A. Reynolds; 1992).

Basta recordar la epidemia de cólera en Latinoamérica que comenzó en 1991 en Perú y después de dos años se expandió en toda América del Sur extendiéndose posteriormente, hasta México. Ello es una demostración más de la importancia de efectuar mejores prácticas de higiene, saneamiento y desecho de residuos.

Por lo anterior, se hace necesario para mejorar las condiciones de salud en las regiones en vías de desarrollo, plantas de tratamiento eficientes para manejo de agua residual, e incluso potable. No obstante, esta infraestructura requiere grandes inversiones de capital. Exclusivamente en nuestro país, se estima una inversión de US\$ 2 900 millones para proporcionar agua limpia y servicio de saneamiento a los habitantes de las zonas urbanas (Kelly A. Reynolds; 1992). Por razonamiento lógico, se necesitan miles de millones de dólares para toda Latinoamérica.

Sabemos que es una gran inversión, muy cuantiosa, dejando a un lado el costo que representaría su operación y mantenimiento para brindar un trabajo continuo. Sin embargo, el costo económico y humano de un brote de alguna epidemia sería mucho mayor a la inversión en dicha infraestructura y, por tanto, es mejor invertir en la prevención. Los costos generados por no tener un sistema de saneamiento de aguas residuales son mucho mayores, a los originados por la inversión en la construcción, mantenimiento y mejoramiento de dicho sistema.

1.4 OBJETIVO DEL PROCESO

Durante el desarrollo del proceso del tratamiento de aguas residuales, nos podremos dar cuenta de todo lo que evita y ayuda. Porque después de ser utilizado el afluente, no sabemos hacia dónde se dirige y las consecuencias que puede generar debido a la falta de tratamiento, ya que, se desecha con diversos residuos, tales como domésticos, industriales, comerciales y productos que lo contaminan.

Como objetivo del tratamiento de aguas residuales son: el proteger los cuerpos de aguas evitando la descarga de aguas residuales contaminadas, así como la de obtener un agua de calidad adecuada para su reutilización.

Para el desarrollo del presente, hay un concepto del tratamiento de aguas residuales.

El tratamiento de un agua residual municipal consiste en una combinación de procesos y operaciones de tipo físico, químico y biológico destinados a eliminar residuos sólidos, materia orgánica, microorganismos patógenos y a veces, elementos nutritivos contenidos en el agua residual. Cuando el agua residual es tratada con la intención de utilizarla para riego agrícola, los criterios de calidad más importantes son los relacionados con la salud pública y las necesidades de los agricultores. En términos de salud pública la remoción de coliformes fecales y de huevos de helminto son más importantes que la remoción de compuestos orgánicos. Para los agricultores el volumen de sólidos suspendidos y nutrientes como nitrógeno y fósforo son importantes, ya que incrementan la fertilidad del suelo y disminuyen la necesidad de aplicar fertilizante (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua; n.d.; p. 6, 7).

A continuación, presentamos la respuesta a la pregunta que dado lo anterior surge: ¿Por qué es rentable el tratamiento de las aguas residuales? Ramón Guerra Alonso de la UNAM (Universidad Nacional Autónoma de México) (2007, pp. 3,4), señala, en cuanto al requerimiento de infraestructura hidráulica para saneamiento:

...que las demandas crecientes de agua y la baja eficiencia, marcarán una tendencia en el corto plazo hacia una infraestructura para aumentar el abasto mediante nuevas fuentes de agua y obras mayores de captación y conducción, con altos costos de inversión y operación; las fuentes potenciales regularmente están comprometidas, por lo que el reto no será necesariamente técnico sino financiero, social y ambiental.

Además, el tratamiento de las aguas residuales, debe ser apoyado por programas que permitan la comercialización de esta agua para hacerlas autofinanciables y operables. Dichos programas deben ser dirigidos hacia el saneamiento y capitalización de las obras relacionadas al tratamiento y reúso de las aguas residuales. De igual manera, debe existir un intercambio de experiencias y conocimientos aplicados, en cuanto a tecnología y procesos, entre los estados y municipios del país, con el fin de cumplir tanto con las obras y hacer funcionales las mismas (2007, pp. Loo).

Ramón Merino Loo, sostiene un Pensamiento Progresivo contra un pensamiento tradicional acerca del recurso del agua. En éste expone ideas que me parecen interesantes, porque aportan un enfoque diferente de cómo se veía anteriormente este tema, haciendo énfasis en:

- La prevención de la contaminación y minimización de desperdicios tienen una buena aceptación desde el punto de vista de los negocios, especialmente cuando se consideran los costos de limpiar terrenos contaminados o retro-ajustar procesos de producción para cumplir con requerimientos más estrictos sobre emisiones y afluentes.
- La prevención de la contaminación presenta la oportunidad de mejorar los procesos de producción, la operación de la planta y la imagen de la empresa.
- La prevención de la contaminación no es una simple filosofía, sino más bien una parte integral de la toma diaria de decisiones de negocios.
- La prevención de la contaminación va de la mano con un programa de administración de la calidad total y el fortalecimiento de la competitividad.

Las Principales Razones para el Cambio de Enfoque que él argumenta, son principalmente las siguientes: el agotamiento de energéticos (México tiene muy próximo el agotamiento de su principal fuente de petróleo, 10 a 20 años); el calentamiento Global - Cambio Climático; y el traslado de la contaminación del agua al aire, en zonas saturadas, puede ser más grave que la misma contaminación acuosa.

También puntualiza la dirección que debe seguir el diseño de las PTAR's (Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales), el cual, para ser efectivo, debe de ir más allá de los pasos tradicionales de las tecnologías del diseño como una solución. Menciona que se deben balancear los esfuerzos y costos asociados con el desarrollo y el refinamiento del diseño, con el efecto de costo y calidad que puede ser logrado y que el Diseño debe de considerar al Factor Humano como pieza motriz del Proceso de Tratamiento seleccionado y debe ser de fácil operación, así como un mantenimiento bajo. Sin embargo, también señala algunas problemáticas en las que se ve envuelta la infraestructura para el tratamiento del agua, tales como, que las plantas de tratamiento de aguas residuales consumen el 1% de la energía producida en todo el mundo y que desafortunadamente la conservación de la energía **no es prioridad** ni para diseñadores ni operadores de dicha infraestructura. Aquí quisiera comentar que el autor no menciona alguna referencia para comparar si dicha cantidad es mucha o es poca energía eléctrica destinada a este fin y si con la mejora del diseño de estas plantas, cuánto sería el ahorro energético (Ramón Merino Loo, 2007; pp. 12-15).

Para el diseño de PTAR's debe de incorporar la experiencia y capacitación del personal de operación y mantenimiento, de lo contrario se corre el peligro de una deficiente operación de la Planta.

Sin lugar a duda, el tratamiento tiene beneficios, aunque estos sean difíciles de palpar, tal como lo señala Escalante et. al (2002, p. 236): Los principales beneficios del tratamiento del agua residual se consideran intangibles y difíciles de valorar económicamente, en virtud de que impactan en el mejoramiento de la calidad de vida de la población, básicamente en el mejoramiento del ambiente, eliminación de las plagas, malos olores, focos de infección, permitiendo el desarrollo de flora y fauna.

Watergy A. C. México, aborda un punto que no se había tocado hasta este momento y que es de gran significancia, que es el uso de la energía utilizada en el proceso de tratamiento de aguas residuales, señalando que:

No solamente existen muchas posibilidades de reducir el costo de la energía utilizada en el proceso de tratamiento de aguas residuales, sino que también en ocasiones las plantas pueden producir energía utilizando los procesos existentes. Por ejemplo, la opción de digestión anaeróbica para el procesamiento del lodo cloacal produce metano, que puede quemarse como una fuente de combustible. La captura del gas de digestor puede producir tanto calor como electricidad, a través de la cogeneración. Además, la instalación de una turbina para generar electricidad en la descarga del efluente puede generar energía hidroeléctrica en ciertas instalaciones... (n.d)

Retomando el reúso del agua residual tratada, esta misma asociación propone diversos aprovechamientos que puede tener ésta en varios sectores y actividades. Además, proporciona ejemplos puntuales de reúso en diferentes países como Namibia, Israel, México, Chile, y el estado norteamericano de Texas, donde incluso ya existe una tubería exclusiva para el agua regenerada. De igual manera menciona que el agua para reúso debe cumplir con ciertos estándares de calidad, no obstante, cada país establece los suyos, todos se basan en los estipulados por la OMS.

Asimismo, este organismo propone que el “agua gris” (agua residual tratada proveniente de una planta, que no es potable por muy poco) sea aplicada a la recarga de acuíferos de aguas subterráneas, suministro para procesos industriales, riego de algunos cultivos e incluso el aumento de la reserva de agua potable. Aunque la regeneración del agua gris no cambia la cantidad de agua utilizada por el cliente, ahorra energía y reduce los costos de tratamiento para ese uso del agua.

Muchas veces el agua pura es utilizada en aplicaciones en donde el agua de más bajo grado puede ser igual de efectiva. En Namibia, desde 1968 los residentes han utilizado el agua residual tratada para complementar hasta el 30% de la reserva de agua potable de la ciudad. En Israel, el 70% de las aguas residuales municipales son tratadas y reutilizadas, principalmente para el riego agrícola de cultivos no alimenticios. Además, extensas áreas agrícolas alrededor de la Ciudad de México, Melbourne en Australia y Santiago de Chile y muchas ciudades chinas, de igual manera son regadas con aguas residuales. En California, desde mediados de la década de los 90, más de 606 mil millones de litros (160 mil millones de galones) de agua regenerada son utilizados anualmente para riego, recarga de aguas subterráneas y procesos industriales (Watergy A. C. México, n.d.).

Sin embargo, no hay que olvidar que para que el agua pueda ser reutilizada, debe cumplir con estándares de calidad, que son establecidos por los propios criterios de cada país, y con base en sus estándares para efluentes, a fin de evitar problemas de salud pública y la contaminación de los mantos superficiales. En efecto, también la OMS ha establecido lineamientos para reutilizar el agua en el riego agrícola definidos mediante límites microbiológicos aceptables (n. d.).

Recientemente, las autoridades de la ciudad de Austin, Texas, expidieron bonos municipales para instalar una tubería de agua para el centro de la ciudad, exclusivamente de agua regenerada. Esta nueva tubería proporcionará a los usuarios finales una fuente de agua más barata para el riego de jardines y otras funciones donde no es necesaria el agua potable. Las autoridades de Austin planean recuperar su inversión rápidamente, al gastar mucho menos en el suministro de agua potable proveniente de fuentes de agua dulce y reducir enormemente la demanda en todo su sistema (n. d.).

Por su parte, en México, la disponibilidad de recursos tanto materiales como humanos, así como el destino que se da al agua residual y el tipo de tecnología utilizada en su tratamiento, son factores condicionantes que han determinado el desarrollo de la industria del tratamiento de aguas residuales municipales. Conforme la demanda de agua aumenta, el reúso y aprovechamiento del recurso, lo cual tiene que ver con su conservación. Ejemplo del aumento del requerimiento en las grandes ciudades, donde la población va en aumento y las actividades en las que se emplea el agua son diversas. Además, si consideramos las que tienen que ver con las básicas y/o vitales para la población, toma mucha más importancia y cada vez se vuelve imprescindible el reúso como medida para la conservación y/o aprovechamiento del agua.

Es por lo anterior, que se presenta la siguiente cita, para reafirmar: En todo el país tarde o temprano deberán de incrementarse y de tomar más peso los programas de uso eficiente y racional del recurso hídrico, los de su conservación, y los del reúso (Escalante, V.; 2002; p. 231).

Existen dos formas generales de tratar las aguas residuales. Una de ellas consiste, en dejar que las aguas residuales se asienten en el fondo de los estanques, permitiendo que el material sólido se deposite en el fondo. Después se trata la corriente superior de residuos con sustancias químicas para reducir el número de contaminantes dañinos presentes. El segundo método, más común, consiste en utilizar la población bacteriana para degradar la materia orgánica. Este método, conocido como tratamiento de lodos activados, requiere el abastecimiento de oxígeno a los microbios de las aguas residuales para realizar su metabolismo (Reynolds, Kelly A.; 2002).

1.5 PROBLEMÁTICA ACTUAL O NECESIDADES

Al día de hoy, en la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Guanajuato, se dispone de un sistema de alcantarillado sanitario que conduce todas las aguas residuales que se generan, hacia los canales pluviales localizados al norte y noroeste de la ciudad, y donde estas aguas escurren por parcelas donde se cultiva a lo largo del año.

En las visitas a campo que se realizaron durante el periodo de estudio, se detectó que el sistema de alcantarillado, en sus tramos terminales, se encuentra funcionando con normalidad; se percató que en las descargas no se presenta azolvamiento excesivo, pero si se evidenció que una de ellas está trabajando ahogada, dificultando el desempeño adecuado en esa parte del sistema.

Aunado al origen de las descargas, el punto fundamental del problema es que no existe un sistema de tratamiento integral para las aguas residuales generadas por la zona de estudio, por lo que actualmente se está generando una grave afectación sobre la flora y fauna, aguas abajo del canal Ócalo y de canales adyacentes, como el canal Padrón, en la parte oeste, y el canal Laborio, localizado en la parte norte de la cabecera municipal, los cuales se alimentan de las mismas aguas residuales; además se ve afectado en cierto punto la calidad de los productos agrícolas que están siendo regados con agua contaminada. Pero el problema más grave se tiene en el detrimento subsecuente en la calidad de vida de la población de la cabecera municipal de Jaral del Progreso y de localidades cercanas a los puntos de descarga.

En función de la definición de saneamiento, la cual es “el conjunto de obras y acciones de recolección, conducción, tratamiento y vertido de aguas residuales”, y tomando como antecedente el que sólo existe la red de alcantarillado, y no así un sistema de tratamiento que dé cumplimiento a la normatividad existente, es necesario desarrollar un sistema que contemple lo siguiente:

- ✓ Recolección de toda el agua contaminante de la ciudad.
- ✓ Conducción de toda el agua contaminada al lugar de la Planta de tratamiento de Aguas Residuales.
- ✓ Planta de tratamiento de aguas contaminadas.
- ✓ Plan de tratamiento y destino de las aguas tratadas.

La falta de tratamiento de las aguas residuales, puede traer como consecuencias una serie de alteraciones, entre las que se pueden ejemplificar las siguientes:

1. Perturbación del curso de canales, hábitat de plantas y animales acuáticos, áreas de desazolve y cría.
2. Alteraciones en el balance de las aguas superficiales y deterioro de aguas blancas que reciben el efluente de aguas servidas. Además de contaminación de aguas subterráneas, por patógenos y nitrógeno.
3. Degradación de poblaciones por donde atraviesan las aguas residuales o que reciben el flujo, con los consecuentes riesgos a la salud.
4. Contaminación con patógenos y sustancias químicas al suelo y cultivos en los sitios de aplicación.

5. Generación de malos olores y criaderos de fauna nociva, que provocan molestias y riesgos a la salud pública, pudiendo ser provocados por fallas o ausencias en los servicios de tratamiento en las áreas de drenaje, derrames o rupturas a lo largo del cauce.
6. Impacto adverso al paisaje; se considera este aspecto por la incorporación de los elementos nuevos y extraños al paisaje predominante del sitio del proyecto, que supone su ejecución.

La presente propuesta, no sólo pretende satisfacer una necesidad, sino establecer un precedente para que las generaciones futuras de la cabecera municipal, tengan un medio ambiente más sano que puedan disfrutar, al mismo tiempo que evitan la contaminación de cuerpos de agua tanto superficiales, como subterráneos fundamentales para el consumo humano y propio del ecosistema.

Como ya se mencionó, actualmente no existe un sistema de tratamiento para las aguas residuales que genera la zona de estudio, sin embargo, existen las condiciones para que este proyecto se pueda llevar a cabo favorablemente en el corto plazo.

1.6 ORIGEN DE LAS AGUAS RECIBIDAS

La calidad del agua residual esperada a ser tratada es tipo doméstica, que es la comúnmente procedente de zonas urbanas. El uso doméstico del agua incluye el agua que se consume para limpieza, higiene, fines culinarios y evacuación de residuos. Entre las características más importantes en un agua residual doméstica encontramos el color, olor, sólidos, constituyentes orgánicos (expresados como demanda bioquímica de oxígeno) como grasas animales, detergentes y la presencia de microorganismos que pueden ser nocivos a la salud.

Para nuestro caso en particular se considerarán las siguientes características, obtenidas de los análisis a muestras compuestas de agua residual tomadas de las descargas de aguas residuales referidas en la presente tabla del presente estudio, previas a la llegada a los canales Padrón y Laborío, y canales de riego adyacentes al norte de la cabecera municipal; durante el periodo que abarca los días 1 al 15 de febrero de 2008, y que dichas caracterizaciones fueron proporcionadas por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato. Ver tabla 1.5.

1.6.1 Caracterización de las aguas residuales para el diseño de la PTAR

Las determinaciones analíticas de las muestras compuestas y simples, correspondientes a las descargas ubicadas en los sitios del Panteón, Junto a la Vía y No. 3 localizada en la inmediaciones de la calle Camelia Norte de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, se realizaron en el laboratorio certificado ante EMA denominado IDECA S.A. de C.V, Investigación y Desarrollo de Estudios de Calidad del Agua, de acuerdo a lo establecido en la NOM-001-SEMARNAT-1996.

A continuación, en la Tabla 1.5, se presenta el resumen de los resultados de los parámetros analizados para caracterizar el agua cruda que genera la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Guanajuato; los cuales fueron proporcionados por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato:

Tabla 1.5.- Resultados de ensayos de aguas residuales de Jaral del Progreso, Gto.

PARAMETRO	MUESTRAS COMPUESTAS DIA 1 (01-02 FEB 2008)			MUESTRAS COMPUESTAS DIA 2 (03-04 FEB 2008)			MUESTRAS COMPUESTAS DIA 3 (05-06 FEB 2008)		
	C-116-1	C-116-2	C-116-3	C-117-1	C-117-2	C-117-3	C-120-1	C-120-2	C-120-3
	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3
Aforo (L/s)	0.315	13.902	11.59	0.308	4.097	8.342	0.317	6.385	10.783
Temperatura ©	18.8	19.4	18.8	19.8	19.3	18.7	19.9	19.2	18.8
pH(Unidades)	7.30	7.45	7.22	7.38	7.4	7.21	7.41	7.45	7.37
Conductividad (mMhos/cm)	2287	1393	1439	2202	1263	1306	2143	1354	1398
Materia Flotante	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE
DBO5 (mg/L)	266	436	298	324	356	279	228	326	198
DQ0 (mg/L)	515	1110	720	440	609	553	609	840	438
Fosforo Total (mg/L)	30.91	19.68	16.97	22.88	17.67	12.66	18.27	17.07	11.25
Nitratos (mg/L)	0.09	0.11	0.08	0.07	0.07	0.095	0.03	0.06	0.02
Nitritos (mg/L)	0.012	0.011	0.013	0.023	0.015	0.005	0.027	0.003	<0,001
NTK (mg/L)	94.03	62.93	57.28	95.11	41.07	52.96	84.79	62.63	69.12
N-Total (mg/L)	94.132	63.051	57.373	95.203	41.155	53.060	84.847	62.693	69.14
G y A (m/gL)	39	56	47	51	38	42.000	26	33	45
Sse (mL/L)	0.5	5	4	0.4	2	2	0.3	3.5	1.8
SST (mg/L)	245	505	450	95	100	440	132	128	284
Coliformes Fecales	6.30E+07	1.10E+08	7.90E+07	2.80E+08	2.80E+08	5.40E+08	1.40E+08	9.40E+07	2.20E+08
Arsenico (mg/L)	-	-	-	0.0029	0.0033	0.0028	-	-	-
Cadmio (mg/L)	-	-	-	<0,005	<0,005	<0,005	-	-	-
Cianuro (mg)	-	-	-	0.36	0.47	0.44	-	-	-
Cobre (mg/L)	-	-	-	0.01	0.02	0.04	-	-	-
Cromo (mg)	-	-	-	<0,02	<0,02	<0,02	-	-	-
Mercurio (mg)	-	-	-	<0,0005	<0,0005	<0,0005	-	-	-
Niquel (mg)	-	-	-	<0,025	<0,025	<0,025	-	-	-
Plomo (mg/L)	-	-	-	<0,025	<0,025	<0,025	-	-	-
Zinc (mg/L)	-	-	-	0.08	0.11	0.13	-	-	-

Tabla 1.5.- Resultados de ensayos de aguas residuales de Jaral del Progreso, Gto.

PARAMETRO	MUESTRAS COMPUESTAS DIA 4 (07-028FEB 2008)			MUESTRAS COMPUESTAS DIA 5 (09- 10 FEB 2008)			MUESTRAS COMPUESTAS DIA 6 (11-12 FEB 2008)		
	C-175-1	C-175-2	C-175-3	C-213-1	C-213-2	C-213-3	C-222-1	C-222-2	C-222-3
	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3
Aforo (L/s)	0.422	7.774	11.555	0.312	7.325	10.912	0.406	4.710	13.561
Temperatura ©	19.3	19.2	19.3	17.9	17.3	17.3	18.4	19.5	18.8
pH(Unidades)	7.36	7.39	7.23	7.30	7.27	7.24	6.84	6.87	6.77
Conductividad (mMhos/cm)	2407	1384	1490	2272	1647	1572	2283	1575	1688
Materia Flotante	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE
DBO5 (mg/L)	256	270	215	340	379	300	212	323	246
DQ0 (mg/L)	477	548	309	582	671	553	355	624	668
Fosforo Total (mg/L)	11.452	6.739	11.452	31.31	13.35	19.16	20.88	13.86	18.57
Nitratos (mg/L)	0.01	0.02	0.03	0.05	0.04	0.05	0.11	0.06	0.08
Nitritos (mg/L)	0.003	0.004	0.003	<0,001	0.002	0.016	0.002	0.002	<0,001
NTK (mg/L)	48.64	42.33	63.95	109.93	98.89	74.03	98.89	64.31	70.79
N-Total (mg/L)	48.653	42.354	63.983	109.93	98.932	74.096	99.002	64.372	70.87
G y A (m/gL)	40	51	49	40	31	52	30	20	35
Sse (mL/L)	0.5	0.3	0.1	0.1	0.2	0.1	0.1	0.5	<0,1
SST (mg/L)	170	100	140	113	187	167	45	235	155
Coliformes Fecales	2.60E+08	1.70E+08	2.60E+08	4.90E+08	3.30E+08	3.30E+08	2.80E+08	2.80E+08	5.40E+08
Arsenico (mg/L)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cadmio (mg/L)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cianuro (mg)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cobre (mg/L)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Cromo (mg)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mercurio (mg)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Niquel (mg)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Plomo (mg/L)	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Zinc (mg/L)	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 1.5.- Resultados de ensayos de aguas residuales de Jaral del Progreso, Gto.

PARAMETRO	MUESTRAS COMPUESTAS DIA 7 (13-14 FEB 2008)			LIMITE PERMISIBLE NOM -001
	C-230-1	C-230-2	C-230-3	
	PANTEON 1	JUNTO VIA	SITIO 3	
Aforo (L/s)	0.289	7.610	11.560	-
Temperatura ©	18.2	19.9	19.3	40.0
pH(Unidades)	7.17	7.14	7.04	5-10
Conductividad (mMhos/cm)	2402	1475	1635	-
Materia Flotante	PRESENTE	PRESENTE	PRESENTE	AUSENTE
DBO5 (mg/L)	266	477	334	150
DQO (mg/L)	485	873	511	-
Fosforo Total (mg/L)	28.8	21.98	21.28	30
Nitratos (mg/L)	<0,01	<0,01	<0,01	-
Nitritos (mg/L)	0.004	0.001	<0,001	-
NTK (mg/L)	100.51	64.31	71.87	-
N-Total (mg/L)	100.514	64.311	71.870	60
G y A (m/gL)	45	38	39	25
Sse (mL/L)	0.2	0.6	<0,1	2
SST (mg/L)	128	255	115	125
Coliformes Fecales	1.30E+07	1.80E+07	1.10E+07	2000
Arsenico (mg/L)	-	-	-	0.2
Cadmio (mg/L)	-	-	-	0.2
Cianuro (mg)	-	-	-	20
Cobre (mg/L)	-	-	-	6
Cromo (mg)	-	-	-	1.0
Mercurio (mg)	-	-	-	0.01
Niquel (mg)	-	-	-	4.0
Plomo (mg/L)	-	-	-	0.4
Zinc (mg/L)	-	-	-	20.0

Derivado de estos resultados se muestra en la Tabla 1.6, las características del agua residual de la cabecera municipal y lo que necesitamos remover de acuerdo a NOM-001-SEMARNAT-1996.

Tabla 1.6.- Características del agua residual de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto.

Parámetro	Unidad	Característica de diseño	Límite máximo permisible NOM-001-SEMARNAT-1996 Descarga a ríos (cuerpo receptor tipo A)	Eficiencia de remoción mínima requerida
Potencial de Hidrógeno	unidades de pH	7.2	5 a 10	No se requiere ajuste
Coliformes Fecales	NMP ¹ /100 ml	4.9 × 10 ⁸	1000	100.0%
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	440.5	150.0	65.9%
Grasas y Aceites	mg/l	52.7	25.0	52.6%
Materia Flotante	-	Presente	Ausente	100.0%
Sólidos Sedimentables	ml/l	3.9	1.0	74.0%
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	mg/l	363.2	150.0	58.7%
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/l	786.9	N.A.	-
Nitrógeno Total	mg/l	82.6	60.0	27.4%
Fósforo Total	mg/l	22.4	20.0	10.8%
Arsénico	mg/l	0.003	0.2	No se requiere ajuste
Cadmio	mg/l	0.005	0.2	No se requiere ajuste
Cianuros	mg/l	0.438	1.0	No se requiere ajuste
Cobre	mg/l	0.033	4.0	No se requiere ajuste
Cromo	mg/l	0.02	1.0	No se requiere ajuste
Mercurio	mg/l	0.001	0.01	No se requiere ajuste
Níquel	mg/l	0.025	2.0	No se requiere ajuste
Plomo	mg/l	0.025	0.5	No se requiere ajuste
Zinc	mg/l	0.121	10.0	No se requiere ajuste
Temperatura	°C	18.8	40.0	No se requiere ajuste



Valores fuera de Norma



Eficiencias de remoción mínimas requeridas

¹NMP - Numero Más Probable.

DBO - Demanda Biológica de Oxígeno, también denominada demanda bioquímica de oxígeno. Es un parámetro que mide la cantidad de materia susceptible de ser consumida u oxidada por medios biológicos que contiene una muestra líquida, y se utiliza para determinar su grado de **contaminación**.

1.6.2 Tipo de industrias y principales contaminantes

En la cabecera municipal de Jaral del progreso, y localidades aledañas, no existen prácticamente industrias que contaminen el medio circundante dado que no se cuentan con establecimientos que generen aguas residuales de manera considerable que afecten fehacientemente la calidad que produce generalmente un hogar con características normales de consumo y desecho.

Pero se tienen detectadas empresas de lácteos, como queseras, que pudieran en algún momento ocasionar problema de grasas animales en los drenajes municipales, entre las cuales se tiene a la empresa Quesos Mejía, la cual se encarga de la elaboración de derivados y fermentos lácteos.

Sin embargo, Jaral del Progreso posee una amplia vocación agrícola, por lo cual, se cuentan con descargas de aguas residuales de origen agrícola que se dan por el riego de toda la extensión de áreas de cultivo y que contienen residuos de abonos, plaguicidas, insecticidas, fertilizantes, etc., que son altamente contaminantes que van a desembocar a los cuerpos de agua receptores que las reciben. Para el caso que nos concierne, dichas aguas no serán tratadas en la planta de tratamiento, aunque éstas, en su trayecto alrededor de los drenes agrícolas un gran porcentaje tiende a dispersarse por fenómenos de evaporación, filtración y aprovechamiento de las mismas actividades agrícolas.

Aunque en el futuro cercano se pudiera instalar alguna industria de procesadora de alimentos o similar en la zona de estudio, ya se tiene contemplado que cualquier industria debe cumplir con las normas NOM-002-SEMARNAT-1997 si descargaran en los drenajes municipales o la NOM-001-SEMARNAT-1996 si su descarga la hacen a un cuerpo receptor de propiedad federal, desde el primer minuto de operación de la misma.

No obstante, en la zona de estudio (en la cabecera municipal) no existen actividades industriales trascendentales que pudieran generar una descarga de aguas residuales atípica a la urbano-doméstica, por lo que los contaminantes detectados, referidos en la tabla 1.6, serán los que se utilizarán para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales.

1.7 APROVECHAMIENTO ACTUAL DE LAS AGUAS RESIDUALES CRUDAS

Tal como se describió anteriormente, el agua residual cruda actualmente está siendo descargada en los canales pluviales contiguos a la ciudad, los cuales han sido contaminados durante muchos años y que han provocado el deterioro de esta parte de la cuenca.

En este momento las aguas residuales crudas son utilizadas, para uso agrícola mediante la descarga en los canales de riego ubicados en la zona norte de la cabecera municipal.

Por consiguiente, el tratamiento de las aguas residuales servirá para proteger y preservar los cuerpos de agua que se aprovechan para riego de las parcelas cultivadas, además de mejorar el ambiente y evitar la severa contaminación existente, que perjudica el hábitat de la fauna nativa de la región. Por consecuencia, dichas aguas tratadas serán vertidas en los canales cercanos al lugar de tratamiento.

1.8 DELIMITACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Reconociendo la prioridad de contar con una planta de tratamiento de aguas residuales en la cabecera municipal de Jaral del Progreso, conforme al Plan Municipal de Gobierno Jaral del Progreso 2009 – 2012; se establece conjuntamente con personal del municipio de Jaral y con personal de la CEAG, que la zona de análisis quede conformada por el área que actualmente comprende la cabecera municipal de Jaral del Progreso, que se estima en una superficie de 280 hectáreas. Ver figura 1.2.

Figura 1.2 (a).- Delimitación de la zona de estudio, cuenta con una superficie total de 280 hectáreas.

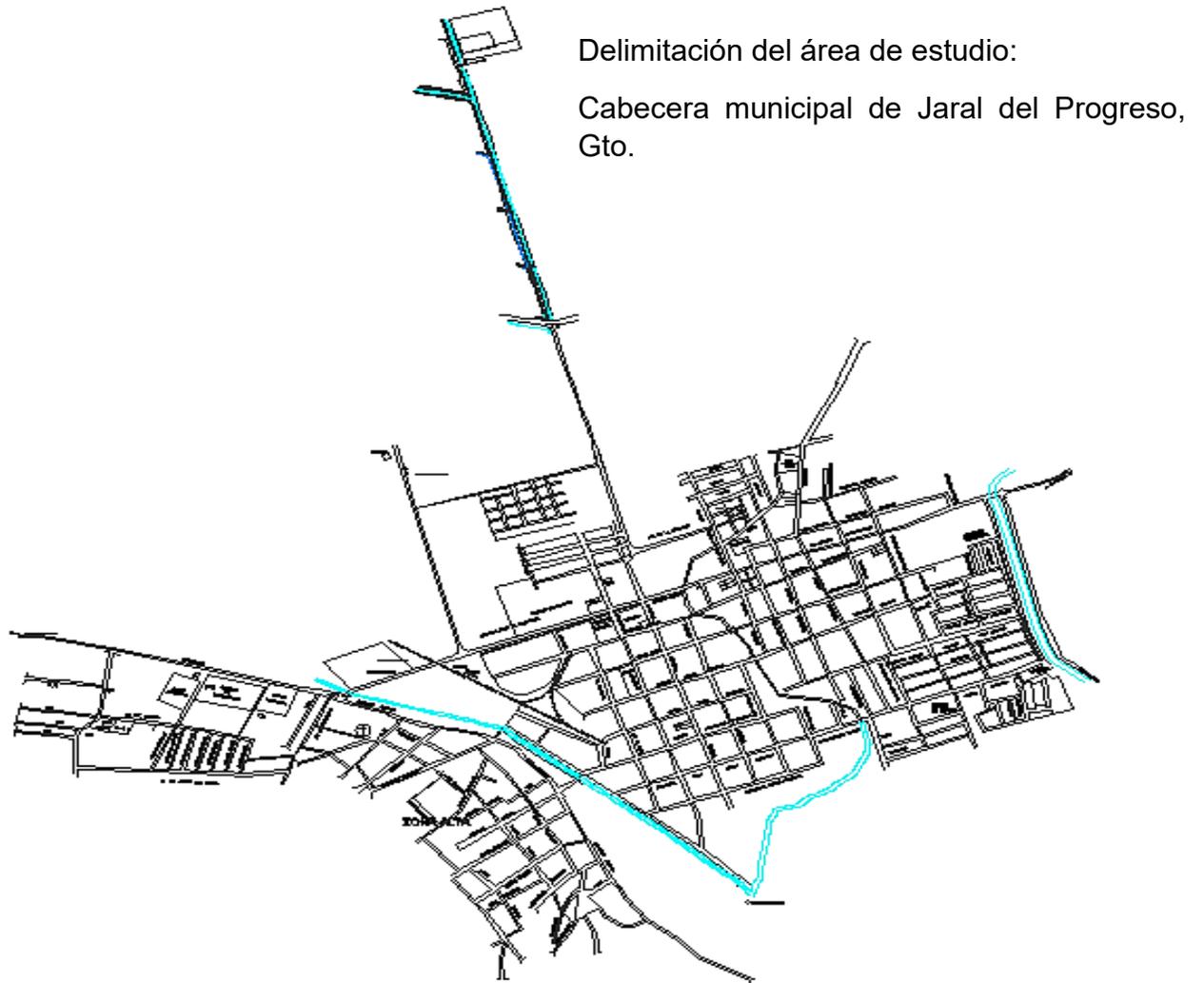


Figura 1.2 (b).- Delimitación de la zona de estudio, cuenta con una superficie total de 280 hectáreas.



1.9 SOLUCIÓN PROPUESTA

La solución propuesta para el saneamiento integral de las aguas residuales generadas por la cabecera municipal de Jaral del Progreso, comprende por categoría; la construcción de un colector-emisor con tubería corrugada de polietileno de alta densidad (PAD) ADS N-12 de 37.5, 45, 60 y 90 cm de diámetro, desde el pozo de visita en donde se localiza una de las descargas en la zona noroeste de la cabecera, junto a las vías del ferrocarril. El trazo de la tubería de 37.5 cm de diámetro con una longitud de 459 m está delimitado por uno de los lados del canal de riego, sobre la calle Dalia, hasta llegar a la intersección con la calle Juan de Dios Peza, pero 55.0 m antes de intersectar, se conecta con la descarga ubicada a un lado del panteón municipal y en donde se incrementa el diámetro de 37.5 a 45 cm con el mismo material PAD ADS y una longitud de 660 m, y el trazo es a un costado de la calle Juan de Dios Peza hasta llegar ahora con la intersección con la carretera Jaral del Progreso-Valle de Santiago, donde se encuentra instalado marginalmente sobre el derecho de vía de la misma

vialidad estatal, posteriormente hace un cruce de la carretera para dirigirse por la calle Chabacano en donde incrementa nuevamente el diámetro a 60 cm y con una longitud 590 m esta vez; y el trazo se hace a lo largo de esta vialidad municipal hasta terminar e intersectar con la calle Camelia Norte, donde se conecta al colector existente de 90 cm de diámetro y en el cual se encuentra implícita la tercera descarga de aguas residuales de la cabecera municipal de mayor volumen. Ahí se aprovecharán los tramos de tubería existentes recientes hasta el último pozo de visita donde actualmente descargan las aguas de desecho hacia los canales de riego adyacentes a la calle y 25 m antes de intersectar con el libramiento Norte Valle de Santiago-Cortazar; en ese punto donde culmina la tubería existente se proseguirá el trazo con nueva tubería del mismo diámetro (90 cm) y de polietileno corrugado con un largo de 1085 m hasta llegar al sitio de tratamiento; antes mencionado que se hará un cruce del colector con el libramiento estatal antes referido; se ubicará por el ancho de calle del camino a Tronconales, y en su trayecto hará cruce con el canal Ócalo, y por último un cruce con el canal de riego consecutivo al lugar de tratamiento; cabe señalar que todo este último tramo del colector se encuentra ubicado marginalmente dentro de la zona federal de los canales de riego contiguos y se tienen contempladas las interconexiones de tubería proyectada que se necesiten con el sistema sanitario existente para lograr conducir satisfactoriamente las aguas residuales hasta el sitio de tratamiento, donde el proceso principal estará definido por: **Reactores anaerobios de manto de lodos de flujo ascendente y filtros percoladores de alta tasa**, mediante el cual se alcanzará la calidad de agua establecida por la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996. De acuerdo a los estudios realizados en los capítulos posteriores.

1.10 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROCESO

El sistema propuesto de reactores anaerobios de manto de lodos de flujo ascendente y filtros percoladores, estará integrado por los siguientes elementos según Figura 1.3:

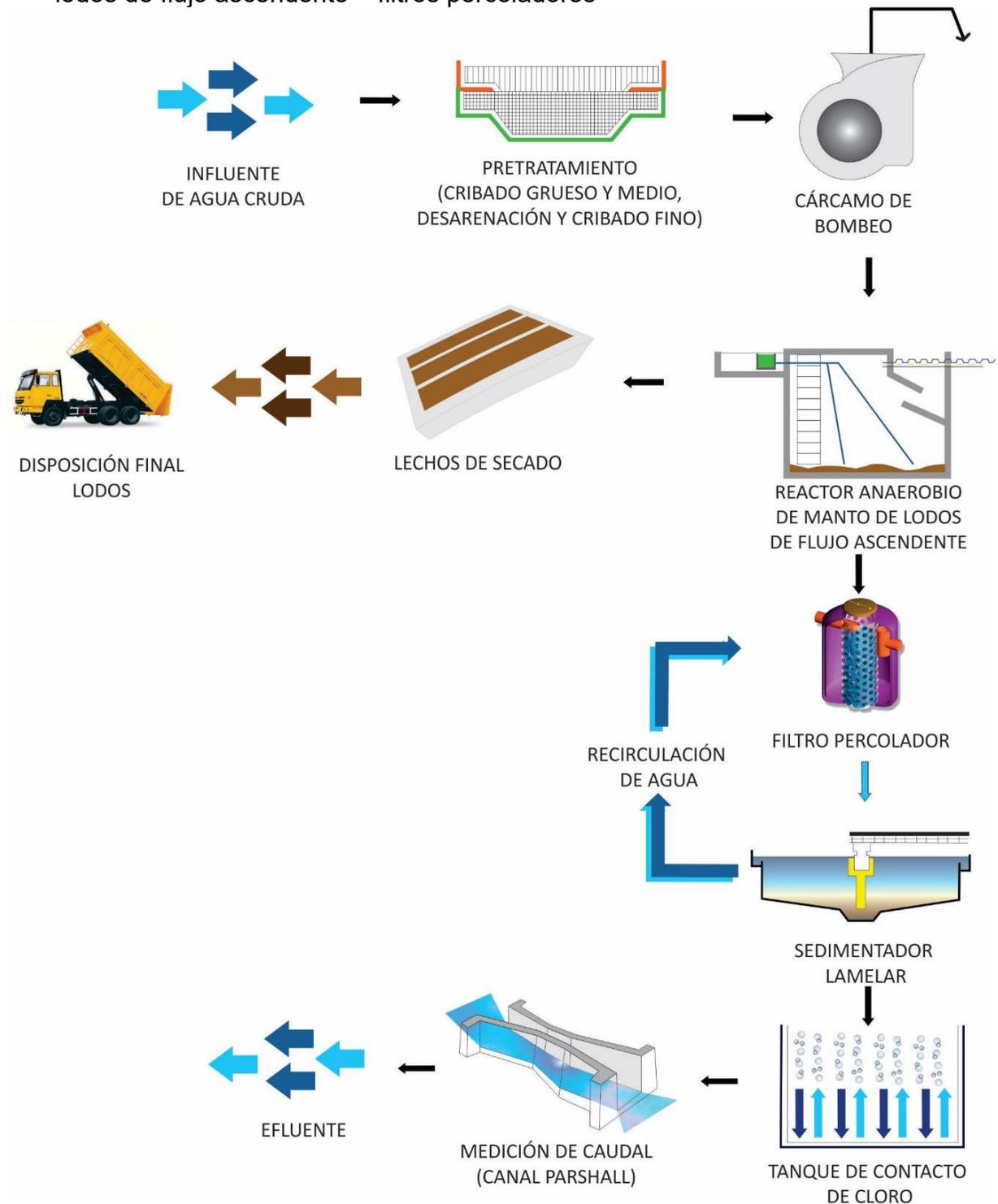
Línea de agua

- Cribado grueso y medio
- Desarenador
- Cárcamo de bombeo
- Hidrocribas estáticas
- Reactores anaerobios de manto de lodos de flujo ascendente
- Filtros percoladores
- Cárcamos de recirculación de agua a los filtros percoladores
- Sedimentadores lamelares
- Desinfección mediante hipoclorito de sodio

Línea de lodos

- Lechos de secado

Figura 1.3.- Tren de tratamiento mediante reactores anaerobios de manto de lodos de flujo ascendente – filtros percoladores



El principio de funcionamiento del reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente, se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos, los cuales cuentan con una actividad metanogénica muy elevada, por lo que esto explica los buenos resultados del proceso.

El reactor anaerobio UASB es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación sólidos-líquido-gas, el cual evita la salida de sólidos suspendidos en el efluente y favorecen la evacuación del gas, así como la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor.

En este proceso el residuo se introduce por la parte inferior del reactor y el agua fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodo constituido por flóculos biológicos formados.

Los gases producidos en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) provocan una circulación interior, que colabora en la formación y mantenimiento de los flóculos.

El filtro percolador funciona de la siguiente manera, su alimentación se realiza por medio de rociadores rotatorios, con lo cual el agua residual se oxigena lo suficiente para mantener vivos a los microorganismos que son los responsables de la degradación de la materia orgánica.

El agua se hace pasar en forma descendente a través de un medio filtrante de un tipo de material de plástico de diseño especial, que permite que los microorganismos se adhieran al material filtrante, de esta manera cuando el agua va pasando por el medio, la materia orgánica es degradada por la película microbiana, cuando la película biológica aumenta de espesor, la oxigenación disminuye en la parte más profunda, produciéndose un microsistema anaerobio cercano a la superficie del medio filtrante. En el momento en que los microorganismos de la superficie externa comienzan a morir por falta de carbono, pierden su capacidad de adhesión y son arrastrados por el líquido filtrante, comenzando una nueva población en su lugar.

Los microorganismos desprendidos (zooglea), son arrastrados hacia el sedimentador lamelar, en donde son separados del agua tratada.

El filtro percolador incluye un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se hayan separado del medio; este sistema de drenaje inferior es importante, tanto en instalación de recolección como por su estructura discontinua a través de la cual puede circular el aire.

1.11 MARCO NORMATIVO

Fragmento de la información contenida en el Reglamento Municipal de Agua Potable, Drenaje, Alcantarillado, Saneamiento, Tratamiento, Disposición, Uso y Reúso de Aguas Residuales para el Municipio de Jaral del Progreso, Gto.

PRESIDENCIA MUNICIPAL - JARAL DEL PROGRESO, GTO.

EL CIUDADANO LIC. JOSÉ ALFONSO BORJA PIMENTEL, PRESIDENTE MUNICIPAL DE JARAL DEL PROGRESO, ESTADO DE GUANAJUATO, A LOS HABITANTES DEL MISMO, HACE SABER:

QUE EL AYUNTAMIENTO QUE PRESIDE, EN EJERCICIO DE LAS FACULTADES QUE LE CONCEDEN LOS ARTÍCULOS 115, FRACCIONES II INCISO a), Y III DE LA CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS; 117, FRACCIONES I, III INCISO a) Y V, DE LA CONSTITUCIÓN POLÍTICA DEL ESTADO LIBRE Y SOBERANO DE GUANAJUATO; 69 FRACCIÓN I, INCISOS B) Y H); 107, 125, 141 FRACCIÓN I; 142 FRACCIÓN II INCISO a); 146, 202, 204 FRACCIONES II, III Y IV; Y 205 DE LA LEY ORGÁNICA MUNICIPAL PARA EL ESTADO DE GUANAJUATO, EN SESIÓN ORDINARIA NO. 30, TREINTA CELEBRADA EL DÍA 24, VEINTICUATRO DEL MES DE AGOSTO DEL AÑO DE 2010, DOS MIL DIEZ, APROBÓ EL SIGUIENTE:

REGLAMENTO MUNICIPAL DE AGUA POTABLE, DRENAJE, ALCANTARILLADO, SANEAMIENTO, TRATAMIENTO, DISPOSICIÓN, USO Y REUSO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE JARAL DEL PROGRESO, GTO.

TITULO PRIMERO DISPOSICIONES GENERALES

CAPITULO ÚNICO DEL OBJETO DEL REGLAMENTO

ARTICULO 1.- Con base en las facultades concedidas a los Ayuntamientos por la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y la del Estado de Guanajuato así como la Ley Orgánica Municipal para el Estado de Guanajuato, se creó para la prestación de los servicios públicos del agua potable, alcantarillado, saneamiento y tratamiento de aguas residuales en el Municipio de Jaral del Progreso, Guanajuato un Organismo Público Descentralizado de la Administración Municipal con personalidad jurídica y patrimonio propios, el cual se denomina «SISTEMA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE JARAL DEL PROGRESO.» y/o **S.M.A.P.A.J.**

El presente reglamento es de orden público, interés social y de observancia obligatoria en todo el Municipio, cuyo objeto es Regular la Prestación de los Servicios de Agua Potable, Drenaje, Alcantarillado, Saneamiento, Tratamiento, Disposición, Uso y Reuso de Aguas Residuales en el Municipio de Jaral del Progreso Guanajuato, la Organización y el funcionamiento del **Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso** y de los Comités Rurales que prestan los servicios del Agua dentro del Municipio de Jaral del Progreso, Guanajuato, con fundamento en el Art. 32 de la Ley de Aguas para el Estado de Guanajuato.

ARTICULO 2.- Para los efectos de las disposiciones subsecuentes de este reglamento, los siguientes términos tendrán la connotación que se indica:

- I. Por **S.M.A.P.A.J. y/o Organismo Operador**, se entenderá al «**SISTEMA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE JARAL DEL PROGRESO**»;
- II. Por **Consejo Directivo** se entenderá al **Órgano de Gobierno** del «**SISTEMA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE JARAL DEL PROGRESO**».
- III. Por **Reglamento** se entenderá al Presente **Reglamento Municipal**.
- IV. Por **Ley de Aguas Nacionales** se entenderá a la Ley de Aguas Nacional.

- V. **EMA.-** Entidad Mexicana de Acreditación.
- VI. Por Comisión se entenderá a la Comisión Estatal de Agua de Guanajuato.
- VII. Por **Ley de Aguas**, la **Ley de Aguas para el Estado de Guanajuato**.

ARTÍCULO 3.- Corresponde al Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso, la detección, extracción, conducción y potabilización del agua, la planeación, construcción, mantenimiento, rehabilitación y ampliación de las redes y del equipo necesario para el suministro de este servicio a la población de la zona Urbana y Comunidades adheridas por consentimiento al Sistema, así como prevenir y controlar la contaminación de las aguas que se descargan en los sistemas de drenaje y a los alcantarillados, así como del tratamiento, disposición y comercialización de las aguas residuales y lodos.

ARTÍCULO 4.- Se considera de utilidad pública las actividades tendientes a la planeación, programación y ejecución de las obras de abastecimiento de agua potable y las relativas al drenaje, alcantarillado, tratamiento, saneamiento, disposición y comercialización de aguas residuales y lodos en el Municipio de Jaral del Progreso, Guanajuato.

ARTICULO 5.- El Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso tendrá su domicilio legal en la ciudad de Jaral del Progreso, Guanajuato, y sólo por causa justificada y con aprobación de la mayoría calificada del Ayuntamiento, será posible su cambio fuera de la cabecera Municipal, previa solicitud y acuerdo del Consejo Directivo del mismo Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso.

ARTICULO 6.- Para el desempeño de las funciones que le correspondan, al Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso contará con el auxilio de las dependencias municipales, dentro de los límites de las atribuciones de éstas y observará las disposiciones legales derivadas de las leyes Federales y Estatales sin perjuicio de su competencia Constitucional en cuanto a la extracción, uso y aprovechamiento de las aguas, así como a la descarga, tratamiento, saneamiento, prevención y control de la contaminación de las descargas de aguas residuales y lodos, así como su reuso y comercialización de las mismas una vez que hayan sido utilizadas.

ARTICULO 7.- Con fundamento en lo dispuesto en el artículo 16 de la Ley de Hacienda para los Municipios para el Estado de Guanajuato, se delega expresamente a favor del **«SISTEMA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE JARAL DEL PROGRESO»**, la facultad para llevar a cabo la determinación y liquidación de los créditos fiscales, así como para exigir, el pago de los que no hayan sido cubiertos o garantizados en los plazos legales, mediante el procedimiento administrativo de ejecución previsto en la Ley de Hacienda para los Municipios para el Estado de Guanajuato.

ARTÍCULO 8.- Corresponde al **S.M.A.P.A.J.**, las siguientes atribuciones:

- I. Administrar y proporcionar los servicios de agua potable, la detección, extracción, conducción y potabilización del agua, la planeación, construcción, mantenimiento, rehabilitación y ampliación de las redes y del equipo necesario para el suministro de este servicio, y del drenaje;
- II. Prevenir y controlar la contaminación de las aguas que se descargan en los sistemas de drenaje y a los alcantarillados, de igual forma el tratamiento, disposición y comercialización de las aguas y lodos residuales, dentro de los límites territoriales del Municipio que se encuentra dentro de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Guanajuato, así como las Comunidades adheridas;

La Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Comisión Estatal de Aguas de Guanajuato (CEAG) se encuentran interesadas en el tratamiento de las aguas residuales de los municipios, ya que la mayoría de los mantos superficiales de agua en el estado y país están contaminados y ello limita su uso directo, como se hacía antaño. Por lo tanto, se debe actualmente buscar la alternativa del tratamiento, para sanearla y utilizarla en diferentes actividades y así, además, no sobreexplotar éstas y las fuentes subterráneas del vital líquido. Asimismo, CONAGUA y CEAG, señalan que:

En los últimos años la preocupación por las descargas de las aguas residuales y sus efectos al medio ambiente ha dado lugar a la promulgación de leyes como la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y la Ley de Aguas Nacionales y estatales, cuyo objetivo es prevenir y controlar la contaminación del agua y proteger los recursos acuáticos.

Con la construcción y operación de un mayor número de plantas de tratamiento se generará un mayor volumen de agua que se podrá destinar a sectores como el agrícola e industrial, liberándose importantes volúmenes de agua de primer uso en beneficio de los habitantes del país. Por medio del tratamiento de las aguas residuales también se persigue reducir la incidencia de enfermedades de origen hídrico al contribuir a crear y fortalecer un medio armónico de convivencia entre la población y la naturaleza (CONAGUA, 2008, p. 33).

Los beneficios de contar con agua de calidad son innumerables, por esta razón, el Estado Mexicano ha creado un marco jurídico que se encarga de regular las descargas de aguas residuales a los cuerpos receptores a través de las siguientes normas:

- Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. (Publicada el 6 de enero de 1997).
- Norma Oficial Mexicana NOM-002-SEMARNAT-1996, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal. (Publicada el 3 de junio de 1998).
- Norma Oficial Mexicana NOM-003-SEMARNAT-1997, que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reúsen en servicios al público. (Publicada el 21 de septiembre de 1998).
- Norma Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2001, que establece las especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final. (Publicada el 15 de agosto de 2003).

No obstante, considero, aunque cada vez sean más los países que practican el reúso, aún existe un gran atraso en muchos de ellos, de los que forma parte México, porque

pese a que existen problemas de disponibilidad de agua por circunstancias fisiográficas y climáticas, y si a ello aunamos la contaminación del agua resulta que el recurso se vuelve cada vez más escaso. Por ello, el reúso del agua se ha vuelto una opción viable de abastecimiento y aprovechamiento de recurso, contrarrestando la escasez.

La reutilización de aguas residuales toma mayor importancia a medida que el vital líquido se vuelve escaso por la sequía, o abundante por el exceso de lluvias y no se cuenta con medios para captarla. Todo ello por el cambio climático y la acción del hombre en destruir los medios naturales, incrementando la necesidad de abastecimiento de agua a la sociedad de México y del mundo.

2.- ESTUDIOS BÁSICOS

2.1 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE LA POBLACIÓN

Con la finalidad de contar con información fundamental para realizar el análisis de la proyección de la población de la zona de estudio (cabecera municipal de Jaral del Progreso, y las localidades El Potrero, Terrero y Alquería), que nos permita determinar las predicciones de la demanda de agua potable y de las aportaciones a la red de alcantarillado; se ha procedido a realizar una consulta ante las instancias oficiales sobre los antecedentes de censos de las localidades en estudio, Tabla 2.1.

Tabla 2.1.- Resultado de lo anterior se obtuvo las siguientes cifras oficiales:

Entidad	Municipio	Localidad	Población censo 1990	Población conteo 1995	Población censo 2000	Población conteo 2005	Población censo 2010
Guanajuato	Jaral del Progreso	Jaral del progreso	14 545	16 060	16 862	17 795	20 457
Guanajuato	Jaral del Progreso	El Potrero	7	-	5	9	9
Guanajuato	Jaral del Progreso	Terrero	12	19	22	12	20
Guanajuato	Jaral del Progreso	Alquería	8	-	5	6	3
Total			14 572	16 079	16 894	17 822	20 489

2.1.1 Población de proyecto

De acuerdo a la información demográfica generada por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI), relacionada en la tabla anterior; la población de proyecto se determinará empleando varias metodologías de pronósticos de los métodos validados por la Norma NT-011-CNA-2001.

MÉTODO DE CRECIMIENTO EXPONENCIAL CON FACTOR CONSTANTE

Este método de proyección se basa en la siguiente fórmula 2.1, que permite conocer la población que habrá en un lugar, después de pasado determinado número de periodos de tiempo (años). Esta fórmula requiere conocer la población inicial, y sólo cubre el caso de tasa constante durante todo el periodo:

$$P_{i+n} = P_i (1 + T_c)^n \quad (2.1)$$

La tasa de crecimiento actual se determina aplicando la fórmula 2.2, debiéndose emplear en ella los datos de población de que se disponga.

$$T_c\% = \left[\left(\frac{P_{i+n}}{P_i} \right)^{1/n} - 1 \right] \times 100 \quad (2.2)$$

Cuando durante el periodo se esperan diferentes tasas de crecimiento, se puede aplicar la misma fórmula anterior, pero de manera gradual. Por ejemplo para la zona de estudio (cabecera municipal de Jaral del Progreso, y las localidades El Potrero, Terrero y Alquería), aplicándola para periodos de 5 años, considerando los datos censales de la tabla anterior de 1990, 1995, 2000, 2005 y 2010, sería:

$$T_{c_1} = \left[\left(\frac{16079}{14572} \right)^{1/5} - 1 \right] \times 100 = 1.99\%$$

$$T_{c_2} = \left[\left(\frac{16894}{16079} \right)^{1/5} - 1 \right] \times 100 = 0.99\%$$

$$T_{c_3} = \left[\left(\frac{17822}{16894} \right)^{1/5} - 1 \right] \times 100 = 1.08\%$$

$$T_{c_4} = \left[\left(\frac{20489}{17822} \right)^{1/5} - 1 \right] \times 100 = 2.83\%$$

$$T_{c_{promedio}} = 1.72\%$$

Por consiguiente, sustituyendo en fórmula 2.1, la población actual de la zona de estudio, y la población de proyecto que habrá al final del periodo de diseño, también de la zona de estudio, considerando esta tasa de crecimiento promedio, serán:

$$P (\text{año 2012}) = P (\text{año 2010}) \times (1 + T_{c_{promedio}})^2$$

$$P (\text{año 2012}) = 20489 \times (1 + 0.0172)^2$$

$$\mathbf{P (\text{año 2012}) = 21200 \text{ habitantes}}$$

$$P (\text{año 2032}) = 20489 \times (1 + 0.0172)^{22}$$

P (año 2032) = 29825 habitantes

MÉTODO POR MÍNIMOS CUADRADOS

El procedimiento de mínimos cuadrados consiste en calcular la población de proyecto a partir de un ajuste de los resultados de los censos en años anteriores, a una recta o curva, de tal modo que los puntos pertenecientes a éstas, difieran lo menos posible de los datos observados.

Para determinar la población de proyecto, será necesario considerar el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos de población (lineal, exponencial, logarítmica o potencial), obteniendo las constantes “a” y “b” que se conocen como coeficientes de regresión.

Existe un parámetro que sirve para determinar qué tan acertada fue la elección de la curva o recta de ajuste a los datos de los censos. Este se denomina coeficiente de correlación “r”, su rango de variación es de -1 a +1 y conforme su valor absoluto se acerque más a 1 el ajuste del modelo a los datos será mejor.

A continuación, se presentan varios modelos de ajuste, donde se definirán las expresiones para el cálculo de los coeficientes “a”, “b” y “r”.

Ajuste lineal

En el caso de que los valores de los censos históricos, graficados como población en el eje de las ordenadas y los años en el de las abscisas, se ajusten a una recta, se utiliza la siguiente expresión característica, que da el valor de la población para cualquier año “t”.

$$P = a + b t \quad (2.3)$$

Para determinar los valores de “a” y “b” se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum t_i}{N} \quad (2.4)$$

$$b = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \quad (2.5)$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste lineal, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 2.3.

El coeficiente de correlación “r” para el ajuste lineal se calcula como sigue:

$$r = \frac{N \sum t_i P_i - \sum t_i \sum P_i}{\sqrt{[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2] [N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2]}} \quad (2.6)$$

Ajuste no lineal

Cuando los datos de los censos históricos de población, se conformen más bien a una curva, en lugar de una recta, se pueden ajustar estos datos a una curva exponencial, una logarítmica o una potencial, las cuales se tratan a continuación.

Ajuste Exponencial

La expresión general está dada por:

$$P = a e^{bt} \quad (2.7)$$

Donde “a” y “b” son las constantes que se obtienen mediante las ecuaciones:

$$a = e^{\left[\frac{\sum \ln P_i - b \sum t_i}{N} \right]} \quad (2.8)$$

$$b = \frac{N \sum \ln P_i - \sum t_i \sum \ln P_i}{N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2} \quad (2.9)$$

Los valores de las sumatorias se obtienen de manera similar a las del ajuste lineal, y sustituyendo el valor “t” deseado se predice la población futura.

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste exponencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 2.7.

El coeficiente de correlación para este modelo se calcula con:

$$r = \frac{N \sum t_i (\ln P_i) - \sum t_i \sum \ln P_i}{\sqrt{[N \sum t_i^2 - (\sum t_i)^2] [N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}} \quad (2.10)$$

Ajuste Logarítmico

Este modelo tiene la expresión general:

$$P = a + b (\ln t) \quad (2.11)$$

Y la solución de los coeficientes “a” y “b” se obtienen con:

$$a = \frac{\sum P_i - b \sum \ln t_i}{N} \quad (2.12)$$

$$b = \frac{N \sum \ln t_i P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \quad (2.13)$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste logarítmico, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 2.11.

El coeficiente de correlación está dado por:

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i) P_i - \sum \ln t_i \sum P_i}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2] [N \sum P_i^2 - (\sum P_i)^2]}} \quad (2.14)$$

Ajuste Potencial

La expresión general está dada por:

$$P = a t^b \quad (2.15)$$

Y la solución de los coeficientes “a” y “b” se obtienen con:

$$a = e^{\left[\frac{\sum \ln P_i - b \sum \ln t_i}{N} \right]} \quad (2.16)$$

$$b = \frac{N \sum (\ln t_i) (\ln P_i) - \sum \ln t_i \sum \ln P_i}{N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2} \quad (2.17)$$

Una vez obtenido el comportamiento histórico de los datos censales mediante el ajuste potencial, se calcula la población para cualquier año futuro, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación 2.15.

El coeficiente de correlación está dado por:

$$r = \frac{N \sum (\ln t_i) (\ln P_i) - \sum (\ln t_i) \sum (\ln P_i)}{\sqrt{[N \sum (\ln t_i)^2 - (\sum \ln t_i)^2] [N \sum (\ln P_i)^2 - (\sum \ln P_i)^2]}} \quad (2.18)$$

Para obtener la población para el año 2032 (considerando 20 años de periodo de diseño) de la zona de estudio (cabecera municipal de Jaral del Progreso, y las localidades El Potrero, Terrero y Alquería), se considerará el modelo matemático que mejor represente el comportamiento de los datos de los censos históricos de población de 1990, 2000 y 2010, así como de los conteos históricos de población de 1995 y 2005. Los valores de los censos se podrán ajustar a una recta, o también podrán conformar una curva exponencial, una logarítmica o una potencial, En primer lugar se calculan las sumatorias como se indica en las tablas 2.2 (a), 2.2 (b).

Con estos valores y la aplicación de las ecuaciones 2.3 a 2.18 se obtienen los coeficientes “a” y “b”, y el coeficiente de correlación “r”, así como las ecuaciones de ajuste mostradas en la Tabla 2.3:

Se seleccionará una curva exponencial para el ajuste de los datos de los censos históricos de población, ya que el valor absoluto del coeficiente de correlación “r” es el que se acerca más a 1.

Seguidamente, se calculará la población actual y la población de proyecto que habrá al final del periodo de diseño, en la zona de estudio, sustituyendo el valor del tiempo “t” en la ecuación:

$$P = 4.0177 \times 10^{-10} \times e^{0.01569 t}$$

$$P (\text{año } 2012) = 4.0177 \times 10^{-10} \times e^{0.01569 \times 2012} = 20595 \text{ habitantes}$$

$$P (\text{año } 2032) = 4.0177 \times 10^{-10} \times e^{0.01569 \times 2032} = 28187 \text{ habitantes}$$

Tablas 2.2 (a).- cálculo de sumatorias

No.	Año (t)	Población (P)	t ²	P ²	t × P	ln t	ln P
1	1990	14572	3960100	212343184	28998280	7.5959	9.5869
2	1995	16079	3980025	258534241	32077605	7.5984	9.6853
3	2000	16894	4000000	285407236	33788000	7.6009	9.7347
4	2005	17822	4020025	317623684	35733110	7.6034	9.7882
5	2010	20489	4040100	419799121	41182890	7.6059	9.9276
SUMA	10000	85856	20000250	1493707466	171779885	38.0045	48.7227

Tabla 2.2 (b)

No.	Año (t)	Población (P)	t × ln P	P × ln t	(ln t) ²	(ln P) ²	ln t × ln P
1	1990	14572	19077.8457	110687.3079	57.6975	91.9078	72.8207
2	1995	16079	19322.1124	122174.6628	57.7357	93.8044	73.5925
3	2000	16894	19469.4276	128409.6462	57.7737	94.7647	73.9926
4	2005	17822	19625.3188	135507.7830	57.8117	95.8086	74.4235
5	2010	20489	19954.5633	155837.0802	57.8496	98.5581	75.5086
SUMA	10000	85856	97449.2678	652616.4801	288.8682	474.8437	370.3379

Tabla 2.3.- Coeficientes “a” y “b” y Coeficiente de correlación “r”

Tipo de ajuste	Coeficiente “a”	Coeficiente “b”	Coeficiente de correlación “r”	Ecuación de ajuste
Lineal	-5.2591E+05	2.7154E+02	0.97334	P = a + bt
Exponencial	4.0177E-10	1.5690E-02	0.98134	P = a e^{bt}
Logarítmico	-4.1098E+06	5.4295E+05	0.97313	P = a + b (ln t)
Potencial	4.5912E-100	3.1375E+01	0.98120	P = a t ^b

**PADRÓN DE USUARIOS DEL SISTEMA MUNICIPAL DE AGUA POTABLE Y
ALCANTARILLADO DE JARAL DEL PROGRESO (SMAPAJ)**

Para calcular, de forma alternativa, la población de la cabecera municipal de Jaral del Progreso que cuenta con el servicio de agua potable (año 2012), se reconocerá el número de tomas que tiene registradas el SMAPAJ, que correspondan a la tarifa doméstica, tal y como se refiere en la Tabla 2.4, y por último se contemplará el dato de ocupantes por vivienda en la cabecera municipal de Jaral del Progreso, que se establece en el Censo de Población y Vivienda 2010 del INEGI; de forma tal, que la población atendida por el organismo de agua potable será:

Tabla 2.4.- Población que contempla el servicio de agua potable SMAPAJ

Concepto	Cantidad	Fuente
Tomas domiciliarias	5979	SMAPAJ
Tomas domiciliarias domésticas	5636	SMAPAJ
Viviendas particulares habitadas	$83.2\% \times 5636 = 4688$	INEGI
Viviendas particulares deshabitadas	$13.5\% \times 5636 = 764$	INEGI
Viviendas particulares de uso temporal	$3.3\% \times 5636 = 184$	INEGI
Tomas domiciliarias domésticas consideradas para determinar la población actual de la cabecera municipal de Jaral del Progreso	$4688 + 184 = 4872$	SMAPAJ
Ocupantes por vivienda	4.29	INEGI
Cobertura del servicio de agua potable	96.1%	INEGI
Población	$4872 \times 4.29 / 96.1\% = 21753$	SMAPAJ – INEGI

En este estudio también es apropiado considerar los planes y programas oficiales publicados por el Consejo Nacional de Población (CONAPO), asimismo se ha verificado que estos planes coinciden con la delimitación geográfica y el horizonte de planeación en consideración. En la Tabla 2.5, se incluye la información de proyección de población para la cabecera municipal de Jaral del Progreso.

Tabla 2.5.- Consejo Nacional de Población (CONAPO)

Año	Población (hab)	Tasa de crecimiento (%)
2012	16037	-
2013	15733	-1.90
2014	15432	-1.91
2015	15136	-1.92
2016	14841	-1.95
2017	14551	-1.95
2018	14265	-1.97
2019	13981	-1.99
2020	13702	-2.00
2021	13425	-2.02
2022	13156	-2.00
2023	12885	-2.06
2024	12622	-2.04
2025	12361	-2.07
2026	12104	-2.08
2027	11852	-2.08
2028	11601	-2.12
2029	11352	-2.15
2030	11109	-2.14
2031	N.D.	-
2032	N.D.	-

RESUMEN

En la Tabla 2.6, se presentan los resultados obtenidos de la población actual, deducidos de los diferentes métodos de proyección, de la información del padrón de usuarios del organismo de agua potable y de las cifras “oficiales” del CONAPO.

Tabla 2.6.- Resumen de información del SMAPAJ y CONAPO

Método de proyección de población	Población obtenida para el año actual
Crecimiento exponencial con factor constante	21200 habitantes
Mínimos cuadrados	20595 habitantes
Padrón de usuarios del organismo de agua potable	21753 habitantes
Programa oficial publicado por el CONAPO	16037 habitantes

CONCLUSIONES DE LA INFORMACIÓN ANALIZADA

1. Aunque el CONAPO aportó información útil e interesante, las tasas de crecimiento que considera no son congruentes a los crecimientos históricos de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, por lo tanto, se descarta esa deducción.
2. Se aplicará como dato de población actual, el resultado del análisis del padrón de usuarios del organismo de agua potable (del SMAPAJ), ya que el mismo se mantiene actualizado con un nivel de confianza alto.
3. La estimación de la población para el final del horizonte de planeación, se obtendrá aplicando la tasa de crecimiento promedio calculada en el apartado de Método de Crecimiento Exponencial con Factor Constante del presente capítulo, al dato de población actual seleccionado (21753 habitantes), mediante las fórmulas (2.1 y 2.2) de crecimiento exponencial con factor constante, tal como se precisa a continuación.

$$\text{Población (año 2032)} = \text{Población (año 2012)} \times (1 + Tc)^{20}$$

$$\text{Población (año 2032)} = 21753 \times (1 + 0.0172)^{20} = \mathbf{30603 \text{ habitantes}}$$

4. Registrando el dato de población actual de **21753** habitantes, del padrón de usuarios del organismo de agua potable de la Tabla 2.4 (SMAPAJ), y el dato de población para el final del horizonte de planeación de **30603** habitantes; se tiene que el comportamiento del crecimiento de la población, por año, se marca en la Tabla 2.7:

Tabla 2.7.- Comportamiento de crecimiento de población aplicar.

Año del horizonte de proyecto	Población de proyecto
2012	21753
2013	22196
2014	22638
2015	23081
2016	23523
2017	23966
2018	24408
2019	24851
2020	25293
2021	25736
2022	26178
2023	26621
2024	27063
2025	27506
2026	27948
2027	28391
2028	28833
2029	29276
2030	29718
2031	30161
2032	30603

2.2 VIDA ÚTIL

Es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados, que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente.

Este periodo está determinado por la duración misma de los materiales de los que estén hechos los componentes, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el periodo de diseño. Otros factores que determinan la vida útil de las obras de agua potable y alcantarillado son la calidad del agua a manejar y la operación y mantenimiento del sistema.

La vida útil de las obras depende de los siguientes factores:

- Calidad de la construcción y de los materiales utilizados.
- Calidad de los equipos.
- Diseño del sistema.
- Calidad del agua.

- Operación y mantenimiento.

En la selección de la vida útil, es conveniente considerar que generalmente la obra civil tiene una duración superior a la obra electromecánica y de control. Asimismo, las tuberías tienen una vida útil mayor que los equipos, pero no tienen la flexibilidad de éstos, puesto que se encuentran enterradas. Tampoco hay que olvidar que la operación y mantenimiento son preponderantes en la duración de los elementos, por lo que la vida útil dependerá de la adecuada aplicación de los programas preventivos correspondientes.

En la Tabla 2.8 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de alcantarillado, considerando una buena operación y mantenimiento, y suelos no agresivos.

Tabla 2.8.- Vida útil de elementos de un sistema de alcantarillado.

ELEMENTO	VIDA ÚTIL (Años)
Estación de bombeo:	
a) Obra civil	40
b) Equipo electromecánico	de 8 a 20
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento:	
a) Obra civil	40
b) Equipo electromecánico	de 15 a 20

2.3 PERIODO DE DISEÑO

Es el intervalo de tiempo durante el cual se estima que la obra por construir llega a su nivel de saturación; éste periodo es menor que la vida útil.

Los periodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, que están en función del costo del dinero, esto es, de las tasas de interés real, entendiéndose por tasa de interés real el costo del dinero en el mercado menos la inflación. Mientras más alta es la tasa de interés es más conveniente diferir las inversiones, lo que implica reducir los periodos de diseño. Cabe señalar que no se deben desatender los aspectos financieros, esto es, los flujos de efectivo del organismo operador que habrá de pagar por las obras y que la selección del periodo de diseño habrá de atender tanto al monto de las inversiones en valor presente como a los flujos de efectivo.

Considerando lo anterior, se recomienda que el periodo de diseño sea corto, con excepción de aquellas obras en que no se puedan concebir proyectos modulares (obras que no pueden ampliarse fácilmente).

Siempre que sea factible se deberán concebir proyectos modulares, que permitan diferir las inversiones un mayor tiempo posible.

Los periodos de diseño de las obras y acciones necesarias, para la planificación del desarrollo de los sistemas de alcantarillado, se determinan, por un lado, tomando en cuenta que éste es siempre menor que la vida útil de los elementos del sistema; y por otro, considerando que se tendrá que establecer un plan de mantenimiento o sustitución de algún elemento, antes que pensar en la ampliación, mejoramiento o sustitución de todo el sistema.

Los elementos de un sistema de agua potable se proyectan con una capacidad prevista hasta el periodo de diseño. Rebasando el periodo de diseño, la obra continuará funcionando con una eficiencia cada vez menor, hasta agotar su vida útil.

Para definir el periodo de diseño de una obra o proyecto se recomienda el siguiente procedimiento:

- a) Hacer un listado de todas las estructuras, equipos y accesorios más relevantes dentro del funcionamiento y operación del proyecto.
- b) Con base en la lista anterior, determinar la vida útil de cada elemento del proyecto, según la Tabla 2.8.
- c) Definir el periodo de diseño de acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 2.9.

Tabla 2.9.- Periodos de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado.

ELEMENTO	PERIODO DE DISEÑO (Años)
Estación de bombeo	de 5 a 10
Red de atarjeas	a saturación (*)
Colector y emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 20

(*) En el caso de red de atarjeas, por condiciones de construcción difícilmente se podrá diferir la inversión.

Tomado como referencia esta información, se evidencia que la vida útil máxima de los elementos de una planta de tratamiento es de 40 años, y de 20 años para los periodos de diseño. Entonces podemos concluir que el horizonte de proyecto será el año 2032 (considerando 20 años de periodo de diseño).

2.4 CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES

La determinación de los caudales de aguas residuales a eliminar de una población es fundamental a la hora de proyectar las instalaciones para su recogida, tratamiento y evacuación. De cara a la obtención de un diseño adecuado a las necesidades, es preciso conocer datos fiables sobre el caudal que se quiere tratar. En aquellos casos en los que los datos sobre caudales sean escasos, es preciso estimarlos partiendo de otras fuentes de información que guarden estrecha relación con los mismos, como puede ser el caso de los datos sobre consumo de agua.

ESTIMACIÓN DE LOS CAUDALES DE AGUAS RESIDUALES A PARTIR DE LOS DATOS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

En aquellos casos en los que no es posible medir directamente los caudales de aguas residuales, los datos sobre el abastecimiento de agua a la localidad pueden resultar de gran ayuda para estimar los caudales de aguas residuales.

El organismo de agua potable de Jaral del Progreso guarda en sus archivos información sobre la cantidad de agua producida incorporada a la red de distribución y datos sobre el agua realmente utilizada (llamada consumo). Es importante observar que en la realidad se consume menos agua de la suministrada a la red. La diferencia entre ambos valores representa la cantidad de agua perdida (pérdidas en la red) o no contabilizada en los sistemas de distribución.

Para los efectos de la aplicación del párrafo anterior se tomará en cuenta, la determinación de la dotación de agua potable para la zona de estudio (cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto.).

Referente al suministro de agua potable a la cabecera municipal de Jaral del Progreso, ésta proviene de cuatro pozos profundos que se encuentran distribuidos en la ciudad, denominados "Ocampo", "Santa Elena", "Josefa Ortiz" y "CETIS", que aportan en conjunto un caudal de 90.1 L/s, equivalentes a una oferta máxima de 2.8 millones de metros cúbicos anuales. Del mismo modo, de acuerdo a la información del Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso, los pozos trabajan 16, 13.5, 8 y 8 horas diarias, respectivamente. En la Tabla 2.10 se relacionan los datos de los respectivos volúmenes diarios producidos por cada captación.

Tabla 2.10.- Reporte de producción promedio de agua

Nombre del pozo profundo	Gasto (L/s)	Número de horas de trabajo			Volumen producido promedio diario (m ³)
		Inicio	Fin	Horas	
Ocampo	22.8	5:00 a.m.	9:00 p.m.	16	1313.28
Santa Elena	38.9	5:30 a.m.	7:00 p.m.	13.5	1890.54
Josefa Ortiz	17.9	-	-	8	515.52
CETIS	10.5	-	-	8	302.40
Suma					4021.74

Los datos de los gastos de los pozos señalados en la Tabla 2.4, fueron obtenidos, con la conformidad de la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato, de los archivos de operación del SMAPAJ.

Por definición, la dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual.

Por consiguiente, razonando que el referido volumen diario promedio de 4021.74 metros cúbicos, suministrado en la zona de estudio, considera tanto el agua potable que utilizan los usuarios como las pérdidas físicas en el sistema; la dotación media de la zona de estudio se puede obtener dividiendo la cantidad de agua demandada (agua producida), entre el número de habitantes actual de la cabecera municipal de Jaral del Progreso.

Así entonces, la dotación media se obtiene como:

$$\text{Dotación} = \frac{4021.74 \text{ m}^3/\text{día}}{21753 \text{ hab}} = 0.1849 \text{ m}^3/\text{hab}/\text{día} = 184.9 \text{ L}/\text{hab}/\text{día}$$

Al mismo tiempo, multiplicando el dato de la dotación media total obtenido precedentemente, por 0.8, se obtiene el volumen por habitante por día, que se vierte a la red de alcantarillado.

$$\text{Aportación} = 0.8 \times 184.9 \text{ L}/\text{hab}/\text{d} = \mathbf{147.9 \text{ L}/\text{hab}/\text{día}}$$

2.5 COEFICIENTES DE VARIACIÓN

Los coeficientes de variación de las aportaciones de aguas negras son dos, uno que cuantifica la variación máxima instantánea (coeficiente de Harmon) de las aportaciones de las aguas negras y otro de seguridad; el primero se aplica al gasto medio y el segundo al gasto máximo instantáneo.

COEFICIENTE DE VARIACIÓN MÁXIMA INSTANTÁNEA

Para cuantificar la variación máxima instantánea de las aportaciones, se utiliza la fórmula de Harmon, cuya expresión es:

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

El coeficiente de variación máxima instantánea, o coeficiente de Harmon, se aplica tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- 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.

Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente M se equipará con el coeficiente de variación del gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior es de:

$$1.40 \times 1.55 = 2.17$$

Atendiendo a las anteriores consideraciones, en este proyecto el coeficiente de Harmon para la población servida total, actual y de proyecto, será:

$$M \text{ (para la población servida actual)} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{21.753}} = 2.62$$

$$M \text{ (para la población servida de proyecto)} = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{30.603}} = 2.4$$

COEFICIENTE DE SEGURIDAD

Generalmente en los proyectos de redes de alcantarillado se considera un margen de seguridad aplicando un coeficiente.

En el caso de rehabilitaciones a una red existente, previendo los excesos en las aportaciones que puede recibir la red, ordinariamente por concepto de aguas pluviales, se considera un coeficiente que puede ser igual a 1.5.

Para nuevos asentamientos, siempre y cuando se garantice que las aportaciones pluviales de los lotes urbanizados no se conecten a los albañales o a las atarjeas del alcantarillado sanitario, el coeficiente de seguridad será igual a 1.0.

2.6 GASTOS DE DISEÑO

Los gastos de diseño que se emplean en los proyectos de alcantarillado sanitario son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

GASTO MEDIO

El gasto medio es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras en cada tramo de la red se calcula con:

$$Q_{med} = \frac{A_p \times P}{86400}$$

$$Q_{med} \text{ (para la población servida actual)} = \frac{147.9 \text{ l/hab/d} \times 21753 \text{ hab}}{86400 \text{ s/d}} = 37.24 \text{ l/s}$$

$$Q_{med} \text{ (para la población servida de proyecto)} = \frac{147.9 \text{ l/hab/d} \times 30603 \text{ hab}}{86400 \text{ s/d}} = 52.39 \text{ l/s}$$

GASTO MÍNIMO

El gasto mínimo, $Q_{mín}$, es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en una tubería. Este valor es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{mín} = 0.5 \times Q_{med}$$

En las Tablas 2.11 y 2.12, se muestran para las diferentes tuberías que existen en el mercado, valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa en la Tabla 2.11, que el límite inferior es de 1.5 L/s, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 L/s, se debe usar este valor en el diseño. El gasto de 1.5 L/s es el que genera la descarga de un inodoro con tanque tradicional de 16 litros. Como actualmente existe una tendencia al uso de muebles de bajo consumo, que utilizan 6 litros por descarga con un gasto promedio de 1.0 l/s, se podrá utilizar este último valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se asegure que en dichos tramos existen este tipo de muebles sanitarios, Tabla 2.12.

Tabla 2.11.- Gasto mínimo de aguas residuales con inodoros de 16 litros.

MATERIAL DE LA TUBERÍA							INODORO DE 16 LITROS		
Concreto simple diámetro (cm)	Concreto reforzado diámetro (cm)	Acero diámetro (cm)	Fibro-cemento diámetro (cm)	Polietileno de alta densidad diámetro (cm)	PVC (métrico) diámetro (cm)	PVC (inglés) diámetro (cm)	No. descargas simultáneas	Aportación por descarga (l/s)	Gasto mínimo de aguas negras (l/s)
10			10	10	11	10	1	1.5	1.5
15		17	15	15	16	15	1	1.5	1.5
20		22	20	20	20	20	1	1.5	1.5
25		27	25	25	25	25	1	1.5	1.5
30	30	32	30	30	31.5	30	2	1.5	3.0
38	38	36	35	35		37.5	2	1.5	3.0
		41	40	40	40		2	1.5	3.0
45	45	46	45	45		45	3	1.5	4.5
		51	50	50	50	52.5	4	1.5	6.0
				55			4	1.5	6.0
60	60	61	60	60	63	60	5	1.5	7.5

Tabla 2.12.- Gasto mínimo de aguas residuales con inodoros de 6 litros

MATERIAL DE LA TUBERÍA							INODORO DE 6 LITROS		
Concreto simple diámetro (cm)	Concreto reforzado diámetro (cm)	Acero diámetro (cm)	Fibro-cemento diámetro (cm)	Polietileno de alta densidad diámetro (cm)	PVC (métrico) diámetro (cm)	PVC (inglés) diámetro (cm)	No. descargas simultáneas	Aportación por descarga (l/s)	Gasto mínimo de aguas negras (l/s)
10			10	10	11	10	1	1.0	1
15		17	15	15	16	15	1	1.0	1
20		22	20	20	20	20	1	1.0	1
25		27	25	25	25	25	1	1.0	1
30	30	32	30	30	31.5	30	2	1.0	2
38	38	36	35	35		37.5	2	1.0	2
		41	40	40	40		2	1.0	2
45	45	46	45	45		45	3	1.0	3
		51	50	50	50	52.5	4	1.0	4
				55			4	1.0	4
60	60	61	60	60	63	60	5	1.0	5

$$Q_{\min} \text{ (para la población servida actual)} = 0.5 \times 37.24 \text{ L/s} = 18.62 \text{ L/s}$$

$$Q_{\min} \text{ (para la población servida de proyecto)} = 0.5 \times 52.39 \text{ L/s} = 26.19 \text{ L/s}$$

GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO

El 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 negras por el coeficiente M, que en el caso de una zona habitacional es el coeficiente de Harmon.

$$Q_{\max.\text{inst.}} = M \times Q_{\text{med}}$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} \text{ (para la población servida actual)} = 2.62 \times 37.24 \text{ L/s} = 97.41 \text{ L/s}$$

$$Q_{\max.\text{inst.}} \text{ (para la población servida de proyecto)} = 2.47 \times 52.39 \text{ L/s} = 129.33 \text{ L/s}$$

GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO

El 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 o patios.

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:

$$Q_{\text{máx.ext.}} = CS \times Q_{\text{max.inst.}}$$

$$Q_{\text{máx.ext.}} \text{ (para la población servida actual)} = 1.5 \times 97.41 \text{ L/s} = 146.12 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{máx.ext.}} \text{ (para la población servida de proyecto)} = 1.5 \times 129.33 \text{ L/s} = 194.0 \text{ L/s}$$

2.7 SELECCIÓN DEL GASTO DE DISEÑO

Para conocer el comportamiento de los volúmenes de agua residual que se entregarían a la planta de tratamiento en el transcurso del tiempo, se referirán los datos básicos de proyecto para diferentes años dentro del horizonte de proyecto. Esta práctica nos permitirá realizar la planeación para la modulación de la planta de tratamiento.

Los gastos de diseño para la población servida actual y para la población servida de proyecto, se calculan con las ecuaciones indicadas en el apartado 2.7 del presente capítulo. En la Tabla 2.13 se muestra la proyección de los datos básicos para el diseño de la planta.

Tabla 2.13.- Datos básicos de proyecto para el diseño de la planta

Año	Población (hab)	Aportación (l/hab/día)	Gasto medio (L/s)	Gasto mínimo (L/s)	Coefficiente de Harmon	Gasto máximo instantáneo (L/s)	Gasto máximo extraordinario (L/s)
2012	21753	147.9	37.24	18.62	2.62	97.41	146.12
2013	22196	147.9	38.00	19.00	2.61	99.06	148.59
2014	22638	147.9	38.75	19.38	2.60	100.70	151.05
2015	23081	147.9	39.51	19.76	2.59	102.34	153.51
2016	23523	147.9	40.27	20.13	2.58	103.97	155.95
2017	23966	147.9	41.03	20.51	2.57	105.59	158.39
2018	24408	147.9	41.78	20.89	2.57	107.21	160.82
2019	24851	147.9	42.54	21.27	2.56	108.83	163.24
2020	25293	147.9	43.30	21.65	2.55	110.43	165.65
2021	25736	147.9	44.06	22.03	2.54	112.04	168.05
2022	26178	147.9	44.81	22.41	2.54	113.63	170.45

2023	26621	147.9	45.57	22.79	2.53	115.22	172.84
2024	27063	147.9	46.33	23.16	2.52	116.81	175.22
2025	27506	147.9	47.09	23.54	2.51	118.39	177.59
2026	27948	147.9	47.84	23.92	2.51	119.97	179.95
2027	28391	147.9	48.60	24.30	2.50	121.54	182.31
2028	28833	147.9	49.36	24.68	2.49	123.11	184.66
2029	29276	147.9	50.12	25.06	2.49	124.67	187.01
2030	29718	147.9	50.87	25.44	2.48	126.23	189.34
2031	30161	147.9	51.63	25.82	2.47	127.78	191.67
2032	30603	147.9	52.39	26.19	2.47	129.33	194.00

En conclusión, de acuerdo a los estudios de dotación de agua potable a la población actual, así como a los índices de crecimiento de la población en la zona de estudio; se considera que el gasto de diseño para la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Guanajuato, sea de 54 litros por segundo.

3.- ESTUDIOS PREVIOS

3.1 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO CON GPS

El levantamiento planimétrico y altimétrico ha sido realizado mediante técnica GPS diferencial (RTK) de doble frecuencia de alta precisión. La justificación del empleo de este procedimiento se basa principalmente en las siguientes premisas:

- La rapidez con que se efectúa la toma de datos con estos equipos.
- La gran precisión del equipo utilizado. El equipo GPS utilizado aporta unas aproximaciones idóneas y más que suficientes para el trabajo requerido, puesto que se han podido lograr precisiones centimétricas del orden de 1.5 cm en X e Y, y de 3 cm en Z (cota).

El GPS diferencial utilizado es de la marca Topcon, y en seguida se resumen sus características.

HIPER GA/GB500 GPS L1 PP/RTK
 HIPER GA GREEN LABEL N/S: 457-01036 N/P: 01860805-01
 ANTENA TOPCON MOD. PG-A1 N/S: 308-6950 N/P: 01-840201-06
 GB-500 N/S: T654369
 RADIO KIT DIGITAL MCA. TOPCON MOD. TRL35 BASE DE 35W 450-470 MHZ
 CONTROLADOR FC-200 DE 256 MB N/S: 5R5227

El funcionamiento se basa en instalar una base receptora en una coordenada conocida por determinación directa con el propio GPS. Por otro lado, se cuenta con un receptor

móvil con una antena receptora y una libreta electrónica que recibe las correcciones de la base vía radio a la vez que recibe una señal GPS propia. Este receptor móvil es el que se hace posicionar en los puntos que se desean medir, obteniéndose el levantamiento de los mismos. La corrección del posicionamiento GPS del receptor móvil mediante la señal recibida desde la base es lo que permite obtener una alta precisión, y es lo que caracteriza la técnica GPS diferencial. Los puntos almacenados en la libreta son descargados en gabinete con el software adecuado, convirtiéndose posteriormente en formato vectorial (shp), en seguida se proporcionan algunas imágenes de vistas: de receptor base (imagen 3.1), receptor móvil (imagen 3.2), del procedimiento de levantamiento de GPS diferencial (imagen 3.3), Otras vistas del procedimiento del levantamiento con GPS diferencial (imagen 3.4).

El sistema de coordenadas utilizado en el levantamiento ha sido proyección UTM Norte-Zona_14:102W a 96W, datum WGS84.



Imagen 3.1.- Vista del receptor base



Imagen 3.2.- Vista del receptor móvil



Imagen 3.3.- Vistas del procedimiento del levantamiento con GPS diferencial



Imagen 3.4.- Otras vistas del procedimiento del levantamiento con GPS diferencial

3.1.1 Monumentación

La monumentación de los puntos importantes del trazo de la poligonal, se efectuó con mojoneras de concreto precoladas. En el centro de la cara superior de la mojonera se fijó una varilla de 1/2" de diámetro con punta de bala.

Al excavar para hincar la mojonera, se apisonó el fondo y después el relleno, dejando sobresalir la mojonera de 5 a 10 cm sobre el nivel del terreno. Se colocaron primero las mojoneras y después se realizaron las mediciones.

Los puntos importantes que corresponden al trazo de la poligonal, quedaron referenciados con 4 mojoneras con las características antes mencionadas. Las mojoneras se situaron en lugares fijos y seguros, fácilmente identificables. En Tabla 3.1 se señalan las coordenadas de las 4 mojoneras construidas.

Tabla 3.1.- Coordenadas de las cuatro mojoneras.

Mojonera	Este	Norte	Elevación
1	284230.297	2256257.649	1712.400
2	284228.738	2256291.693	1712.187
3	283547.926	2254210.960	1714.994
4	283509.923	2254249.891	1714.903

3.1.2 Informe fotográfico de la topografía



Características de la mojonera de acuerdo a las indicaciones del

Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de la CONAGUA, Lineamientos Técnicos para la Elaboración de Estudios y Proyectos de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario



Se aprecia la mojonera No. 1



Un acercamiento de la mojonera No. 1



Se observa la mojonera No. 2



Un acercamiento de la mojonera No. 2



Una vista panorámica del predio seleccionado para la construcción de la planta de tratamiento



Otra vista del predio seleccionado para la construcción de la planta de tratamiento, adquirida desde el lado norte del terreno



Se observa el lindero del lado poniente del predio seleccionado para la construcción de la planta de tratamiento



Se aprecia el lindero del lado norte del predio seleccionado para la construcción de la planta de tratamiento



3.2 SUPERFICIE PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO

El H. Ayuntamiento 2009-2012 de Jaral del Progreso, Guanajuato; en Sesión Ordinaria y Pública No. 53, celebrada con fecha 20 de mayo de 2011, en el punto No. 5.8 de la respectiva Acta, aprobó por unanimidad la donación de dominio público del municipio a favor del Gobierno del Estado con destino a la Comisión Estatal de Guanajuato de una fracción del predio amparado con la escritura pública número 5099, ubicado en el Ejido Jaral del Progreso, con una superficie de 15,000 metros cuadrados destinado a la construcción de un planta de tratamiento de aguas residuales para la ciudad.

El sitio propuesto para ubicar la planta de tratamiento se localiza al norte de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, y presenta la ventaja que a un costado y aguas abajo del mismo predio, se ubican drenes de agua artificiales y naturales con características adecuadas para la descarga de aguas tratadas.

La superficie del terreno está en función de las características del proceso seleccionado de tratamiento, la cual es de 15000 m², con las siguientes medidas y colindancias (ver Tabla 3.2 y Figura 3.2):

Al Norte: 165.13 m con Parcela 249.

Al Este: 120.05 m con Regadera.

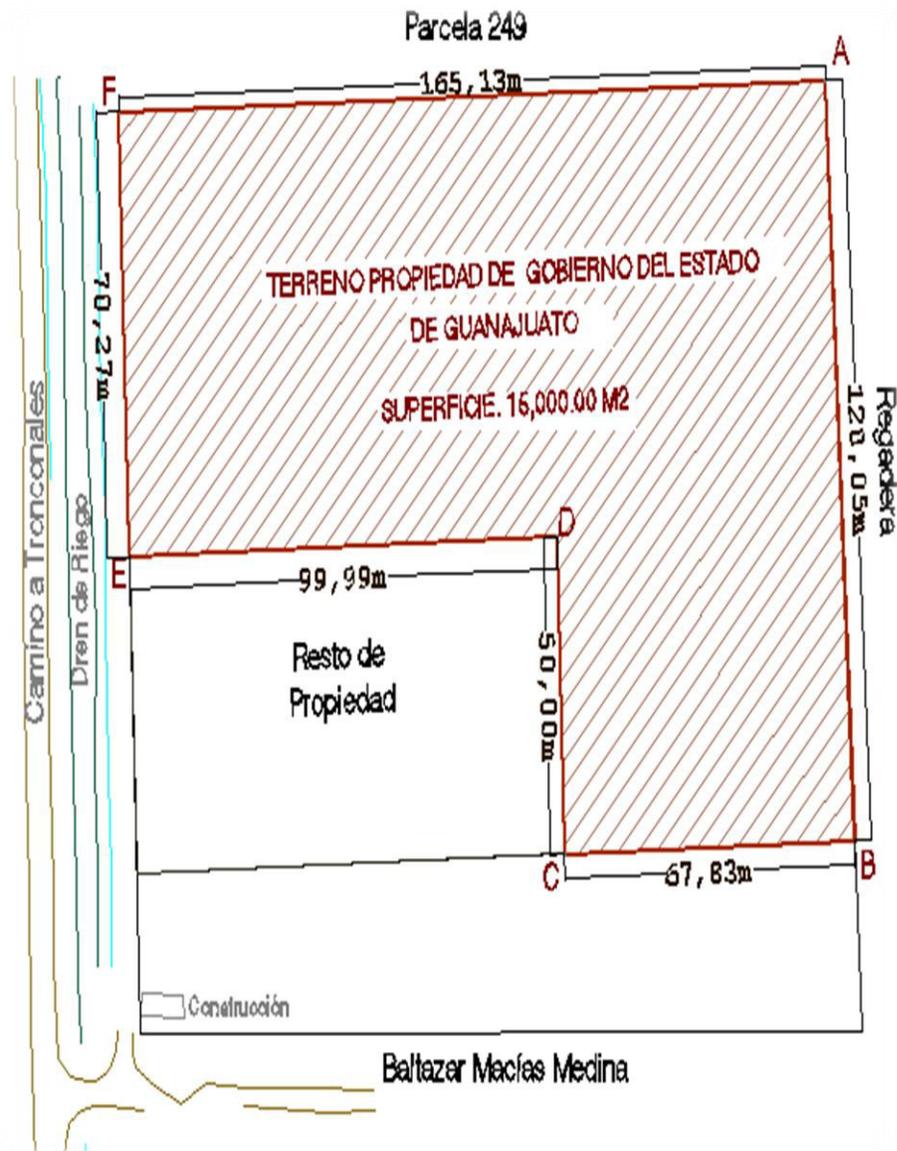
Al Sur en línea quebrada: 99.99 m, 50 m y 67.83 m con Baltazar Macías Medina.

Al Oeste en línea quebrada: 70 m, 99.99 m y 50 m con camino con dren de por medio y resto de la propiedad.

Tabla 3.2. Cuadro de construcción

LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	COORDENADAS	
EST	PV				ESTE	NORTE
				A	284396.94	2256332.37
A	B	S 3° 15' 44.49" E	120.04	B	284403.78	2256212.52
B	C	S 88° 13' 15.25" W	67.83	C	284335.98	2256210.41
C	D	N 1° 58' 20.10" W	50.00	D	284334.26	2256260.38
D	E	S 88° 13' 15.25" W	99.99	E	284234.31	2256257.28
E	F	N 1° 58' 40.60" W	70.27	F	284231.89	2256327.51
F	A	N 88° 18' 50.80" E	165.13	A	284396.94	2256332.37
Superficie = 15,000.45 m ²						

Figura 3.1.- Fracción de terreno (predio propiedad de gobierno del Estado)



3.3 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD TÉCNICO-ECONÓMICO DE LAS ALTERNATIVAS DE TRATAMIENTO SELECCIONADAS

De la Tabla 1.6 (Características de las aguas residuales que fueron proporcionadas por la Comisión Estatal del Agua de Guanajuato).

En la tabla 1.6 se resume la calidad del agua de diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto.

Parámetro	Unidad	Característica de diseño	Límite máximo permisible NOM-001-SEMARNAT-1996 Descarga a ríos (cuerpo receptor tipo A)	Eficiencia de remoción mínima requerida
Potencial de Hidrógeno	unidades de pH	7.2	5 a 10	No se requiere ajuste
Coliformes Fecales	NMP ¹ /100 ml	4.9 × 10 ⁸	1000	100.0%
Sólidos Suspendidos Totales	mg/l	440.5	150.0	65.9%
Grasas y Aceites	mg/l	52.7	25.0	52.6%
Materia Flotante	-	Presente	Ausente	100.0%
Sólidos Sedimentables	ml/l	3.9	1.0	74.0%
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)	mg/l	363.2	150.0	58.7%
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/l	786.9	N.A.	-
Nitrógeno Total	mg/l	82.6	60.0	27.4%
Fósforo Total	mg/l	22.4	20.0	10.8%
Arsénico	mg/l	0.003	0.2	No se requiere ajuste
Cadmio	mg/l	0.005	0.2	No se requiere ajuste
Cianuros	mg/l	0.438	1.0	No se requiere ajuste
Cobre	mg/l	0.033	4.0	No se requiere ajuste
Cromo	mg/l	0.02	1.0	No se requiere ajuste
Mercurio	mg/l	0.001	0.01	No se requiere ajuste
Níquel	mg/l	0.025	2.0	No se requiere ajuste
Plomo	mg/l	0.025	0.5	No se requiere ajuste
Zinc	mg/l	0.121	10.0	No se requiere ajuste
Temperatura	°C	18.8	40.0	No se requiere ajuste

- Valores fuera de Norma
- Eficiencias de remoción mínimas requeridas

De la evaluación de los resultados de los parámetros de calidad del agua residual, se deducen los siguientes factores para el diseño:

1. Una opción viable de tratamiento, al no existir metales pesados, sería a través de un proceso biológico.
2. Por la concentración de DBO en el influente (363.2 mg/L), aunado a que el agua residual tratada será descargada en el cuerpo de agua que se ubica en las inmediaciones, identificado en la carta topográfica del INEGI F14C73, sólo como canal; se utilizará una tecnología que nos permita remover el 58.7% de la DBO, de forma tal, que el uso conjunto de reactores biológicos anaerobios UASB y de filtro percolador de alta tasa, serían capaces de brindar el tratamiento requerido.
3. Se considerará un proceso de tratamiento que nos permita obtener la siguiente calidad del agua residual tratada:

DBO₅¹ ≤ 150 mg/L
SST ≤ 150 mg/L
Coliformes fecales ≤ 1000 NMP/100 mL
Nitrógeno total ≤ 60 mg/L
Fósforo total ≤ 20 mg/L

4. La presencia de nutrientes será un factor a considerar, ya que en el caso del nitrógeno total y del fósforo total, los valores máximos en las tres descargas de aguas residuales, se encuentran por encima de los límites máximos permisibles que establece la NOM-001-SEMARNAT-1996.
5. La desinfección viable sería a través de hipoclorito de sodio, ya que la calidad del agua residual no nos permitiría utilizar luz ultravioleta, eliminando también con esto el riesgo que genera el uso de gas cloro.
6. El sistema de tratamiento propuesto se puede ajustar a un área disponible de 15,000 metros cuadrados.

De acuerdo con la Tabla 2.7 del Capítulo 2, Estudios Básicos, y del análisis de los datos de gastos de los pozos profundos y de los datos de micromedición y consumos del organismo operador, el caudal de diseño para la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto., será de 54 litros por segundo.

Por otra parte, la calidad del agua deducida para el diseño, se obtuvo considerando los datos de las determinaciones analíticas realizadas en el laboratorio acreditado por la EMA, denominado Investigación y Desarrollo de Estudios de Calidad del Agua, S.A. de C.V. (que fueron proporcionados por la CEAG), para los parámetros distinguidos en la NOM-001-SEMARNAT-1996.

¹ El método se basa en medir el Oxígeno consumido por una población microbiana en condiciones en las que se ha inhibido los procesos fotosintéticos de producción de oxígeno en condiciones que favorecen el desarrollo de los microorganismos. Normalmente se mide transcurridos 5 días (DBO₅) y se expresa en mg O₂/litro.

Para el caso de la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto., ésta deberá diseñarse para cumplir con la calidad de agua correspondiente a la NOM-001-SEMARNAT-1996, y en específico a los valores establecidos para una descarga a un cuerpo receptor tipo A, según la Ley Federal de Derechos, y con utilidad en riego agrícola.

Se analizarán 3 posibles alternativas de tratamiento para satisfacer los requerimientos de calidad de las aguas depuradas en la planta de tratamiento, mismas que se presentan a continuación:

1. Lodos Activados Convencional.
2. Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa.
3. Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Humedales de Flujo Subsuperficial.

Cada una de estas alternativas satisface desde el punto vista técnico, para efectuar un análisis económico-financiero que permita conocer para cada una de estas posibles opciones, sus características económicas, de tal modo que se pueda realizar un análisis comparativo de costos, a fin de realizar una selección racional del proceso de tratamiento que habrá de aplicarse a las aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto.

El análisis económico deberá contemplar tanto los costos de construcción, como los costos de operación de cada sistema. Las inversiones iniciales serán proyectadas en el tiempo mediante la amortización de los capitales invertidos a través de una tasa de descuento, de tal manera que se pueda conocer el costo del tratamiento de las aguas durante el horizonte de planeación (20 años).

Para llevar a cabo esta evaluación, se deberá aplicar a cada uno de los procesos de tratamientos factibles de satisfacer los requerimientos de tratamiento de las aguas residuales, los siguientes análisis:

1. Se definirá el tren de proceso que conforma la opción seleccionada, incluyendo el tratamiento de las aguas y lodos, describiendo las características principales y eficiencias de remoción.
2. Se realizará el cálculo y dimensionamiento de las unidades de tratamiento que integran el tren de proceso definido en el punto anterior, en función del caudal de diseño y de la calidad de las aguas, determinados en el capítulo 2 de este estudio.
3. Se determinará la inversión estimada para cada una de las alternativas seleccionadas.

4. Se analizarán las diferentes propuestas en base a los requerimientos de superficie, inversión inicial, así como el costo de operación de las instalaciones de tratamiento, considerando los insumos requeridos para su correcta y continua manipulación.
5. Se efectuará un análisis comparativo de la afectación ambiental de las alternativas evaluadas.
6. Finalmente se hará la selección de la alternativa de tratamiento más económica.

A continuación, se lleva a cabo la aplicación de esta metodología para cada una de las alternativas de tratamiento a evaluar.

3.3.1 Selección de los sistemas de tratamiento

ALTERNATIVA 1: LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL

TREN DE PROCESO

El sistema de lodos activados propuesto estaría integrado por los siguientes elementos (ver Figura 3.2):

Línea de agua

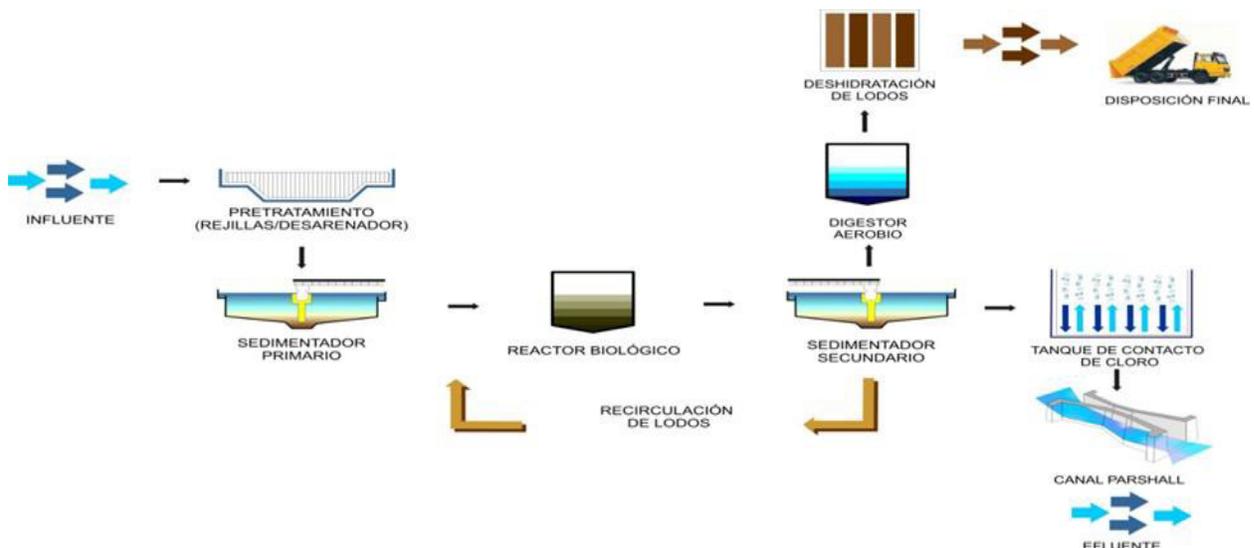
- Cribado grueso y medio
- Desarenador
- Cárcamo de bombeo
- Clarificador primario circular
- Reactor biológico de lodos activados convencional
- Clarificador secundario circular

- Desinfección mediante hipoclorito de sodio

Línea de lodos

- Digestión aerobia – espesamiento de lodos.
- Deshidratado de lodos (filtro banda).

Figura 3.2.- Alternativa 1, tren de tratamiento de lodos activados convencional.



DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA, CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y PORCENTAJES DE REMOCIÓN

El tratamiento biológico de las aguas residuales, tiene como objetivo remover la materia orgánica en estado coloidal y disuelto, la cual no fue removida con el tratamiento primario.

En forma general, el tratamiento biológico se lleva a cabo por la transferencia de la materia orgánica del agua residual hacia la película o flóculo (biomasa), por contacto interfacial, adsorción y absorciones asociadas. La materia orgánica es utilizada por los microorganismos para su metabolismo y generación de células nuevas, las células viejas mueren, deslavándose y precipitándose al fondo.

Es importante mencionar que si el agua residual a tratar por medios biológicos contiene compuestos químicos tóxicos que puedan ser inhibitorios para el crecimiento de los microorganismos, es necesario regular la fuente de contaminación, ya que de lo contrario este proceso no funcionaría adecuadamente.

Los lodos activados es esencialmente un tratamiento por contacto de flóculos biológicos suspendidos en tanques de aireación con sistema de sedimentación secundario anexo. Este proceso tiene la particularidad de recircular los lodos o flóculos maduros, para mantener una concentración de microorganismos adaptados (lodos activos), en el tanque.

Los lodos abundantes en bacterias, hongos y protozoarios se mantienen aerobios, en circulación y suspensión, ya sea por agitación mecánica o neumática. El oxígeno es suministrado mediante la inyección de aire a presión por aireación mecánica.

En este sistema de tratamiento, el agua residual llega al tanque de aireación y permanece bajo un flujo turbulento durante un tiempo de recirculación adecuado para favorecer la degradación de la materia orgánica hasta un nivel fijado por el diseño del proceso.

El efluente denominado “licor mezclado”, se envía al sedimentador secundario, en donde es separada el agua clarificada de los lodos formados por los microorganismos sedimentados.

La presencia del sedimentador secundario es esencial en el proceso, ya que cumple dos funciones:

- Separar la biomasa (lodo) del agua, proceso denominado como clarificación.
- Servir como reservorio de biomasa activa, para recircular los microorganismos al interior del reactor y mantener una concentración de sólidos suspendidos adecuada para garantizar la remoción de la materia orgánica.

Este proceso tiene la particularidad de que bien diseñado y operado puede brindar efluentes con una calidad de 20 mg/L en DBO y SST.

Por otra parte, los subproductos de este proceso son biomasa en cantidad considerable (lodo en exceso), agua y CO₂.

La remoción de materia orgánica por este sistema es del 55 al 95% de DBO, 50 a 85% de la DQO y 55 a 95% en sólidos suspendidos, dependiendo del tipo de aguas residuales que se traten.

ALTERNATIVA 2: REACTOR ANAEROBIO DE MANTO DE LODOS DE FLUJO ASCENDENTE Y FILTRO PERCOLADOR DE ALTA TASA

TREN DE PROCESO

El sistema de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa propuesto estaría integrado por los siguientes elementos (ver Figura 3.3):

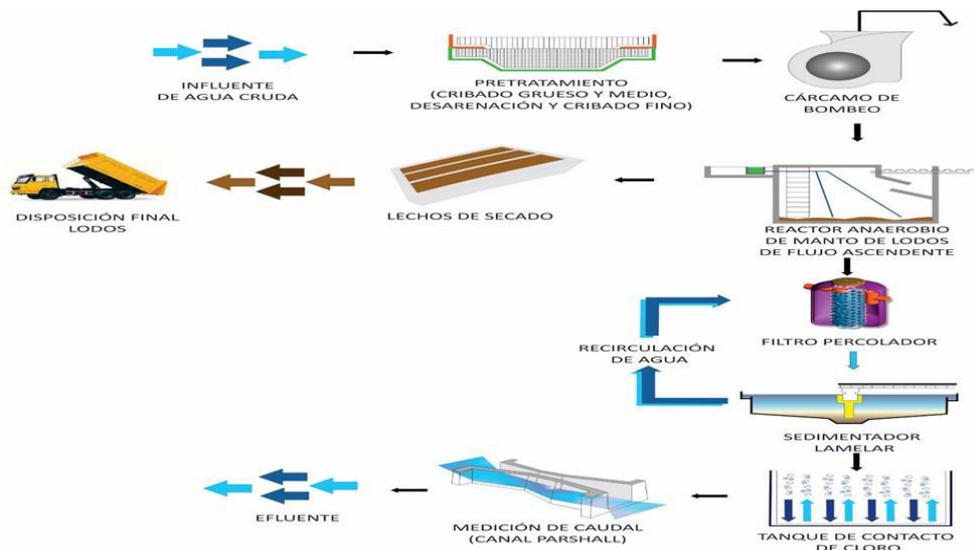
Línea de agua

- Cribado grueso y medio
- Desarenador
- Cárcamo de bombeo
- Hidrocriba estática
- Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente
- Filtro percolador
- Cárcamo de recirculación de agua al filtro percolador
- Sedimentador lamelar
- Desinfección mediante hipoclorito de sodio

Línea de lodos

- Lechos de seca

Figura 3.3.- Alternativa 2, tren de tratamiento de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa



DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA, CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y PORCENTAJES DE REMOCIÓN

El principio de funcionamiento del reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente, se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos, los cuales cuentan con una actividad metanogénica muy elevada, por lo que esto explica los buenos resultados del proceso.

El reactor anaerobio UASB es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación sólidos-líquido-gas, el cual evita la salida de sólidos suspendidos en el efluente y favorecen la evacuación del gas, así como la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor.

En este proceso el residuo se introduce por la parte inferior del reactor y el agua fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodo constituido por flóculos biológicos formados.

Los gases producidos en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) provocan una circulación interior, que colabora en la formación y mantenimiento de los flóculos.

El filtro percolador funciona de la siguiente manera, su alimentación se realiza por medio de rociadores rotatorios, con lo cual el agua residual se oxigena lo suficiente para mantener vivos a los microorganismos que son los responsables de la degradación de la materia orgánica.

El agua se hace pasar en forma descendente a través de un medio filtrante de un tipo de material de plástico de diseño especial, que permite que los microorganismos se adhieran al material filtrante, de esta manera cuando el agua va pasando por el medio, la materia orgánica es degradada por la película microbiana, cuando la película biológica aumenta de espesor, la oxigenación disminuye en la parte más profunda, produciéndose un microsistema anaerobio cercano a la superficie del medio filtrante. En el momento en que los microorganismos de la superficie externa comienzan a morir por falta de carbono, pierden su capacidad de adhesión y son arrastrados por el líquido filtrante, comenzando una nueva población en su lugar.

Los microorganismos desprendidos (zooglea), son arrastrados hacia el sedimentador lamelar, en donde son separados del agua tratada.

El filtro percolador incluye un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se hayan separado del medio; este sistema de drenaje inferior es importante, tanto en instalación de recolección como por su estructura discontinua a través de la cual puede circular el aire.

Normalmente el agua residual se alimenta al filtro mediante un sistema de brazos rotatorios que consiste en dos o más brazos tubulares montados sobre un eje central,

los cuales giran en un plano horizontal, tienen orificios por donde se descarga el agua residual.

Para el caso particular de la localidad, se esperan eficiencias de remoción del 65 al 90% en DBO, del 55 al 80 % en DQO, del 60 al 90% en SST y del 8 al 65 % en nitrógeno amoniacal.

ALTERNATIVA 3: REACTOR ANAEROBIO DE MANTO DE LODOS DE FLUJO ASCENDENTE Y HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

TREN DE PROCESO

El sistema de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo subsuperficial propuesto estaría integrado por los siguientes elementos (ver Figura 3.4):

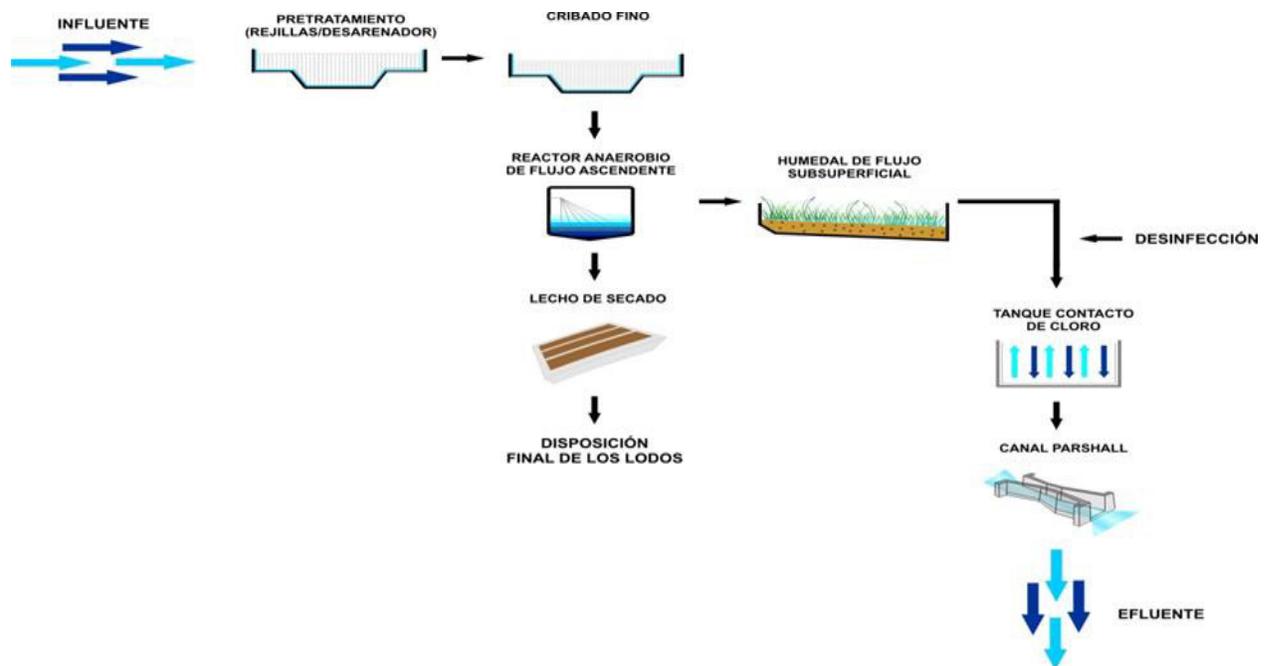
Línea de agua

- Cribado grueso y medio
- Desarenador
- Cárcamo de bombeo
- Hidrocriba estática
- Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente
- Humedales de flujo subsuperficial
- Desinfección mediante hipoclorito de sodio

Línea de lodos

- Lechos de secado

Figura 3.4.- alternativa 3. Tren de tratamiento de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo Subsuperficial



DESCRIPCIÓN DE LA ALTERNATIVA, CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES Y PORCENTAJES DE REMOCIÓN

El principio de funcionamiento del reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente, se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos, los cuales cuentan con una actividad metanogénica muy elevada, por lo que esto explica los buenos resultados del proceso.

El reactor anaerobio UASB es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación sólidos-líquido-gas, el cual evita la salida de sólidos suspendidos en el efluente y favorecen la evacuación del gas, así como la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor.

En este proceso el residuo se introduce por la parte inferior del reactor y el agua fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodo constituido por flóculos biológicos formados.

Los gases producidos en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) provocan una circulación interior, que colabora en la formación y mantenimiento de los flóculos.

Los humedales artificiales (también conocidos como wetlands en inglés o lechos de plantas acuáticas en español), consisten en lechos inundados o saturados con agua que contienen plantas acuáticas, las que para su desarrollo toman nutrientes presentes en el agua residual. Estos lechos deben estar precedidos de un pretratamiento, y preferentemente de algún proceso anaerobio para reducir la carga orgánica y la concentración de sólidos. Son poco profundos, con flujo lento y las plantas acuáticas pueden ser conseguidas en la localidad como los lirios, juncos o tule.

Los humedales pueden ser usados tanto para tratamiento de aguas residuales, como para provisión de un nuevo hábitat para aves acuáticas y otras formas de vida. De igual modo con los humedales se puede prevenir la eutroficación de cuerpos receptores.

Los humedales artificiales (que pueden controlar o eliminar los aspectos negativos de los sistemas naturales), de acuerdo con el tipo de flujo se clasifican en sistemas de flujo subterráneo (SFS) los que consisten de un tipo de grava o de arena, con agua corriendo lenta y lateralmente, sembrado con plantas acuáticas generalmente emergentes, y sistemas de corriente superficial (SCS) formados por lo regular de un estanque con poca profundidad impermeabilizado con una geomembrana o bien en terrenos con baja permeabilidad hidráulica y que contenga en su superficie algún tipo de planta acuática y son altamente eficientes en la remoción de fósforo y nitrógeno amoniacal, lo que normalmente no se realiza en otros sistemas de tratamiento.

La remoción de contaminantes se lleva a cabo por la asimilación directa de los contaminantes dentro de sus tejidos, ya que proveen un ambiente adecuado para el desarrollo de microorganismos, los cuales transforman y reducen las concentraciones de los contaminantes, ya que las plantas sirven como un sustrato vivo para la actividad microbiana.

Los lirios acuáticos y otras hidrófitas pueden absorber metales como Cu, Zn, Pb, Cd, Hg y Ni. Si las plantas no son cosechadas se presentará la muerte del tejido y éste se descompondrá rápidamente y liberará los nutrientes almacenados dentro del agua.

3.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE TRATAMIENTO

En este apartado se efectuará el cálculo y dimensionamiento de las unidades de tratamiento que integran los trenes de proceso de las alternativas de tratamiento seleccionadas.

ALTERNATIVA 1: LODOS ACTIVADOS CONVENCIONAL

SEDIMENTADOR PRIMARIO

Bases y criterios de diseño

1. Se consideran dos clarificadores primarios de geometría circular.
2. El caudal de diseño medio es de 27 l/s por unidad.
3. La carga hidráulica no debe exceder 40.56 m³/m²/día a caudal medio.
4. El tiempo de residencia hidráulico se encontrará entre 1.5 y 2.5 horas.
5. La pendiente del fondo será del 12%.
6. La profundidad mínima será de 3.0 m.

Procedimiento de cálculo

Calculando el volumen del tanque, se tiene:

$$\text{Área} = \frac{2332.8 \text{ m}^3/\text{día}}{40.56 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}} = 57.51 \text{ m}^2$$

$$\text{Por lo tanto; Diámetro} = \sqrt{\frac{4 \times 57.51 \text{ m}^2}{\pi}} = 8.56 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del vertedor periférico} = \pi \times 8.56 \text{ m} = 26.88 \text{ m}$$

Comprobando el tiempo de retención:

$$\text{Volumen} = \frac{\pi \times (8.56 \text{ m})^2}{4} \times 3 \text{ m} = 172.65 \text{ m}^3$$

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{172.65 \text{ m}^3}{97.2 \text{ m}^3/\text{hora}} = 1.8 \text{ horas}$$

REACTOR BIOLÓGICO

Bases y criterios de diseño

1. El proceso seleccionado es de lodos activados en su modalidad de aireación extendida.
2. Se consideran 2 reactores de forma rectangular, cada uno con capacidad de tratamiento de 27 litros por segundo.
3. La calidad del agua residual tratada tendrá en su parámetro de DBO5 como máximo 30 mg/l, para garantizar que no se generen olores objetables que pudieran afectar al entorno y propiciar condiciones desagradables.
4. Se considera una producción de 0.6 kg de SST con un contenido de 70% de volátiles por kg de DBO removido.
5. La eficiencia de remoción mínima esperada del proceso de lodos activados es de 70%.
6. El tiempo de retención celular será de 15 días.
7. Los SSLM (Solidos Suspendidos del Licor Mezclado en el Lodo) estarán en el rango de 1500 a 3000 mg/l.
8. Se considera una fracción de sólidos biológicos biodegradables del 70%.
9. La relación de recirculación será de 100%.

Procedimiento de cálculo

$$\text{Volumen del reactor} = \frac{\theta \times Q \times Y \times (S_0 - S)}{X \times [1 + (K_d \times \theta)]} \quad (3.1)$$

$$\text{Volumen reactor} = \frac{15 \text{ d} \times 2332.8 \text{ m}^3 / \text{d} \times 0.7 \times (363.2 \text{ mg/l} - 30.0 \text{ mg/l})}{3000 \text{ mg/l} \times [1 + (0.025 \text{ d}^{-1} \times 15 \text{ d})]} = 1979 \text{ m}^3$$

Por lo que se asumen las siguientes dimensiones:

Largo = 28.13 m

Ancho = 28.13 m

Profundidad útil = 2.5 m

SEDIMENTADOR SECUNDARIO

Bases y criterios de diseño

1. Se consideran dos clarificadores secundarios de geometría circular.
2. El caudal de diseño medio es de 27 L/s, sin recirculación; y de 40.5 L/s máximo por unidad.
3. La carga hidráulica no debe exceder 44.8 m³/m²/día a caudal máximo y 24.4 m³/m²/día a caudal medio.
4. El tiempo de residencia hidráulico se encontrará entre 2.0 y 3.0 horas.
5. La pendiente del fondo será del 12%.
6. La profundidad mínima será de 3.6 m.

Procedimiento de cálculo

Calculando el área de clarificación:

Caudal de diseño de cada unidad de clarificación =

$$27 \text{ L/s} \times 3600 \text{ s/h} \times 1 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{L} \times 24 \text{ h/día} = 2332.8 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Área de clarificación} = \frac{2332.8 \text{ m}^3/\text{día}}{24.4 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}} = 95.61 \text{ m}^2$$

$$\text{Por lo tanto; Diámetro} = \sqrt{\frac{4 \times 95.61 \text{ m}^2}{\pi}} = 11.03 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del vertedor periférico} = \pi \times 11.03 \text{ m} = 34.66 \text{ m}$$

Comprobando el tiempo de retención:

$$\text{Volumen} = \frac{\pi \times (11.03 \text{ m})^2}{4} \times 3.6 \text{ m} = 343.99 \text{ m}^3$$

A flujo de 27 litros por segundo

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{343.99 \text{ m}^3}{97.2 \text{ m}^3/\text{hora}} = 3.5 \text{ horas}$$

A flujo de 40.5 litros por segundo

$$\text{Tiempo de retención} = \frac{343.99 \text{ m}^3}{145.8 \text{ m}^3/\text{hora}} = 2.4 \text{ horas}$$

DIGESTIÓN AEROBIA

Bases y criterios de diseño

1. Se considera una unidad de digestión aeróbica para estabilizar los lodos secundarios de desecho.
2. El sistema deberá operar con un tiempo de residencia celular promedio de 20 días mínimo, de acuerdo a la temperatura de diseño que es de 18.8 °C y un tiempo mínimo hidráulico de 15 días.
3. La carga de sólidos volátiles deberá encontrarse dentro del rango de 2.5 a 3.0 kg SSV/m³/día.
4. El diseño del digestor contempla la instalación de un sistema de aireación con la capacidad de soportar arranques-paros de la aireación, esto con la finalidad de espesar dentro del mismo digestor; así mismo se contempla la instalación de válvulas a diferentes alturas del digestor, para extraer el agua clarificada y enviarla al cárcamo de bombeo de agua cruda.
5. El sistema de aireación deberá mantener en suspensión los sólidos con una concentración mínima de oxígeno disuelto de 1.5 mg/L.
6. El aire deberá ser suministrado por aireadores mecánicos tipo cañón. Se propone equipar el digestor con aireadores tipo cañón por los siguientes argumentos:
 - 6.1. La altura del digestor está dentro del rango de aplicación de este tipo de aireador.
 - 6.2. Al tratarse de un digestor, que al mismo tiempo hará funciones de espesador, continuamente se estará apagando la aireación, para facilitar la sedimentación de los lodos (reconcentración); por lo que si se considerara la opción de utilizar aireadores del tipo plato o tubulares, estos estarían continuamente inmersos en el lodo, propiciándose así, la formación de incrustaciones y taponamientos que reducirían la vida útil de los mismos y además de que se requeriría realizarles más frecuentemente el mantenimiento.
 - 6.3. Por lo que respecta también al mantenimiento, se debe de considerar que para el caso de difusores de plato o tubulares, es necesario vaciar el digestor para poder hacerles el mantenimiento, ocasionando con esto que en el periodo de mantenimiento no se puede tratar el lodo y se tenga que descargar sin tratamiento al cuerpo receptor, originando un grave deterioro al mismo; por otra parte, para revisar el sistema de sujeción a piso de los difusores y los mismos difusores, el personal tendría que estar en contacto con el lodo desechado, propiciándose una situación de riesgo y contagio biológico infeccioso, que definitivamente se puede evitar.
7. Se contempla una reducción de SSV mínima del 40%.

8. La concentración promedio de los lodos secundarios de desecho para diseño es de 3% (alimentación al proceso de deshidratación).

Procedimiento de cálculo

Los lodos son desechados por el contenido de los mismos en el efluente del clarificador secundario, así como de manera intencional desde la línea de recirculación de lodos.

Considerando la producción promedio de sólidos a un tiempo de residencia celular de 20 días de 0.6 kg SST/kg de DBO5/día, y debido a que dentro del proceso de tratamiento se lleva a cabo la biodigestión parcial de los sólidos biodegradables, se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{DBO5 removido} = 4665.6 \text{ m}^3/\text{día} \times (363.2 \text{ mg/l} - 30.0 \text{ mg/l}) \times 1000 \text{ l/m}^3 \times 1 \times 10^{-6} \text{ kg/mg}$$

$$\text{DBO5 removido} = 1554.6 \text{ kg/día}$$

Producción promedio diaria de sólidos =

$$1554.6 \text{ kg/día} \times 0.6 \text{ kg SST/kg de DBO/día} = 932.7 \text{ kg SST/día}$$

SST contenidos en el efluente =

$$4665.6 \text{ m}^3/\text{día} \times 30 \text{ mg/l} \times 1000 \text{ l/m}^3 \times 1 \times 10^{-6} \text{ kg/mg} = 140.0 \text{ kg SST/día}$$

$$\text{kg de sólidos inertes} = 30\% \text{ de SST} = 0.30 \times 440.5 \text{ mg/l} = 132.2 \text{ mg/l}$$

$$\text{kg de sólidos inertes} = 132.2 \text{ mg/l} \times 4665600 \text{ l/día} \times 1 \times 10^{-6} \text{ kg/mg} = 616.6 \text{ kg/día}$$

$$\text{Cantidad de lodo a ser desechado} = 932.7 + 616.6 - 140.0 = 1409.3 \text{ kg/día}$$

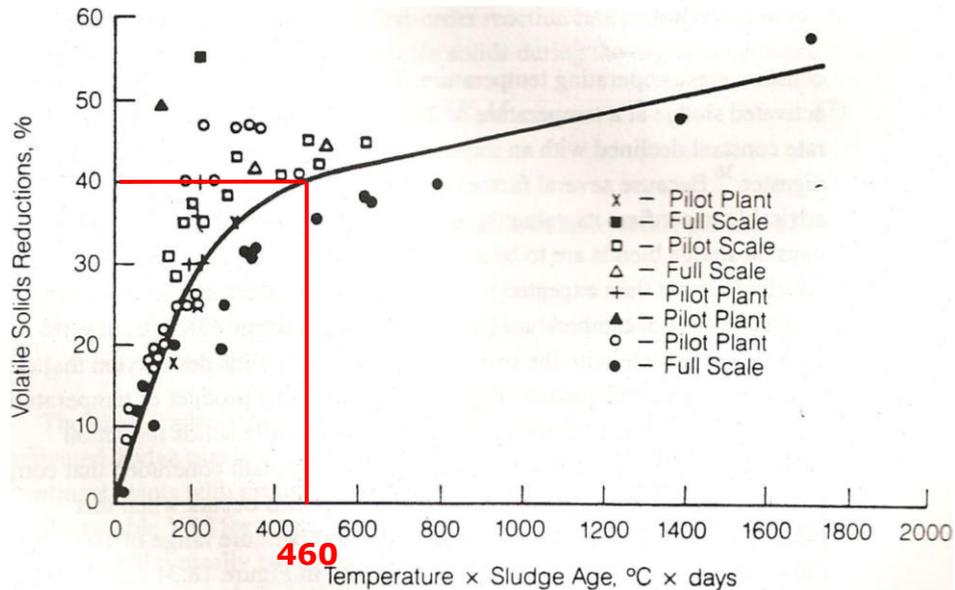
$$\text{Volumen a ser desechado} = \frac{1409.3 \text{ Kg SST/Día} \times 1000 \text{ gr/Kg}}{1.03 \frac{\text{gr}}{\text{cm}^3} \times 0.01} \times \left(\frac{1.0 \text{ m}}{100 \text{ cm}} \right)^3$$

$$\text{Volumen a ser desechado} = 136.8 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$\text{Volumen de lodo a digestión} = 136.8 \text{ m}^3/\text{día}$$

Del Capitulo 18 del libro “Design of Municipal Wastewater Treatment Plants”, WEF Manual of Practice No. 8, para una reducción de 40% de SSV, obtenemos (ver Figura 3.5):

Figura 3.5.- Reducción de sólidos volátiles como una función de la temperatura y de la edad del lodo de digestión.



Temperatura × Edad lodo = 460 °C-días

Por consiguiente:

$$\text{Edad de lodos (temperatura media normal)} = \frac{460 \text{ °C} - \text{días}}{18.8 \text{ °C}} = 24.5 \text{ días}$$

$$\text{Edad de lodos (temperatura máxima normal)} = \frac{460 \text{ °C} - \text{días}}{27.1 \text{ °C}} = 17.0 \text{ días}$$

Volumen del reactor (temperatura media normal = 18.8 °C) = 136.8 m³/día × 24.5 días = 3352 m³.

Volumen del reactor (temperatura máxima normal = 27.1 °C) = 136.8 m³/día × 17.0 días = 2326 m³.

Por lo tanto, volumen necesario del reactor = 3352 m³

Por lo que se asumen las siguientes dimensiones:

Ancho = 18.31 m

Largo = 36.62 m

Profundidad = 5.0 m

En la Tabla 3.3 se presentan las características relevantes de las unidades que integran el proceso de tratamiento de lodos activados convencional.

Tabla 3.3.- Características físicas de los elementos de proceso de la alternativa de lodos activados convencional

Elemento	No.	Ancho (m)	Longitud (m)	Profundidad (m)	Diámetro (m)	Equipo especial
Cribado grueso y medio	2	1.2	4.7	1.1	-	Rejillas limpieza manual
Canal desarenador	2	1.2	12.65	1.3	-	-
Cárcamo de bombeo agua cruda	1	6.0	6.0	2.0	-	5 bombas centrífugas
Clarificador primario	2	-	-	3.0	8.56	2 rastras mecánicas
Reactor biológico	2	28.13	28.13	2.5	-	18 aireadores mecánicos tipo cañón
Clarificador secundario	2	-	-	3.6	11.03	2 rastras mecánicas
Tanque de hipoclorito de cloro	2	3.3	9.0	1.8	-	Dosificador de NaClO
Digestor aerobio	1	18.31	36.62	5.0	-	8 aireadores mecánicos tipo cañón
Filtro banda	1	1.0	-	-	-	Banda de 1.0 m de ancho

ALTERNATIVA 2: REACTOR ANAEROBIO DE MANTO DE LODOS DE FLUJO ASCENDENTE Y FILTRO PERCOLADOR DE ALTA TASA

FILTRO PERCOLADOR DE ALTA TASA

Bases y criterios de diseño

1. Se consideran dos reactores de forma circular rellenos de materiales de plástico, con capacidad de tratamiento de 27 litros por segundo cada uno.
2. La carga hidráulica estará en el rango de 14.0 a 84.2 m³/m²-d.
3. La carga orgánica será de 0.5 a 1.6 kg de DBO/m³-día.
4. La profundidad útil será de 4 m.
5. La eficiencia de remoción de DBO mínima esperada del proceso es de 80%.
6. La relación de recirculación será de 1.
7. La temperatura del agua residual es de 18.8 °C.

Procedimiento de cálculo

La ecuación (3.2) resulta apropiada para describir los rendimientos de eliminación observados en filtros percoladores rellenos de materiales de plástico.

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp [-K_{20} \times D \times (Q_v)^{-n}] \quad (3.2)$$

- a) Calcular el valor de la constante de tratabilidad a 18.8 °C y 6 m

$$K_{18.8@6} = K_{20@6} \times \theta^{T-20}$$

Donde:

$k_{20@6}$: 6.71 (l/h)^{0.5}/m² (Metcalf & Eddy Inc., Ingeniería de Aguas Residuales / Tratamiento, Vertido y Reutilización / Volumen 2. España, Mc Graw-Hill, 1998, 1485 pp.)

θ : Coeficiente de corrección de la temperatura, suponer = 1.035

$$K_{18.8@6} = 6.71 \text{ (l/h)}^{0.5} / \text{m}^2 \times 1.035^{18.8 - 20}$$

$$K_{18.8@6} = 6.44 \text{ (l/h)}^{0.5} / \text{m}^2$$

- b) Corregir el valor de la constante de tratabilidad ($k_{18.8@6}$) de profundidad de 4 metros, mediante la ecuación:

$$K_2 = K_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^x$$

A 4 m de profundidad

$$K_{18.8@4} = K_{18.8@6} \times \left(\frac{6}{4}\right)^{0.3}$$

$$K_{18.8@4} = 6.44 \text{ (l/h)}^{0.5} / \text{m}^2 \times (6/4)^{0.3}$$

$$K_{18.8@4} = 7.27 \text{ (l/h)}^{0.5} / \text{m}^2$$

$$K_{18.8@4} = 0.12 \text{ (l/s)}^{0.5} / \text{m}^2$$

c) Determinar la superficie necesaria a partir de los datos conocidos, mediante la ecuación (3.2)

Sustituyendo Q/A por Q_v y reordenando la ecuación (3.2), se obtiene:

$$\ln \frac{S_e}{S_i} = \frac{-K_{20} \times D}{\left(\frac{Q}{A}\right)^n}$$

$$A = Q \times \left[\frac{-\left(\ln \frac{S_e}{S_i}\right)}{K^{20} \times D} \right]^{\frac{1}{n}}$$

$$A = 27 \text{ L/s} \times \left[\frac{-\left(\ln \frac{60.0 \text{ mg/l}}{109.0 \text{ mg/l}}\right)}{0.12 \text{ (l/s)}^{0.5} / \text{m}^2 \times 4.0 \text{ m}} \right]^{\frac{1}{0.5}} = 40.95 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro} = \sqrt{\frac{4 \times 40.95 \text{ m}^2}{\pi}} = 7.22 \text{ m}; \text{ se considera un diámetro de } 7.25 \text{ m}$$

d) Comprobación de la carga hidráulica:

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{27 \text{ l/s} \times 86400 \text{ s/d} \times 1/1000 \text{ m}^3 / \text{l}}{40.95 \text{ m}^2} = 56.97 \text{ m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{d}$$

De acuerdo a los criterios de diseño, la carga hidráulica deberá estar en el rango de 14.0 a 84.2 m³/m²·día; de forma tal, que el valor calculado cumple.

e) Comprobación de la carga orgánica:

$$\text{Carga orgánica} = \frac{2332.8 \text{ m}^3 / \text{d} \times (109 \text{ mg/l} - 60 \text{ mg/l}) \times 1000 \text{ l/m}^3 \times 0.000001 \text{ Kg/mg}}{4.0 \text{ m} \times 40.95 \text{ m}^2}$$

Carga orgánica = 0.7 kg DBO/m³ día; se encuentra dentro del rango fijado en los criterios de diseño.

A continuación, en la Tabla 3.4 se presentan las características relevantes de las unidades que integran el proceso de tratamiento de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa.

Tabla 3.4.- Características físicas de los elementos de proceso de la alternativa de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y filtro percolador de alta tasa

Elemento	No	Ancho (m)	Longitud (m)	Profundidad (m)	Diámetro (m)	Equipo especial
Cribado grueso y medio	2	1.2	4.7	1.1	-	Rejillas limpieza manual
Canal desarenador	2	1.2	12.65	1.3	-	-
Cárcamo de bombeo agua cruda	1	6.0	6.0	2.0	-	5 bombas centrífugas
Reactor anaerobio UASB	4	7.2	13.5	4.0	-	Difusores con tubería de PAD
Filtro percolador de alta tasa	2	-	-	4.0	7.25	Empaques plásticos de alta tasa, sistema de distribución
Clarificador lamelar	2	3.66	4.22	0.9	-	Módulos lamelares
Tanque de contacto de cloro	2	3.3	9.0	1.8	-	Dosificador de NaClO
Lechos de secado de lodos	1	19.45	19.45	0.4	-	Medio filtrante

ALTERNATIVA 3: REACTOR ANAEROBIO DE MANTO DE LODOS DE FLUJO ASCENDENTE Y HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

El cálculo para remoción de nitrógeno para el humedal, se iniciará estimando que la zona de raíces ocupará un 80% de la profundidad del lecho de gravas, que es una suposición razonable que está basada en la experiencia con numerosos sistemas en operación²; por lo tanto, se determinará la constante K_{NH} para 80% de la zona de raíces, usando la ecuación (3.3).

$$K_{NH} = 0.01854 + 0.3922 (rz)^{2.6077} \quad (3.3)$$

$$K_{NH} (80\% rz) = 0.01854 + 0.3922 (0.8)^{2.6077} = 0.2377 \text{ d}^{-1}$$

Determinación del área requerida para la nitrificación en el humedal usando la ecuación (3.2).

$$A_s = \frac{Q \ln (C_0/C_e)}{K_{NH} Y y Y n} \quad (3.4)$$

Donde:

K_T : $K_{NH} \times 1.048^{(T-20)} = 0.2377 \text{ d}^{-1} \times 1.048^{(18.8-20)} = 0.2247 \text{ d}^{-1}$

C_e : Concentración de amoníaco en el efluente = 54.3 mg/l

C_0 : Concentración de amoníaco en el afluente = 66.1 mg/l

n : Porosidad del humedal = 0.38 (gravas medianas de 32 mm)

y : Profundidad del agua en el humedal = 0.6 m

Q : Caudal promedio del humedal = 4665.6 m³/d

$$A_s = \frac{4665.6 \text{ m}^3 / \text{d} \times \ln (66.1 \text{ mg/l} / 54.3 \text{ mg/l})}{0.2247 \text{ d}^{-1} \times 0.6 \text{ m} \times 0.38} = 17880 \text{ m}^2$$

$$TRH = \frac{17880 \text{ m}^2 \times 0.6 \text{ m} \times 0.38}{4665.6 \text{ m}^3 / \text{d}} = 0.9 \text{ d}$$

Se determina enseguida la remoción de nitratos vía desnitrificación, usando la ecuación (3.5).

$$\frac{C_e}{C_0} = \exp (-K_T TRH) \quad (3.5)$$

² LARA Borrero, Jaime Andrés. Depuración de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales. España, Instituto Catalán de Tecnología, 1999, 114 p.

La concentración de nitratos en el afluente (C_o) usada en la ecuación (3.5) es la diferencia entre las concentraciones de entrada y salida.

$$\text{Nitratos del humedal} = 66.1 \text{ mg/L} - 54.3 \text{ mg/L} = 11.8 \text{ mg/L}$$

Entonces la concentración de nitratos en el efluente usando la ecuación (3.5), será:

$$C_e = C_o \times \exp(-K_T \text{ TRH})$$

Donde:

$$K_T: 1.00 \times 1.15^{(T-20)} = 1.00 \text{ d}^{-1} \times 1.15^{(18.8-20)} = 0.8456 \text{ d}^{-1}$$

C_e : Concentración de nitratos en el efluente, mg/l

C_o : Concentración de nitratos en el afluente = 11.8 mg/l

TRH:Tiempo de residencia hidráulico = 0.9 d

$$C_e = 11.8 \text{ mg/l} \times \exp(-0.8456 \text{ d}^{-1} \times 0.9 \text{ d}) = 5.6 \text{ mg/l}$$

Determinación del nitrógeno total en el efluente del humedal.

$$\text{NT} = 54.3 \text{ mg/l} + 5.6 \text{ mg/l} = 59.9 \text{ mg/l}$$

A continuación se calculará la remoción de sólidos suspendidos totales.

$$\text{CH} = \left(\frac{Q}{A_s} \right) \times 100$$

Donde:

CH: Carga hidráulica, cm/d

$$\text{CH} = \left(\frac{4665.6 \text{ m}^3 / \text{d}}{17880 \text{ m}^2} \right) \times 100 \text{ cm /m}$$

$$\text{CH} = 26.1 \text{ cm/d}$$

$$C_e = C_o (0.1058 + 0.0014 \times \text{CH})$$

$$C_e = 132.2 \text{ mg/l} \times (0.1058 + 0.0014 \times 26.1 \text{ cm/d})$$

$$C_e = 18.8 \text{ mg/l}$$

Con este resultado comprobamos los buenos rendimientos del sistema para remover sólidos suspendidos totales (cercaos al 90%).

Ahora calculando la remoción de DBO, primeramente se fija, como ya ha sido mencionado previamente, que la temperatura del agua de diseño en el humedal es de 18.8 °C.

$$K_T = 1.104 \times 1.06^{(T-20)} = 1.104 \times 1.06^{(18.8-20)} = 1.0294 \text{ d}^{-1}$$

La concentración de DBO en el efluente será:

$$A_s = \frac{Q \times (\ln C_0 - \ln C_e)}{K_T \times y \times n}$$

Donde:

- A_s : Área superficial del humedal = 17880 m²
- Q : Caudal promedio del humedal = 4665.6 m³/d
- C_e : Concentración de DBO en el efluente, mg/l
- C_0 : Concentración de DBO en el afluente = 109.0 mg/l
- K_T : 1.0294 d⁻¹
- n : Porosidad del humedal = 0.38 (gravas medianas de 32 mm)
- y : Profundidad del agua en el humedal = 0.6 m

$$17880 \text{ m}^2 = \frac{4665.6 \text{ m}^3 / \text{d} \times (\ln 109.0 \text{ mg/l} - \ln C_e)}{1.0294 \text{ d}^{-1} \times 0.6 \text{ m} \times 0.38}$$

$$C_e = 44.3 \text{ mg/L}$$

Con este resultado también comprobamos los buenos rendimientos del sistema para remover DBO (cercaos al 60%).

Igualmente se determinará la concentración de fósforo en el efluente usando las ecuaciones.

$$\frac{C_e}{C_0} = \exp\left(\frac{-K_P}{CH}\right)$$

$$CH = \left(\frac{Q}{A_s}\right) \times b$$

Donde:

- K_p : Constante de primer orden igual a 2.74 cm/d
- b : Factor de conversión. 100 cm/m

Determinación de la carga hidráulica para eliminación de fósforo.

$$CH = \left(\frac{4665.6 \text{ m}^3 / \text{d}}{17880 \text{ m}^2}\right) \times 100 \text{ cm /m}$$

$$CH = 26.1 \text{ cm/d}$$

Determinación de la concentración de fósforo en el efluente.

$$C_e = 17.9 \text{ mg/l} \times \exp\left(\frac{-2.74 \text{ cm/d}}{26.1 \text{ cm/d}}\right)$$

$$C_e = 16.1 \text{ mg/l}$$

Ahora se determina la sección transversal del humedal aplicando la siguiente ecuación:

$$A_c = \frac{Q}{K_s \times S}$$

Con un valor de conductividad hidráulica de 20000 m³/m²/d para gravas medianas de 32 mm de tamaño, con una reducción de 6.0 (factor de seguridad) y una pendiente del lecho de 0.010 m/m.

$$A_c = \frac{4665.6 \text{ m}^3 / \text{d}}{(20000/6 \text{ m}^3 / \text{m}^2 / \text{d}) \times 0.010 \text{ m/m}}$$

$$A_c = 140.0 \text{ m}^2$$

Calculada el área de la sección transversal, y una vez fijada la profundidad, se determina el ancho aplicando la ecuación:

$$W = \frac{A_c}{y}$$

$$W = \frac{140.0 \text{ m}^2}{0.6 \text{ m}}$$

$$W = 233.3 \text{ m}$$

Conocido el ancho y teniendo en cuenta la superficie determinada con el dimensionamiento del modelo de diseño limitante para remoción de nitrógeno, se calcula la longitud del sistema:

$$L = \frac{A_s}{W}$$

$$L = \frac{17880 \text{ m}^2}{233.3 \text{ m}}$$

$$L = 76.6 \text{ m}$$

Ya que la relación largo ancho es menor que 1.0, se propone dividir la superficie total en varias celdas, en este caso serán 4 celdas de ancho igual a 58.3 m y largo de 76.6 m, que funcionarán en paralelo, que sí cumplan el criterio $L/W > 1.0$.

En Tabla 3.5 se presentan las características relevantes de las unidades que integran el proceso de tratamiento de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo Subsuperficial.

Tabla 3.5.- Características físicas de los elementos de proceso de la alternativa de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo Subsuperficial

Elemento	No.	Ancho (m)	Longitud (m)	Profundidad (m)	Equipo especial
Cribado grueso y medio	2	1.2	4.7	1.1	Rejillas limpieza manual
Canal desarenador	2	1.2	12.65	1.3	-
Cárcamo de bombeo agua cruda	1	6.0	6.0	2.0	5 bombas centrífugas
Reactor anaerobio UASB	4	7.2	13.5	4.0	Difusores con tubería de PAD
Humedales artificiales de flujo subsuperficial	4	58.3	76.6	0.6	Plantas acuáticas y medio granular
Tanque de contacto de cloro	2	3.3	9.0	1.8	Dosificador de NaClO
Lechos de secado de lodos	1	19.45	19.45	0.4	Medio filtrante

Poniendo como limitante que la superficie de los humedales no debe ser mayor a 15000 m², que es el área del terreno disponible; se manifiesta que la alternativa de reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente y humedales de flujo subsuperficial **quedaría descartada**, por rebasar la superficie del terreno disponible. En consecuencia, desde el punto de vista económico, sólo se evaluarán las alternativas de tratamiento Nos. 1 y 2.

3.5 EVALUACIÓN ECONÓMICA PARA LA SELECCIÓN DEL PROCESO DE TRATAMIENTO

Primeramente, en base al gasto de diseño obtenido (caudal medio de 54 l/s), se procedió a realizar el cálculo del costo de inversión para los dos procesos de tratamiento seleccionados.

Asimismo, es importante conocer los costos de operación y mantenimiento generados por las obras (civiles y mecánicas) que integran los dos procesos de tratamiento, los cuales dependen de sus condiciones de funcionamiento durante su vida útil, así como de los recursos requeridos, tanto materiales como humanos.

Se valorarán los costos de cada una de las dos alternativas, observando una vez más, que el aspecto técnico está ampliamente salvado con todas las opciones; de forma tal, que **se escogerá la alternativa de mínimo costo**.

La evaluación económica cumplirá una serie de pasos que se detallan a continuación.

3.5.1 Descripción de los beneficios del proyecto

Se cuantifica el volumen de agua residual tratada, si se construye la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, Gto., señalando la cantidad anual tratada durante cada año de operación del proyecto. En la Tabla 3.6 se hace la cuantificación en m³ de los beneficios producidos.

Tabla 3.6.- Cuantificación del aumento en el tratamiento de aguas residuales producido por el proyecto

Año	Cantidad anual	Factor	Valor presente
2012	0	1.0000	0
2013	1,198,236	0.8929	1,069,905
2014	1,222,125	0.7972	974,278
2015	1,246,013	0.7118	886,912
2016	1,269,901	0.6355	807,022
2017	1,293,789	0.5674	734,096
2018	1,317,678	0.5066	667,536
2019	1,341,566	0.4523	606,790
2020	1,365,454	0.4039	551,507
2021	1,389,343	0.3606	500,997
2022	1,413,231	0.3220	455,060

2023	1,437,119	0.2875	413,172
2024	1,461,007	0.2567	375,041
2025	1,484,896	0.2292	340,338
2026	1,508,784	0.2046	308,697
2027	1,532,672	0.1827	280,019
2028	1,556,560	0.1631	253,875
2029	1,580,449	0.1456	230,113
2030	1,604,337	0.1300	208,564
2031	1,628,225	0.1161	189,037
2032	1,652,114	0.1037	171,324
Valor presente de las unidades tratadas (m ³)			10,024,283

3.5.2 Valoración de los costos de las alternativas

El estudio de las alternativas conduce a la valoración de los costos totales de cada una de ellas. El propósito de esta valoración es comparar entre alternativas, para seleccionar aquella que presente el mínimo costo.

3.5.3 Flujo de caja de inversión

En las Tablas 3.7 y 3.10 se presentan los resúmenes de los costos de inversión del proyecto, para las alternativas de tratamiento 1 y 2, respectivamente. Todos los valores monetarios se expresan en pesos del año en el cual se realiza el estudio.

3.5.4 Flujo de caja de operación y mantenimiento

En las Tablas 3.8 y 3.11 se valoran los costos de operación y mantenimiento de cada alternativa de estudio. Se clasificarán los costos de operación y mantenimiento en insumos y materiales y mano de obra calificada. Se incluyen los costos anuales partiendo del año en el cual empieza a operar las alternativas estudiadas.

3.5.5 Resumen de costos de las alternativas

En las Tablas 3.9 y 3.12 se anotan los resultados obtenidos en las tablas de costos de inversión y costos de operación y mantenimiento. Se incluye el resultado obtenido a precios de mercado, como el valor obtenido a precios sociales³.

³ El precio social es el precio que existiría si no hubiese distorsiones (impuestos, subsidios, monopolios, monopsonios, etc.) en los mercados relacionados al bien que se está tratando, por lo que representa el costo asumido por el país en su conjunto.

El precio social de un bien, servicio, insumo o factor productivo, es igual al precio de mercado corregido por un factor de ajuste o de conversión que representa las distorsiones e imperfecciones del mercado pertinente.

Tabla 3.7.- Resumen de los costos de inversión de la alternativa de tratamiento No. 1: Lodos Activados Convencional

AÑO	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
OBRA CIVIL							
Canal de cribado y desarenador		1,287,994					
Cárcamo de bombeo		608,205					
Sedimentadores primarios		895,050					
Sedimentadores secundarios		1,428,094					
Caja para medidor Parshall		38,510					
Fosa de lodos secundarios		53,527					
Tanque de contacto de cloro		449,936					
Tanques de aireación		5,486,422					
Digestor aerobio y espesador		3,952,152					
Cajas de distribución		77,200					
Caseta de vigilancia		132,465					
Caseta de desinfección		54,930					
Centro de control de motores		154,400					
Edificio de deshidratación de lodos		305,630					
Edificio de oficinas y laboratorio		645,930					
SUBTOTAL OBRA CIVIL	0	15,570,445	0	0	0	0	0
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674	0.5066
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	0	13,902,850	0	0	0	0	0
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA							
Cárcamo de bombeo		948,465					
Canal de cribado y desarenador		284,819					
Sedimentadores primarios		691,638					
Sedimentadores secundarios		807,485					
Tanques de aireación		1,591,286					
Digestor aerobio y espesador		911,842					
Fosa de lodos secundarios		97,230					
Tanque de contacto de cloro		110,990					
Sistema de deshidratación de lodos		809,053					
Medidor Parshall		32,600					
Sistema de desinfección		45,320					
Acometida en media tensión		196,946					
Alimentadores generales		200,849					
Subestación eléctrica		657,847					
Alumbrado exterior e interior		250,132					
Protección atmosférica		82,776					
Extensión de línea de media tensión		409,318					
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA	0	8,128,596	0	0	0	0	0
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674	0.5066
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	0	7,258,023	0	0	0	0	0
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO	0	23,699,041	0	0	0	0	0
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE	0	21,160,874	0	0	0	0	0

Continuación de la tabla 3.7

AÑO	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025
OBRA CIVIL							
Canal de cribado y desarenador							
Cárcamo de bombeo							
Sedimentadores primarios							
Sedimentadores secundarios							
Caja para medidor Parshall							
Fosa de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Tanques de aireación							
Digestor aerobio y espesador							
Cajas de distribución							
Caseta de vigilancia							
Caseta de desinfección							
Centro de control de motores							
Edificio de deshidratación de lodos							
Edificio de oficinas y laboratorio							
SUBTOTAL OBRA CIVIL	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875	0.2567	0.2292
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	0						
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA							
Cárcamo de bombeo							
Canal de cribado y desarenador							
Sedimentador primario							
Sedimentador secundario							
Tanque de aireación							
Digestor aerobio y espesador							
Fosa de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Sistema de deshidratación de lodos							
Medidor Parshall							
Sistema de desinfección							
Acometida en media tensión							
Alimentadores generales							
Subestación eléctrica							
Alumbrado exterior e interior							
Protección atmosférica							
Extensión de línea de media tensión							
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875	0.2567	0.2292
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	0						
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO	0						
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE	0						

Continuación de la tabla 3.7

AÑO	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032
OBRA CIVIL							
Canal de cribado y desarenador							
Cárcamo de bombeo							
Sedimentadores primarios							
Sedimentadores secundarios							
Caja para medidor Parshall							
Fosa de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Tanques de aireación							
Digestor aerobio y espesador							
Cajas de distribución							
Caseta de vigilancia							
Caseta de desinfección							
Centro de control de motores							
Edificio de deshidratación de lodos							
Edificio de oficinas y laboratorio							
SUBTOTAL OBRA CIVIL	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456	0.1300	0.1161	0.1037
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	0						
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA							
Cárcamo de bombeo							
Canal de cribado y desarenador							
Sedimentador primario							
Sedimentador secundario							
Tanque de aireación							
Digestor aerobio y espesador							
Fosa de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Sistema de deshidratación de lodos							
Medidor Parshall							
Sistema de desinfección							
Acometida en media tensión							
Alimentadores generales							
Subestación eléctrica							
Alumbrado exterior e interior							
Protección atmosférica							
Extensión de línea de media tensión							
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456	0.1300	0.1161	0.1037
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	0						
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO	0						
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE	0						

Continuación de la tabla 3.7

AÑO	VALOR PRESENTE A PRECIOS DE MERCADO	RAZÓN PRECIO SOCIAL	VALOR PRESENTE A PRECIOS SOCIALES
OBRA CIVIL			
Canal de cribado y desarenador			
Sedimentador primario			
Sedimentador secundario			
Caja para medidor Parshall			
Fosa de lodos secundarios			
Tanque de contacto de cloro			
Tanque de aireación			
Digestor aerobio y espesador			
Cajas de distribución			
Caseta de vigilancia			
Caseta de desinfección			
Centro de control de motores			
Edificio de deshidratación de lodos			
Edificio de oficinas y laboratorio			
SUBTOTAL OBRA CIVIL			
FACTOR DE VALOR PRESENTE			
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	13,902,850	0.80	11,122,280
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA			
Cárcamo de bombeo			
Canal de cribado y desarenador			
Sedimentador primario			
Sedimentador secundario			
Tanque de aireación			
Digestor aerobio y espesador			
Fosa de lodos secundarios			
Tanque de contacto de cloro			
Sistema de deshidratación de lodos			
Medidor Parshall			
Sistema de desinfección			
Acometida en media tensión			
Alimentadores generales			
Subestación eléctrica			
Alumbrado exterior e interior			
Protección atmosférica			
Extensión de línea de media tensión			
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA			
FACTOR DE VALOR PRESENTE			
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	7,258,023	0.77	5,588,678
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO			
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE			

Tabla 3.8.- Resumen de los costos de operación y mantenimiento de la alternativa de tratamiento No. 1: Lodos Activados Convencional

AÑO	2012	2013	2014	2015	2016	2017
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica		1,078,413	1,099,912	1,121,412	1,142,911	1,164,410
Reactivos químicos para el tratamiento del agua		95,859	97,770	99,681	101,592	103,503
Análisis de laboratorio		119,824	122,212	124,601	126,990	129,379
Desalojo de lodos		179,735	183,319	186,902	190,485	194,068
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles		215,683	219,982	224,282	228,582	232,882
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	0	1,689,513	1,723,196	1,756,878	1,790,561	1,824,243
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	0	1,508,566	1,373,732	1,250,546	1,137,901	1,035,076
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)		958,589	977,700	996,810	1,015,921	1,035,032
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	0	958,589	977,700	996,810	1,015,921	1,035,032
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	0	855,924	779,422	709,530	645,618	587,277
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	0	2,648,102	2,700,895	2,753,689	2,806,482	2,859,275
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	0	2,364,491	2,153,154	1,960,075	1,783,519	1,622,352

Continuación de la tabla 3.8

AÑO	2018	2019	2020	2021	2022	2023
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica	1,185,910	1,207,409	1,228,909	1,250,408	1,271,908	1,293,407
Reactivos químicos para el tratamiento del agua	105,414	107,325	109,236	111,147	113,058	114,970
Análisis de laboratorio	131,768	134,157	136,545	138,934	141,323	143,712
Desalojo de lodos	197,652	201,235	204,818	208,401	211,985	215,568
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles	237,182	241,482	245,782	250,082	254,382	258,681
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	1,857,926	1,891,608	1,925,291	1,958,973	1,992,655	2,026,338
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.5066	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	941,225	855,574	777,625	706,406	641,635	582,572
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)	1,054,142	1,073,253	1,092,363	1,111,474	1,130,585	1,149,695
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	1,054,142	1,073,253	1,092,363	1,111,474	1,130,585	1,149,695
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.5066	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	534,028	485,432	441,206	400,798	364,048	330,537
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	2,912,068	2,964,861	3,017,654	3,070,447	3,123,240	3,176,033
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	1,475,254	1,341,007	1,218,830	1,107,203	1,005,683	913,110

Continuación de la tabla 3.8

AÑO	2024	2025	2026	2027	2028	2029
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica	1,314,907	1,336,406	1,357,906	1,379,405	1,400,904	1,422,404
Reactivos químicos para el tratamiento del agua	116,881	118,792	120,703	122,614	124,525	126,436
Análisis de laboratorio	146,101	148,490	150,878	153,267	155,656	158,045
Desalojo de lodos	219,151	222,734	226,318	229,901	233,484	237,067
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles	262,981	267,281	271,581	275,881	280,181	284,481
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	2,060,020	2,093,703	2,127,385	2,161,068	2,194,750	2,228,433
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2567	0.2292	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	528,807	479,877	435,263	394,827	357,964	324,460
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)	1,168,806	1,187,916	1,207,027	1,226,138	1,245,248	1,264,359
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	1,168,806	1,187,916	1,207,027	1,226,138	1,245,248	1,264,359
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2567	0.2292	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	300,032	272,270	246,958	224,015	203,100	184,091
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	3,228,826	3,281,619	3,334,412	3,387,205	3,439,999	3,492,792
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	828,840	752,147	682,221	618,842	561,064	508,550

Continuación de la tabla 3.8

AÑO	2030	2031	2032	VALOR PRESENTE A PRECIOS DE MERCADO	RAZÓN PRECIO SOCIAL	VALOR PRESENTE A PRECIOS SOCIALES
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica	1,443,903	1,465,403	1,486,902			
Reactivos químicos para el tratamiento del agua	128,347	130,258	132,169			
Análisis de laboratorio	160,434	162,823	165,211			
Desalojo de lodos	240,651	244,234	247,817			
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles	288,781	293,081	297,380			
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	2,262,115	2,295,798	2,329,480			
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.1300	0.1161	0.1037			
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	294,075	266,542	241,567	14,134,240	0.79	11,166,049
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)	1,283,470	1,302,580	1,321,691			
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	1,283,470	1,302,580	1,321,691			
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.1300	0.1161	0.1037			
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	166,851	151,230	137,059	8,019,427	1.00	8,019,427
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	3,545,585	3,598,378	3,651,171			
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	460,926	417,772	378,626			

Tabla 3.9.- Resumen de los costos de la alternativa de tratamiento No. 1:
Lodos Activados Convencional.

	Precios de mercado	Precios sociales
1. Costos de inversión en valor presente	\$ 21,160,874	\$ 16,710,958
2. Costos de operación y mantenimiento en valor presente	\$ 22,153,666	\$ 19,185,476
3. Costo total del proyecto en valor presente	\$ 43,314,540	\$ 35,896,434
4. Factor costo anual equivalente	0.1037	0.1037
5. Costo anual equivalente del proyecto (3) × (4)	\$ 4,491,718	\$ 3,722,460
6. Valor presente de unidades producidas (m ³ de agua potable)	10,024,283	10,024,283
7. Costo por bien producido (3)/(6)	\$ 4.32	\$ 3.58

Tabla 3.10.- Resumen de los costos de inversión de la alternativa de tratamiento No. 2: Reactor Anaerobio UASB y Filtro Percolador de Alta Tasa.

AÑO	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018
OBRA CIVIL							
Canal de cribado y desarenador		1,287,994					
Cárcamo de bombeo		608,205					
Plataforma para hidrocribas estáticas		258,950					
Reactores anaerobios UASB		5,587,138					
Filtros percoladores		1,019,240					
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores		156,835					
Sedimentadores lamelares		757,190					
Fosas de recirculación de lodos secundarios		160,580					
Tanque de contacto de cloro		449,936					
Caja para medidor Parshall		38,510					
Lechos de secado		1,042,901					
Caseta de vigilancia		132,465					
Caseta de desinfección		54,930					
Centro de control de motores		154,400					
Edificio de oficinas y laboratorio		645,930					
SUBTOTAL OBRA CIVIL	0	12,355,204	0	0	0	0	0
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674	0.5066
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	0	11,031,962	0	0	0	0	0
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA							
Cárcamo de bombeo		948,465					
Canal de cribado y desarenador		284,819					
Hidrocribas estáticas		294,302					
Reactores anaerobios UASB		2,294,419					
Filtros percoladores		1,768,376					
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores		350,846					
Sedimentadores lamelares		344,082					
Fosas de recirculación de lodos secundarios		199,340					
Tanque de contacto de cloro		110,990					
Lechos de secado		192,194					
Medidor Parshall		32,600					
Sistema de desinfección		45,320					
Acometida en media tensión		165,850					
Alimentadores generales		169,136					
Subestación eléctrica		553,976					
Alumbrado exterior e interior		250,132					
Protección atmosférica		82,776					
Extensión de línea de media tensión		409,318					
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA	0	8,496,941	0	0	0	0	0
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674	0.5066
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	0	7,586,919	0	0	0	0	0
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO	0	20,852,145	0	0	0	0	0
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE	0	18,618,880	0	0	0	0	0

Continuación de la tabla 3.10

AÑO	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025
OBRA CIVIL							
Canal de cribado y desarenador							
Cárcamo de bombeo							
Plataforma para hidrocribas estáticas							
Reactores anaerobios UASB							
Filtros percoladores							
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores							
Sedimentadores lamelares							
Fosas de recirculación de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Caja para medidor Parshall							
Lechos de secado							
Caseta de vigilancia							
Caseta de desinfección							
Centro de control de motores							
Edificio de oficinas y laboratorio							
SUBTOTAL OBRA CIVIL	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875	0.2567	0.2292
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	0						
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA							
Cárcamo de bombeo							
Canal de cribado y desarenador							
Hidrocribas estáticas							
Reactores anaerobios UASB							
Filtros percoladores							
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores							
Sedimentadores lamelares							
Fosas de recirculación de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Lechos de secado							
Medidor Parshall							
Sistema de desinfección							
Acometida en media tensión							
Alimentadores generales							
Subestación eléctrica							
Alumbrado exterior e interior							
Protección atmosférica							
Extensión de línea de media tensión							
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875	0.2567	0.2292
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	0						
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO	0						
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE	0						

Continuación de la tabla 3.10

AÑO	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032
OBRA CIVIL							
Canal de cribado y desarenador							
Cárcamo de bombeo							
Plataforma para hidrocribas estáticas							
Reactores anaerobios UASB							
Filtros percoladores							
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores							
Sedimentadores lamelares							
Fosas de recirculación de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Caja para medidor Parshall							
Lechos de secado							
Caseta de vigilancia							
Caseta de desinfección							
Centro de control de motores							
Edificio de oficinas y laboratorio							
SUBTOTAL OBRA CIVIL	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456	0.1300	0.1161	0.1037
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	0						
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA							
Cárcamo de bombeo							
Canal de cribado y desarenador							
Hidrocribas estáticas							
Reactores anaerobios UASB							
Filtros percoladores							
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores							
Sedimentadores lamelares							
Fosas de recirculación de lodos secundarios							
Tanque de contacto de cloro							
Lechos de secado							
Medidor Parshall							
Sistema de desinfección							
Acometida en media tensión							
Alimentadores generales							
Subestación eléctrica							
Alumbrado exterior e interior							
Protección atmosférica							
Extensión de línea de media tensión							
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA	0						
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456	0.1300	0.1161	0.1037
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	0						
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO	0						
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE	0						

Continuación de la tabla 3.10

AÑO	VALOR PRESENTE A PRECIOS DE MERCADO	RAZÓN PRECIO SOCIAL	VALOR PRESENTE A PRECIOS SOCIALES
OBRA CIVIL			
Canal de cribado y desarenador			
Cárcamo de bombeo			
Plataforma para hidrocribas estáticas			
Reactores anaerobios UASB			
Filtros percoladores			
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores			
Sedimentadores lamelares			
Fosas de recirculación de lodos secundarios			
Tanque de contacto de cloro			
Caja para medidor Parshall			
Lechos de secado			
Caseta de vigilancia			
Caseta de desinfección			
Centro de control de motores			
Edificio de oficinas y laboratorio			
SUBTOTAL OBRA CIVIL			
FACTOR DE VALOR PRESENTE			
SUBTOTAL OBRA CIVIL EN VALOR PRESENTE	11,031,962	0.80	8,825,569
EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA			
Cárcamo de bombeo			
Canal de cribado y desarenador			
Hidrocribas estáticas			
Reactores anaerobios UASB			
Filtros percoladores			
Cárcamos de recirculación a filtros percoladores			
Sedimentadores lamelares			
Fosas de recirculación de lodos secundarios			
Tanque de contacto de cloro			
Lechos de secado			
Medidor Parshall			
Sistema de desinfección			
Acometida en media tensión			
Alimentadores generales			
Subestación eléctrica			
Alumbrado exterior e interior			
Protección atmosférica			
Extensión de línea de media tensión			
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA			
FACTOR DE VALOR PRESENTE			
SUBTOTAL EQUIPAMIENTO Y OBRA ELÉCTRICA EN VALOR PRESENTE	7,586,919	0.77	5,841,927
TOTAL INVERSIÓN EN CADA AÑO			
TOTAL INVERSIÓN EN VALOR PRESENTE			

Tabla 3.11.- Resumen de los costos de operación y mantenimiento de la alternativa de tratamiento No. 2: Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa.

AÑO	2012	2013	2014	2015	2016	2017
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica		599,118	611,062	623,006	634,951	646,895
Reactivos químicos para el tratamiento del agua		95,859	97,770	99,681	101,592	103,503
Análisis de laboratorio		119,824	122,212	124,601	126,990	129,379
Desalajo de lodos		71,894	73,327	74,761	76,194	77,627
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles		179,735	183,319	186,902	190,485	194,068
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	0	1,066,430	1,087,691	1,108,951	1,130,212	1,151,473
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	0	952,216	867,107	789,352	718,250	653,346
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)		898,677	916,593	934,510	952,426	970,342
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	0	898,677	916,593	934,510	952,426	970,342
FACTOR DE VALOR PRESENTE	1.0000	0.8929	0.7972	0.7118	0.6355	0.5674
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	0	802,429	730,708	665,184	605,267	550,572
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	0	1,965,108	2,004,284	2,043,461	2,082,638	2,121,815
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	0	1,754,645	1,597,816	1,454,536	1,323,516	1,203,918

Continuación de la Tabla 3.11

AÑO	2018	2019	2020	2021	2022	2023
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica	658,839	670,783	682,727	694,671	706,615	718,560
Reactivos químicos para el tratamiento del agua	105,414	107,325	109,236	111,147	113,058	114,970
Análisis de laboratorio	131,768	134,157	136,545	138,934	141,323	143,712
Desalojo de lodos	79,061	80,494	81,927	83,361	84,794	86,227
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles	197,652	201,235	204,818	208,401	211,985	215,568
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	1,172,733	1,193,994	1,215,254	1,236,515	1,257,775	1,279,036
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.5066	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	594,107	540,043	490,841	445,887	405,004	367,723
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)	988,258	1,006,174	1,024,091	1,042,007	1,059,923	1,077,839
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	988,258	1,006,174	1,024,091	1,042,007	1,059,923	1,077,839
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.5066	0.4523	0.4039	0.3606	0.3220	0.2875
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	500,652	455,093	413,630	375,748	341,295	309,879
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	2,160,991	2,200,168	2,239,345	2,278,522	2,317,699	2,356,875
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	1,094,758	995,136	904,471	821,635	746,299	677,602

Continuación de la Tabla 3.11

AÑO	2024	2025	2026	2027	2028	2029
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica	730,504	742,448	754,392	766,336	778,280	790,224
Reactivos químicos para el tratamiento del agua	116,881	118,792	120,703	122,614	124,525	126,436
Análisis de laboratorio	146,101	148,490	150,878	153,267	155,656	158,045
Desalajo de lodos	87,660	89,094	90,527	91,960	93,394	94,827
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles	219,151	222,734	226,318	229,901	233,484	237,067
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	1,300,297	1,321,557	1,342,818	1,364,078	1,385,339	1,406,599
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2567	0.2292	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	333,786	302,901	274,740	249,217	225,949	204,801
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)	1,095,756	1,113,672	1,131,588	1,149,504	1,167,420	1,185,337
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	1,095,756	1,113,672	1,131,588	1,149,504	1,167,420	1,185,337
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.2567	0.2292	0.2046	0.1827	0.1631	0.1456
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	281,280	255,254	231,523	210,014	190,406	172,585
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	2,396,052	2,435,229	2,474,406	2,513,582	2,552,759	2,591,936
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	615,067	558,154	506,263	459,231	416,355	377,386

Continuación de la Tabla 3.11

AÑO	2030	2031	2032	VALOR PRESENTE A PRECIOS DE MERCADO	RAZÓN PRECIO SOCIAL	VALOR PRESENTE A PRECIOS SOCIALES
INSUMOS Y MATERIALES						
Energía eléctrica	802,168	814,113	826,057			
Reactivos químicos para el tratamiento del agua	128,347	130,258	132,169			
Análisis de laboratorio	160,434	162,823	165,211			
Desalojo de lodos	96,260	97,694	99,127			
Mantenimiento, incluye compra de refacciones, equipos, accesorios y materiales consumibles	240,651	244,234	247,817			
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES	1,427,860	1,449,120	1,470,381			
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.1300	0.1161	0.1037			
SUBTOTAL INSUMOS Y MATERIALES EN VALOR PRESENTE	185,622	168,243	152,479	8,921,612	0.79	7,048,074
MANO DE OBRA CALIFICADA						
Mano de obra directa (operación de la planta de tratamiento de aguas residuales)	1,203,253	1,221,169	1,239,085			
SUBTOTAL MANO DE OBRA CALIFICADA	1,203,253	1,221,169	1,239,085			
FACTOR DE VALOR PRESENTE	0.1300	0.1161	0.1037			
SUBTOTAL M. DE O. CALIFICADA EN VALOR PRESENTE	156,423	141,778	128,493	7,518,213	1.00	7,518,213
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO EN CADA AÑO	2,631,113	2,670,289	2,709,466			
TOTAL COSTOS OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO VALOR PRESENTE	342,045	310,021	280,972			

Tabla 3.12.- Resumen de los costos de la alternativa de tratamiento No. 2: Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa.

	Precios de mercado	Precios Sociales
1. Costos de inversión en valor presente	\$ 18,618,880	\$ 14,667,497
2. Costos de operación y mantenimiento en valor presente	\$ 16,439,825	\$ 14,566,286
3. Costo total del proyecto en valor presente	\$ 35,058,705	\$ 29,233,783
4. Factor costo anual equivalente	0.1037	0.1037
5. Costo anual equivalente del proyecto (3) × (4)	\$ 3,635,588	\$ 3,031,543
6. Valor presente de unidades producidas (m ³ de agua potable)	10,024,283	10,024,283
7. Costo por bien producido (3)/(6)	\$ 3.50	\$ 2.92

3.6 ANÁLISIS DE LAS DIFERENTES PROPUESTAS EN BASE A LOS REQUERIMIENTOS DE SUPERFICIE, PERSONAL CAPACITADO, EFICIENCIAS DE REMOCIÓN Y NECESIDADES DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Tabla 3.13.- Análisis de las diferentes propuestas en base a los requerimientos de superficie, personal capacitado, eficiencias de remoción y necesidades de operación y mantenimiento

2.Reactor Anaerobio UASB y filtro percolador	1.Lodos Activados Convencional	Proceso de Tratamiento	
Si requiere	Si requiere	Personal capacitado	
Baja	Alta	Requerimiento de energía	
1.5 Ha	1.5 Ha	Área estimada	
90%	95%	DBO ₅	% de Remoción
75%	75%	Coliformes fecales	
Alta	Alta	Necesidad de operación y mantenimiento	
Baja	Alta	Generación de lodos biológicos	
Agua tratada, metano y lodos	Agua tratada y lodos	Subproductos obtenidos	

3.7 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS VENTAJAS TECNOLÓGICAS Y AMBIENTALES DE LAS ALTERNATIVAS EVALUADAS

Tabla 3.14.- Ventajas y desventajas de las alternativas seleccionadas

Alternativa	Tipo de tratamiento	Ventajas tecnológicas y ambientales	Desventajas tecnológicas y ambientales
1	Lodos Activados Convencional	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se obtiene un agua de excelente calidad. 2. No requiere de grandes extensiones de terreno. 3. Es un proceso de alta eficiencia. 4. Permite variaciones de flujo y calidad del agua residual. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Altos costos por operación y mantenimiento. 2. Gran generación de lodos biológicos 3. Requiere de personal capacitado para su operación y mantenimiento. 4. Requiere de equipos sofisticados. 5. Se requiere contar con refacciones y equipos de repuesto.
2	Reactor Anaerobio UASB y Filtro Percolador	<ol style="list-style-type: none"> 1. Se obtiene un agua de excelente calidad. 2. El proceso es adecuado para influentes diluidos en materia orgánica. 3. Los lodos producidos no requieren de estabilización. 4. La producción de biogás es susceptible de aprovecharse en la propia planta. 5. Mínima área requerida. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Gran generación de lodos biológicos. 2. Altos costos por operación y mantenimiento. 3. Requiere de personal capacitado para su operación y mantenimiento. 4. Su estabilización biológica es lenta, comparada con el proceso aerobio. 5. Se requiere de un pH neutro.

3.8 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE TRATAMIENTO MÁS CONVENIENTE

De acuerdo con las alternativas anteriormente expuestas, se definirán los esquemas de tratamiento más adecuados desde el punto de vista:

- Técnico
- Ambiental
- Tecnológico
- Económico
- Disposición de terreno
- Sitio final de la descarga
- Reusó del agua tratada

La alternativa seleccionada tendrá como premisas:

- Cumplir con la normatividad vigente en materia de aguas residuales.
- Bajos costos de operación, mantenimiento y consumo de energía.
- Asimismo, se tomará en cuenta, no requerir de personal muy calificado para su operación y mantenimiento.

Si analizamos desde el punto de vista económico las alternativas anteriores, el orden de preferencia quedará como sigue:

1. Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa.
2. Lodos Activados Convencional.

Desde el punto de vista de cumplimiento de la NOM-001-SERMANAT-1996, ambas cumplen en mayor o menor grado, y por lo tanto el agua tratada puede usarse para riego agrícola considerando descarga a un cuerpo receptor tipo (A), es decir, cumplen con 150 mg/L en DBO y SST.

Entonces, desde la perspectiva de operación e inversión, la alternativa de Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa, es la mejor opción.

Por los argumentos anteriores el orden de preferencia quedará como sigue:

Tabla 3.15.- Preferencia para selección de alternativas

Alternativa	Costos de inversión en valor presente	Costos de operación y mantenimiento en valor presente	Costo total del proyecto en valor presente	Costo por metro cúbico de agua residual tratada
Reactor Anaerobio de Manto de Lodos de Flujo Ascendente y Filtro Percolador de Alta Tasa	\$ 18,618,880	\$ 16,439,825	\$ 35,058,705	\$ 3.50
Lodos Activados Convencional	\$ 21,160,874	\$ 22,153,666	\$ 43,314,540	\$ 4.32

Nota: No se incluyen los costos del terreno

De acuerdo con lo anterior, podemos determinar que la mejor alternativa es el REACTOR ANAEROBIO DE MANTO DE LODOS DE FLUJO ASCENDENTE Y FILTRO PERCOLADOR DE ALTA TASA.

4.- DISEÑO FUNCIONAL

4.1.- DISEÑO CONCEPTUAL

A continuación, se describe cada una de las unidades que conforman el tren de tratamiento seleccionado, así mismo se muestra un diagrama de flujo detallado que representa esquemáticamente los procesos, y se distinguirá la integración de la planta de tratamiento con la infraestructura sanitaria existente.

4.1.1.- Cribado

La operación de cribado se emplea para remover el material grueso, generalmente flotante, contenido en las aguas residuales crudas, que puede obstruir o dañar bombas, tuberías y equipos de las plantas de tratamiento o interferir con la buena operación de los procesos de tratamiento. El cribado grueso es por medio de rejillas.

Las rejillas consisten en barras metálicas, verticales o inclinadas, espaciadas de 16 a 76 mm (5/8 a 3 plg) y colocadas en los canales de acceso a las plantas, antes de las estaciones de bombeo. Los sistemas de limpieza de las rejillas pueden ser manuales o automáticos. Las barras pueden ser rectangulares o cuadradas con uno o ambos extremos redondeados. Las características más comunes de rejillas son las que se indican en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1. Características más comunes de las rejillas

Concepto	Tipo de rejilla	
	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Espesor de las barras [cm]	0.6 a 1.6	0.6 a 1.6
Espaciamiento entre barras [cm]	2.5 a 5.1	1.6 a 7.6
Pendiente con la horizontal [°]	30 a 60	0 a 30
Velocidad de llegada del agua [cm/s]	30 a 60	60 a 90
Pérdida permisible de carga en las rejillas [cm]	15	15
Profundidad útil del canal [cm]	30	30

4.1.2.- Desarenación

La desarenación es la operación unitaria que se emplea para remover gravillas, arenas y otros materiales inorgánicos presentes en las aguas residuales municipales que pueden causar abrasión o desgaste excesivo en los equipos mecánicos de la planta de tratamiento. La desarenación se ubica generalmente después del cribado.

Con esta operación se busca remover el 100% de las partículas inorgánicas (densidad = 2.65 gr/cm^3) de un tamaño igual o mayor a 0.21 mm (malla No. 65) y dejar en suspensión el material orgánico. Para lograr esta remoción es necesario conservar la velocidad del agua, entre 25 y 38 cm/s. La sedimentación gravitacional de las partículas es del tipo discreto (cada partícula se sedimenta independientemente, sin presentarse fenómenos de floculación de partículas).

La eficiencia de remoción de partículas de tamaño inferior al tamaño de diseño es directamente proporcional a la relación de su velocidad de sedimentación con la velocidad de sedimentación de diseño.

La cámara de desarenación propuesta es de flujo horizontal con deposición simple por gravedad de las partículas en el fondo del canal, con un vertedor proporcional (Sutro) colocado al final del canal, para garantizar que la velocidad del agua dentro del canal sea de 0.3 m/s, consiguiendo con esto una sedimentación adecuada.

4.1.3.- Cárcamo de bombeo

Este elemento, es indispensable en la planta de tratamiento, ya que permite enviar el agua residual a una cota a partir de la cual se realiza el tratamiento por gravedad, además nos ayuda a reducir los efectos por choques de cargas orgánicas e hidráulicas, y ayuda a mantener un flujo uniforme hacia los reactores anaerobios UASB, evitando con esto arrastres de sólidos, además de garantizar que el flujo de agua residual a tratar, tenga una velocidad promedio al entrar al sistema de tratamiento, en los periodos

cuando existen variaciones en el caudal del agua residual generado. El número de bombas que se utilizarán para entregar el agua al proceso serán dos, con una capacidad de extracción de caudal de 27 L/s cada una.

4.1.4.- Excedencias

El principal objetivo de la consideración de excedencias, es proteger la infraestructura del alcantarillado sanitario, además de evitar que entre al tratamiento un caudal de agua residual superior al considerado de diseño, ya que esto podría provocar que se arrastrarán los flóculos del lecho de lodos (lavado del reactor), con la consecuencia de que se tendría que arrancar nuevamente el tratamiento desde el inicio.

Para evitar esa eventualidad se considera la instalación de dos motobombas en el cárcamo de bombeo de agua cruda, las cuales tendrán una capacidad de 70 L/s cada una, y en el caso de requerirse, enviarían el 72% del gasto máximo extraordinario hacia el cuerpo de agua denominado dren Ócalo, perteneciente al distrito de riego 011 Alto Río Lerma, que colinda en la parte poniente del terreno de la PTAR.

4.1.5.- Cribado fino

El cribado fino se refiere a la instalación de cribas estáticas fabricadas en material de acero inoxidable, con un claro libre de 0.5 a 1.5 mm, propiciando con esto que todos los sólidos mayores de ese tamaño, sean retenidos en la malla, la cual debido a su diseño autolimpiable, hace que los sólidos se deslicen hacia una tolva colocada en una cota inferior a las cribas.

El correcto diseño e instalación de las cribas ha sido tan exitoso que hacen las veces de un clarificador primario; es decir, se tienen remociones de DBO hasta del 20% y en SST del 30%.

4.1.6.- Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente

Las partes principales del reactor son: el sistema distribuidor del influente en la parte baja del reactor y el separador de tres fases (gas, sólido, líquido) en la parte superior. El influente es distribuido en el fondo y mezclado con la cama de lodo anaeróbico granular por el sistema de distribución del mismo.

Los compuestos orgánicos son removidos del agua residual a medida que ésta asciende hasta la parte superior del reactor y son convertidos principalmente en biogás y algo de material celular. El lodo anaeróbico y el biogás son separados en el separador de tres fases (GSL). El biogás puede ser quemado o almacenado para usarlo después de ser tratado como combustible.

El reactor UASB (Manto de Lodo Anaerobio de Flujo Ascendente) consta de tres partes esenciales: una zona de digestión, una zona de sedimentación y un separador gas-sólido-líquido (GSL).

Zona de digestión

El influente es homogéneamente distribuido en el fondo del reactor, y este asciende a través de un manto de lodo anaeróbico, los cuales son expandidos por la velocidad ascendente del flujo de agua. En esta parte se lleva a cabo la digestión, pues es aquí, donde los microorganismos tienen el mayor contacto con el sustrato orgánico y donde se realiza la digestión de la materia orgánica biodegradable del influente.

Zona de sedimentación

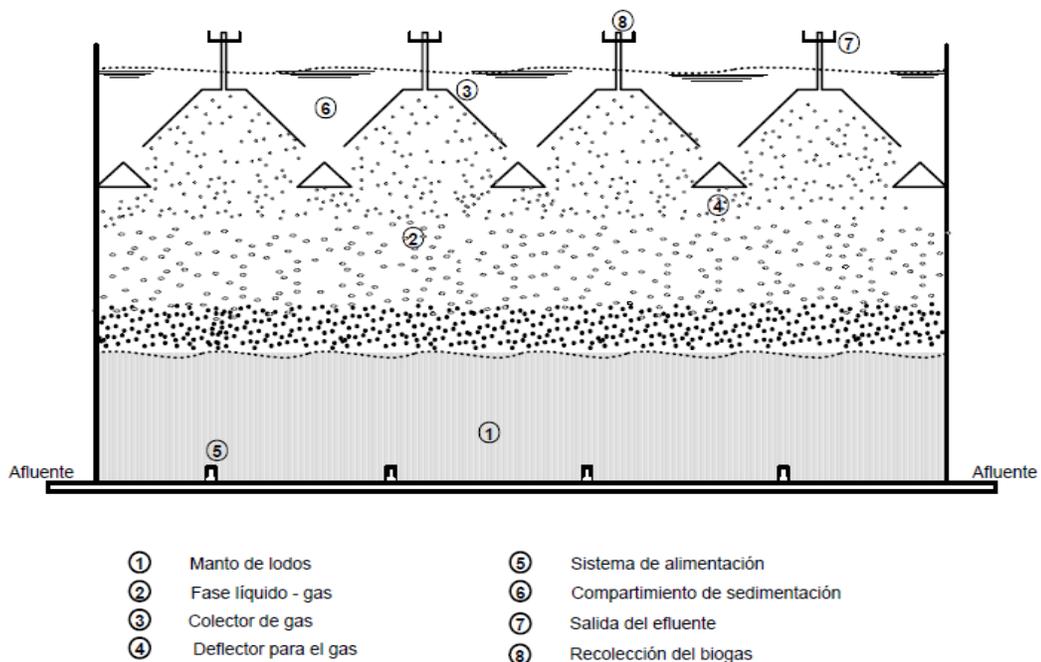
Se encuentra arriba del separador GSL. Es allí donde se retiene por sedimentación la biomasa y los sólidos que alcanzan este nivel del reactor y son regresados a la zona de digestión permitiendo darle un pulimento al efluente, y lograr retener la biomasa el mayor tiempo posible para optimizar la digestión. El efluente es evacuado por un desagüe. El biogás producido y que no se solubiliza en el agua, es recolectado en fase gaseosa en las campanas del separador GSL.

Separador gas-sólido-líquido (GSL)

El separador GSL está localizado en la parte superior de la zona de digestión. Este separador GSL está formado por lámparas deflectoras y campanas, sus principales funciones son: separar el biogás generado, prevenir el lavado de la biomasa actual (lodo floculento y granular flotante), además de servir de barrera al manto de lodo debido a las altas cargas orgánicas.

En la Figura 4.1 se muestra un esquema del reactor UASB con sus principales dispositivos, siendo el más característico el separador GSL.

Figura 4.1. Esquema de un reactor UASB con sus principales dispositivos



De manera general, el reactor UASB tiene una promisoriosa aplicabilidad para el tratamiento de aguas municipales y domésticas, ya que con un buen diseño del reactor pueden contrarrestarse las desventajas que le son inherentes y aprovechar muchas de sus cualidades. El reactor UASB es un proceso económico, que disminuye apreciablemente los costos de inversión y operación de un proyecto de una planta de tratamiento que involucre este proceso, inclusive con postratamiento. Esto se debe a que el reactor UASB no requiere de un gran consumo de energía eléctrica, su operación es sencilla, sin requerimientos de equipo electromecánico otro que una bomba de alimentación ni de equipo para el control de su operación y proporciona un pretratamiento confiable y eficiente. En sí, el reactor UASB es un proceso generador de energía (productor de CH₄), en lugar de un consumidor energético, como la mayoría de los procesos de depuración de aguas residuales.

El reactor UASB, como cualquier sistema de tratamiento, tiene ventajas y desventajas, que según el caso de aplicación particular, podrán afectar determinantemente su selección como opción de tratamiento. De la experiencia en el arranque y operación de reactores UASB que tratan efluentes municipales o domésticos, se ha observado que este sistema anaerobio presenta las ventajas y desventajas mostradas en la tabla 4.2.

Tabla 4.2. Ventajas y desventajas principales del reactor UASB en aplicaciones municipales

Ventajas / beneficios	Desventajas / limitantes
<ul style="list-style-type: none"> • No requiere de ningún tipo de soporte para la retención de biomasa, ni agitación mecánica. • Con un inóculo apropiado puede arrancar casi inmediatamente. • Buenas eficiencias de remoción de huevos de helmintos (alrededor de 90%). • La producción de lodos en exceso es baja. • El lodo generado tiene muy buenas características de compactación y está ya parcialmente estabilizado. • El biogás producido puede en ciertos casos ser un subproducto energético valioso. • Conserva los nutrientes en el efluente (N y P), punto atractivo en caso de reusó en riego. • El proceso en sí, no requiere de suministro de energía eléctrica (muy bajos requerimientos energéticos en comparación con tratamientos convencionales). 	<ul style="list-style-type: none"> • No es efectivo para un tratamiento secundario completo, ya que remueve preferentemente compuestos orgánicos y sólidos suspendidos. Se requiere de un postratamiento para remover en mayor grado la materia orgánica. • Poca experiencia en la aplicación del reactor a gran escala. • Arranque lento si no se cuenta con el inóculo adecuado. Se ha comprobado que para aguas residuales domésticas o municipales el reactor puede arrancarse sin inóculo, aunque en un tiempo mayor, del orden de 8 meses. • Como todo proceso biológico, es sensible a la temperatura del agua residual (inferior a 16 °C) y a cambios bruscos de pH fuera del intervalo de 6.5 a 7.5.

<ul style="list-style-type: none"> • Proceso simple y económico en operación y mantenimiento. • Soporta periodos sin alimentación (semanas e inclusive meses). • Puede aplicarse a pequeña y gran escala. • Construcción simple y de bajo costo, con muy limitados requerimientos de equipo electromecánico. 	
--	--

Aunado a esto, está el hecho de la menor generación de lodo en exceso, cuyas buenas características de compactación y alto grado de estabilización, permiten su fácil manejo. Esto como consecuencia de la digestión anaerobia en fase endógena que puede alcanzar la biomasa en el interior del reactor UASB.

A pesar de que el reactor UASB es un proceso relativamente sencillo de operar con aguas de tipo municipal, su simplicidad no implica que no se requiera de atención y cuidado en su diseño y operación. Existen ciertos factores al respecto que son importantes tener presentes. El buen diseño de un reactor UASB es esencial para su correcto funcionamiento. Un buen diseño de un reactor que trate aguas residuales municipales debe partir de la carga hidráulica como parámetro de diseño fundamental y no de la carga orgánica, como sucede con reactores que tratan aguas concentradas.

Uno de los factores limitantes de la digestión anaerobia, que se hace evidente en el tratamiento de aguas residuales diluidas, como las municipales, es el límite en la remoción de materia orgánica. La limitante en la remoción de materia orgánica tiene su causa en la propia cinética anaerobia, asociada específicamente con la constante de afinidad por el sustrato K_s (McCarty, 1985), la cual determina que exista una concentración mínima de sustrato para que el crecimiento y decaimiento de microorganismos esté en balance. En general, para la mayoría de los sustratos biodegradables, los procesos aerobios tienen K_s menores que los anaerobios, lo que permite que los primeros alcancen menores concentraciones de sustrato en el efluente. Para contrarrestar lo más posible esta característica, en un reactor UASB se tienen tiempos de retención de biomasa altos y el diseño debe proveer de una distribución homogénea del flujo del influente, que, con una velocidad ascendente adecuada, permita la expansión de la cama de lodos, dándose así el mayor contacto posible entre el sustrato y los microorganismos.

En la mayoría de los casos en los que se ha empleado el reactor UASB como proceso depurador de aguas residuales municipales, se ha incluido en el proceso global, un postratamiento. Las principales razones por las cuales el efluente de un reactor UASB puede requerir de un postratamiento son:

- Remoción de materia orgánica remanente (DQO y DBO) en el efluente, debido a que la digestión anaerobia tiene un límite de remoción que depende, básicamente, de la cinética global de degradación, y por lo tanto de la

temperatura, el contenido de biomasa activa y del grado de contacto entre el sustrato y los microorganismos.

- Remoción de nutrientes (N y P), ya que la digestión anaerobia tiene bajos requerimientos de nutrientes y prácticamente no remueve nitrógeno ni fósforo. Esta remoción, sin embargo, puede no ser necesaria, ya que si el agua será usada para riego, la presencia de estos elementos puede ser muy valiosa como nutrientes de las plantas.
- Remoción de organismos patógenos, debido a que el reactor UASB no es eficiente en la remoción de bacterias y virus patógenos, aunque sí tiene capacidad de remoción de huevos y quistes de protozoarios, pero con un postratamiento se aseguraría una remoción del 100 %.
- Remoción de sólidos sedimentables que hayan permanecido en el efluente o que se hayan descargado en una desestabilización del reactor.

La necesidad y el tipo postratamiento del efluente de un reactor UASB que trate aguas residuales municipales están determinadas, fundamentalmente, por los parámetros de calidad del efluente que la legislación haya fijado en particular. Cabe aclarar que, en ciertas ocasiones, sólo cierto tipo de postratamiento, aplicable también a cualquier proceso aerobio, será necesario para cumplir con los niveles de depuración establecidos.

El aumento de conciencia de que el tratamiento de efluentes es de vital importancia para evitar la contaminación ambiental, resultó en la necesidad de desarrollar procesos que combinen una alta eficiencia de tratamiento con bajos costos de construcción y mantenimiento (Van Haandel y Lettinga, 1994). El reactor UASB (reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente) aparece entonces como una opción viable para el tratamiento de efluentes orgánicos líquidos. La principal característica de un reactor UASB, además del flujo ascendente, es la formación de un manto de lodo floculento o granular con buena capacidad de sedimentación, en donde se realiza la actividad biológica.

El principio de funcionamiento del reactor UASB, se basa en la buena sedimentabilidad de la biomasa producida dentro del reactor, la cual se aglomera en forma de granos, los cuales cuentan con una actividad metanogénica muy elevada, por lo que esto explica los buenos resultados del proceso.

El reactor UASB es de flujo ascendente y en la parte superior cuenta con un sistema de separación sólidos – líquido – gas, el cual evita la salida de sólidos suspendidos en el efluente y favorecen la evacuación del gas, así como la decantación de los flóculos que eventualmente llegan a la parte superior del reactor.

En este proceso el residuo se introduce por la parte inferior del reactor y el agua fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodo constituido por flóculos biológicos formados.

Los gases producidos en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) provocan una circulación interior, que colabora en la formación y mantenimiento de los flóculos.

Para mantener el lecho de lodos en suspensión, es necesario que la velocidad de flujo ascendente tenga un valor entre 0.5 y 1.0 m/h.

4.1.7.- Filtro percolador

Este sistema funciona de la siguiente manera, su alimentación se realiza por medio de rociadores rotatorios, con lo cual el agua residual se oxigena lo suficiente para mantener vivos a los microorganismos que son los responsables de la degradación de la materia orgánica.

El agua se hace pasar en forma descendente a través de un medio filtrante de un tipo de material de plástico de diseño especial, que permite que los microorganismos se adhieran al material filtrante, de esta manera cuando el agua va pasando por el medio, la materia orgánica es degradada por la película microbiana, cuando la película biológica aumenta de espesor, la oxigenación disminuye en la parte más profunda, produciéndose un microsistema anaerobio cercano a la superficie del medio filtrante. En el momento en que los microorganismos de la superficie externa comienzan a morir por falta de carbono, pierden su capacidad de adhesión y son arrastrados por el líquido filtrante, comenzando una nueva población en su lugar.

Los microorganismos desprendidos (zooglea), son arrastrados hacia el sedimentador lamelar, en donde son separados del agua tratada.

Este filtro percolador incluye un sistema de drenaje inferior para recoger el líquido tratado y los sólidos biológicos que se hayan separado del medio; este sistema de drenaje inferior es importante, tanto en instalación de recolección como por su estructura discontinua a través de la cual puede circular el aire.

Otra de las características del proceso, es que se puede emplear para llevar a cabo el proceso de nitrificación, el cual consiste en el nitrógeno amoniacal en nitrato.

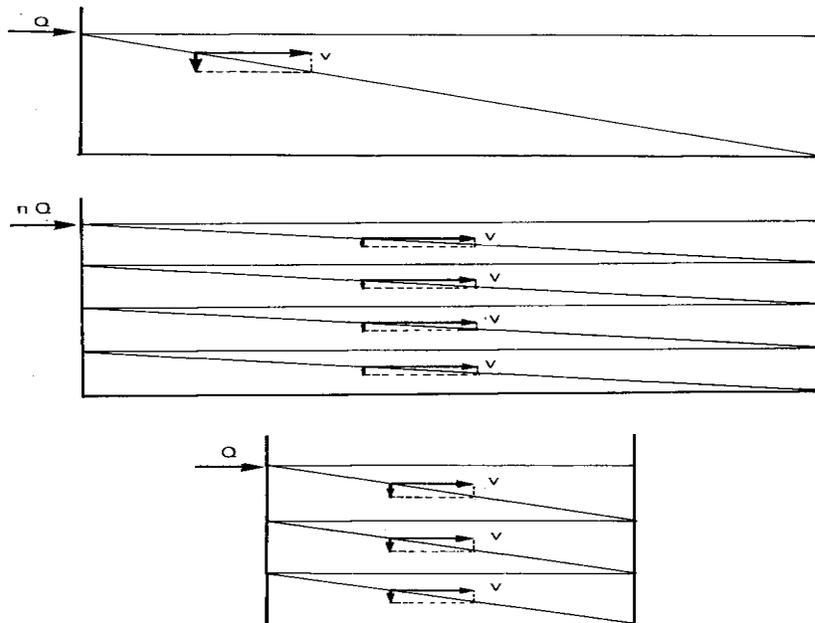
4.1.8.- Sedimentación de alta tasa (sedimentadores lamelares)

Los sedimentadores lamelares tienen dos propósitos fundamentales: aumentar la superficie de decantación y obtener un flujo laminar.

La idea de utilizar sedimentadores lamelares se basa en el hecho de que la carga superficial ($m^3/m^2\text{-día}$) de un sedimentador en caída libre no depende de su altura.

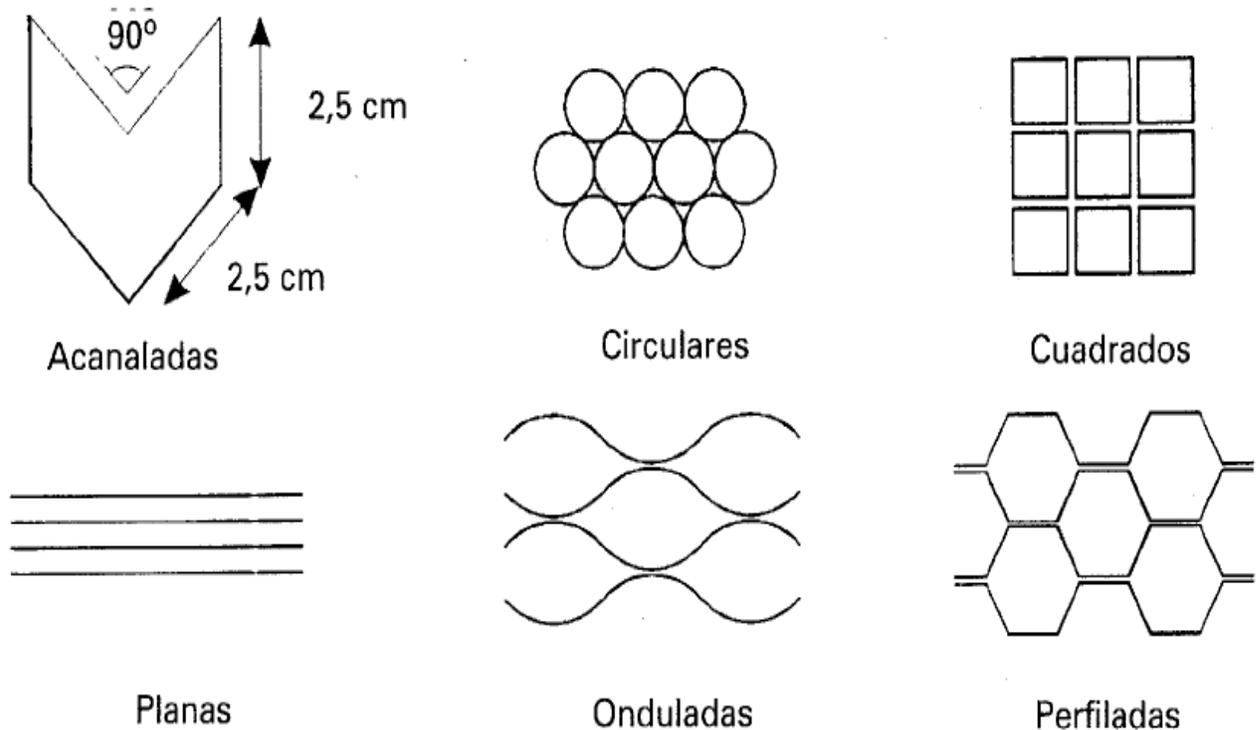
Con esta idea es posible ampliar la capacidad de un sedimentador dividiendo su altura en "n" sedimentadores, o bien utilizando placas o tubos planos o con cierta inclinación como se muestra en la Figura 4.2.

Figura 4.2. Sedimentadores lamelares



Estos sedimentadores quedan constituidos por haces de placas o tubos paralelos, que trabajan como unidades independientes de decantación. Los tipos de haces de placas a utilizar pueden ser cualquiera de los representados en las figuras 4.3.

Figuras 4.3. Tipos de elementos para sedimentadores de lamelas

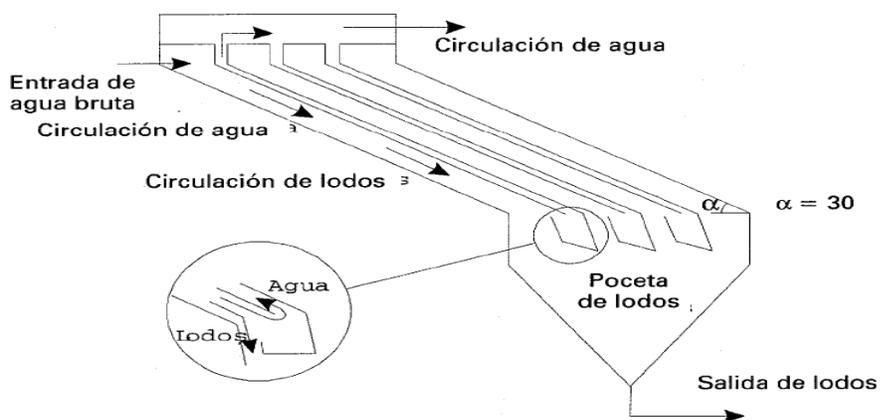


Las características de estas placas pueden ser:

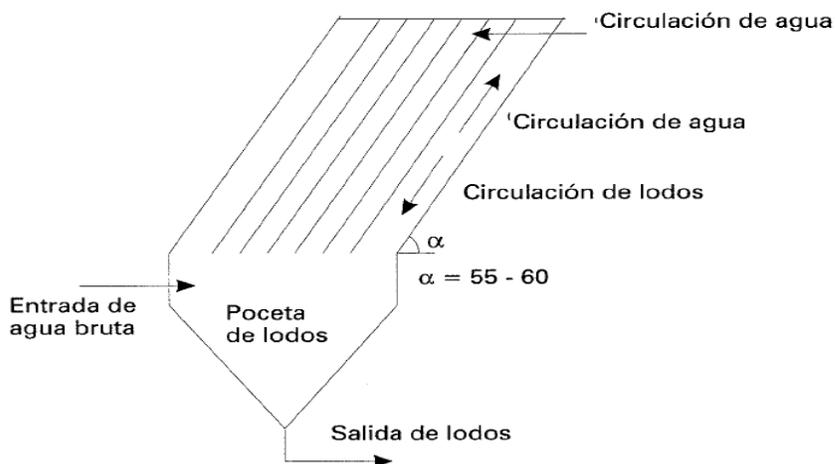
Inclinación estándar:	60° (50° - 90°)
Área efectiva de sedimentación:	5.5 m ² /m ² (h = 500 mm) 11 m ² /m ² (h = 1000 mm)
Alturas estándar:	500 / 1000 mm
Alturas especiales:	500 / 2000 mm
Materiales:	PVC, acero inoxidable

Los sistemas de lamelas pueden agruparse en tres tipos como se muestran en la Figura 4.4.

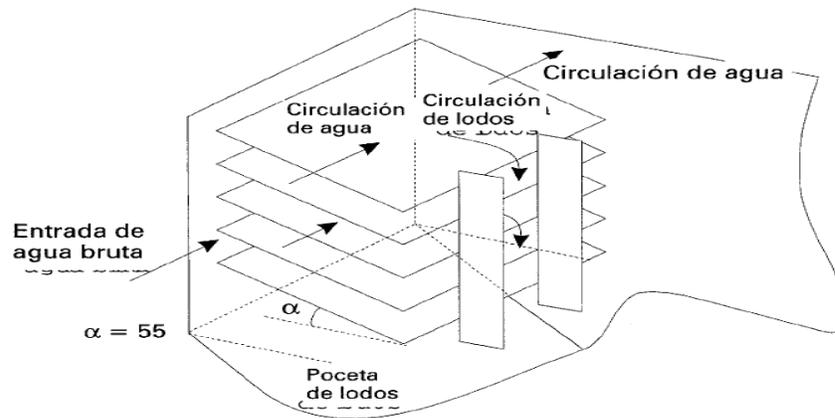
Figuras 4.4. Sistemas de lamelas



Tipo 1. Sistema de lamelas



Tipo 2. Sistema de lamelas



Tipo 3. Sistema de lamelas

El término de sedimentación de alta tasa o “high rate sedimentation” se refiere al uso de sedimentadores gravitacionales de baja profundidad con tiempos de retención no mayores a 15 minutos para alcanzar resultados comparables o mejores a las eficiencias de sedimentación normalmente obtenidas con tanques de sedimentación convencionales, los cuales tienen usualmente tiempos de retención mayores a 2 horas.

La sedimentación de alta tasa utiliza clarificadores lamelares del tipo placas inclinadas, ya que la eficiencia de sedimentación depende de una suficiente área de sedimentación.

El área disponible en los clarificadores convencionales está limitada por el área superficial, en cambio, en los clarificadores de placas inclinadas se reduce el área basal gracias a la reducción de la separación entre las placas en unos pocos centímetros y apilados en la superficie de sedimentación. Además, con las placas inclinadas, el área total de sedimentación puede ser aumentada de tres a seis veces con el mismo volumen de tanque.

Los sedimentadores lamelares consisten en una serie de placas que son instaladas en un ángulo de 60° con respecto a la superficie del estanque. El flujo va directamente a través del sedimentador y la partícula tiene la tendencia de fluir en un ángulo diferente al del agua, por lo cual hace contacto con la placa en algún punto antes que alcance el extremo del tubo. Después que la partícula ha sido removida del flujo y colectada en la placa, estas tienden a resbalar hacia abajo y retroceder a la zona de lodos.

4.1.9.- Desinfección

La desinfección consiste en la destrucción selectiva de los organismos que causan enfermedades. No todos los organismos se destruyen durante el proceso, punto en el que radica la principal diferencia entre la desinfección y la esterilización, proceso que conduce a la destrucción de la totalidad de los organismos. En el campo de las aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos. Valorando que el desinfectante seleccionado sea seguro en su

aplicación y manejo, y que su concentración en las aguas sea medible y cuantificable, se propone el uso de hipoclorito de sodio.

El hipoclorito de sodio se produce al disolver cloro gas en una solución de hidróxido de sodio. La reacción entre el hipoclorito de sodio y el agua es la siguiente:



Esta reacción produce ácido hipocloroso, similar al producido en la reacción de hidrólisis del cloro gas. Sin embargo, y contrario a lo que sucede con el cloro gas, la adición de hipoclorito de sodio al agua produce iones hidroxilo que incrementan el pH del agua. El hipoclorito de sodio es un líquido color amarillo verdoso, se suministra en envases plásticos de 20 y 50 litros. Su contenido de cloro es del 13% en peso.

4.1.10.- Deshidratación de lodos

La operación unitaria que complementa el tratamiento de los lodos en exceso que se van produciendo al interior del reactor UASB, es la deshidratación de lodos. Esta etapa tiene como objetivo principal, el eliminar del lodo previamente digerido, la mayor cantidad de agua, a fin de facilitar su manejo, mantenimiento y disposición final.

Para esta propuesta en particular, debido a la cantidad de lodo a deshidratar, se propone la deshidratación mediante lechos de secado, los cuales ofrecen la ventaja de no utilizar polímeros, no requieren mantenimiento periódico, ni tampoco equipo especializado.

La deshidratación de lodos en lechos de secado ocurre por filtración del agua a través del medio filtrante y por evaporación del agua de la superficie del lodo. La filtración se lleva generalmente a cabo en 1 o 2 días. Esto depende de las características del lodo y de la profundidad a la cual es puesto en los lechos. Después de que casi toda el agua haya sido filtrada y evaporada, el lodo se queda con un contenido de humedad en equilibrio con el aire, el contenido de humedad final depende de la temperatura y la humedad relativa del aire, el agua drenada puede ser recirculada al cárcamo de bombeo.

Una vez que el lodo haya sido lo suficientemente deshidratado, éste se remueve de los lechos, los lodos con 30 a 40% de sólidos se pueden remover manualmente.

4.1.11.- Disposición final de los lodos

Los lodos deberán manejarse de acuerdo a la prueba CRETl para verificar que no sean corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos o inflamables; y también de acuerdo a la prueba biológica infecciosa.

Para la presente propuesta, los lodos cumplirán con la NOM-004-SEMARNAT-2002.

4.2.- DISEÑO DEL EMISOR DEL INFLUENTE

4.2.1.- Variables hidráulicas

VELOCIDADES:

Velocidad Mínima

La velocidad mínima se considera aquella con la cual no se permite depósito de sólidos en las tuberías que provoquen azolves y taponamientos. La velocidad mínima permisible es de 0.3 m/s, considerando el gasto mínimo calculado según se indica en la Tabla 4.3 de velocidades máx. Y mín. permisibles. Adicionalmente, debe asegurarse que el tirante calculado bajo estas condiciones, tenga un valor mínimo de 1.0 cm en casos de pendientes fuertes y de 1.5 cm en casos normales.

Tabla 4.3. Velocidad máxima y mínima permisible en tuberías

Material de la Tubería	Velocidad (m/s)	
	Máxima	Mínima
Concreto simple	3.00	0.30
Concreto reforzado	3.50	0.30
Acero	5.00	0.30
Fibrocemento	5.00	0.30
Polietileno	5.00	0.30
Policloruro de vinilo (PVC)	5.00	0.30

Velocidad Máxima

La velocidad máxima es el límite superior de diseño, con el cual se trata de evitar la erosión de las paredes de las tuberías y estructuras. La velocidad máxima permisible para los diferentes tipos de material se muestra en la Tabla 4.3, Para su revisión se utiliza el gasto máximo extraordinario.

PENDIENTES

El objeto de limitar los valores de pendientes es evitar, hasta donde sea posible, el azolve y la erosión de las tuberías.

Las pendientes de las tuberías, deberán seguir hasta donde sea posible el perfil del terreno, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta las restricciones de velocidad y de tirantes mínimos.

En los casos especiales en donde la pendiente del terreno sea muy fuerte, es conveniente que para el diseño se consideren tuberías que permitan velocidades altas, y se debe hacer un estudio técnico económico de tal forma que se pueda tener sólo en casos extraordinarios y en tramos cortos velocidades de hasta 8 m/s.

Tabla 4.4. Pendientes mínimas recomendadas

TIPO DE TUBERÍA, DIÁMETRO EN CM, PENDIENTE MÍNIMA EN MILÉSIMAS					
Coef. de fricción = 0.014		Coef. de fricción = 0.009			
Acero diámetro (cm)	Pendiente mínima (milésimas)	PEAD diámetro (cm)	PVC (métrico) diámetro (cm)	PVC (inglés) diámetro (cm)	Pendiente mínima (milésimas)
17	5.0	15	16	15	2.5
22	4.0	20	20	20	2.0
27	3.0	25	25	25	1.5
32	2.5	30	31.5	30	1.0
36	2.0	35		37.5	0.7
41	1.5	40	40		0.7
46	1.3	45		45	0.6
51	1.1	50	50	52.5	0.5
		55			0.5
61	0.9	60	63	60	0.4
		65			0.4
		70			0.3
		75			0.3
		80			0.3
		85			0.3
		90			0.3

En la Tabla 4.4 aparecen las pendientes mínimas recomendadas para los diferentes tipos de tuberías. Estas pendientes podrán modificarse previo análisis particular y justificación en cada caso.

DIÁMETROS

Diámetro mínimo

La experiencia en la conservación y operación de los sistemas de alcantarillado a través de los años, ha demostrado que, para evitar obstrucciones, el diámetro mínimo en las tuberías deber ser de 20 cm.

Diámetro seleccionado

El diámetro seleccionado, estará en función del apartado del Coeficiente de Variación del capítulo 2, y de los apartados de la Variables Hidráulicas y Profundidades de Zanjás del presente capítulo.

4.2.2.- Profundidades de zanjas

PROFUNDIDAD MÍNIMA

Tabla 4.5. Colchón mínimo de acuerdo al tipo de tubería.

Diámetro nominal	Tipo de tubería					
	Concreto simple	Concreto reforzado	Fibrocemento	PVC serie inglesa	PVC serie métrica	Polietileno de alta densidad
20	90		90	90	90	60
25	90		90	90	90	60
30	90	90	90	90		60
31.5					90	
35			90			60
37.5				90		
38	90	90				
40			90		90	60
45	90	90	110	90		60
50			110		100	60
52.5				100		
55						60
60	100	100	110	100		60
63					100	
65						60
70						60
75			110			
76	100	100				
80						60
85						60
90			110			60
91		100				

La profundidad mínima la rigen dos factores:

1. Evitar rupturas del conducto ocasionadas por cargas vivas (condiciones de tráfico), mediante un colchón mínimo que es función de la resistencia del tubo. Para definir el colchón mínimo deberá realizarse un análisis de cada caso en particular. Los principales factores que intervienen para definir el colchón mínimo son: material de tubería, tipo de terreno y las cargas vivas probables. En la tabla 4.5 aparecen los colchones mínimos recomendados para los diferentes materiales y clases de tuberías.
2. Permitir la correcta conexión del 100% de las descargas domiciliarias al sistema de alcantarillado, con la consideración de que el albañal exterior, tendrá como mínimo una pendiente geométrica de 10 milésimas y el registro interior más próximo al paramento del predio, tenga una profundidad mínima de 60 cm.

PROFUNDIDAD MÁXIMA

La profundidad máxima será aquella que no ofrezca dificultades constructivas mayores durante la excavación, de acuerdo con la estabilidad del terreno en que quedará alojada la tubería, variando en función de las características particulares de la resistencia a la compresión o rigidez de las tuberías, haciendo el análisis respectivo en el que se tomará en cuenta el peso volumétrico del material de relleno, las posibles cargas vivas y el factor de carga proporcionado por la plantilla a usar.

4.2.3.- Pozos de visita

CLASIFICACIÓN DE LOS POZOS DE VISITA FABRICADOS EN OBRA

En la tabla 4.6 se indica qué tipo de pozo de visita debe construirse, dependiendo del tipo y diámetro de la tubería de salida y del tipo y diámetro de las tuberías que entroncan a 45 ó 90 grados en el pozo. El número máximo de tuberías que pueden descargar en un pozo de visita son tres y debe existir una tubería de salida.

Tabla 4.6. Tipos de pozos de visita

		Diámetro de la tubería de salida en cm (tubería de PEAD)							
		20	25	30	35	45	60	75	90
Diámetro de la tubería de entrada en cm (tubería de PEAD)	20	Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo especial tipo 1	Pozo especial tipo 1
	25		Pozo común	Pozo especial tipo 1	Pozo especial tipo 1				
	30			Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo especial tipo 1	Pozo especial tipo 1
	35				Pozo común	Pozo común	Pozo común	Pozo caja tipo 1	Pozo caja tipo 1
	45					Pozo común	Pozo común	Pozo caja tipo 1	Pozo caja tipo 1
	60						Pozo caja tipo 1	Pozo caja tipo 1	Pozo caja tipo 1
	75							Pozo caja tipo 2	Pozo caja tipo 2
	90								Caja de unión tipo 1

SEPARACIÓN ENTRE POZOS DE VISITA

La separación máxima entre los pozos de visita debe ser la adecuada para facilitar las operaciones de inspección y limpieza. Se recomiendan las siguientes distancias de acuerdo con el diámetro.

- ↗ En tramos de 20 hasta 61 cm de diámetro, 125 m.
- ↗ En tramos de diámetro mayor a 61 cm y menor o igual a 122 cm, 150 m.
- ↗ En tramos de diámetro mayor a 122 cm y menor o igual a 305 cm, 175 m.

Estas separaciones pueden incrementarse de acuerdo con las distancias de los cruces de las calles, como máximo un 10%.

CAMBIOS DE DIRECCIÓN

Para los cambios de dirección, las deflexiones necesarias en los diferentes tramos de tubería se efectúan como se indica a continuación:

Si el diámetro de la tubería es de 61 cm o menor, los cambios de dirección son hasta de 90 grados, y deben hacerse con un solo pozo común.

Si el diámetro es mayor de 61 cm y menor o igual que 122 cm, los cambios de dirección son hasta 45 grados, y deben hacerse con un pozo especial.

Si el diámetro es mayor de 122 cm y menor o igual a 305 cm, los cambios de dirección son hasta 45 grados, y deben hacerse en un pozo caja de deflexión.

Si se requieren dar deflexiones más grandes que las permitidas, deberán emplearse el número de pozos que sean necesarios, respetando el rango de deflexión permisible para el tipo de pozo.

4.2.4.- Diseño hidráulico

FÓRMULAS PARA EL DISEÑO

En el emisor, en las tuberías, solo debe presentarse la condición de flujo a superficie libre. Para simplificar el diseño, se consideran condiciones de flujo establecido.

La fórmula de continuidad para un escurrimiento continuo permanente es:

$$Q = V \times A \quad (4.1)$$

Para el cálculo hidráulico del alcantarillado se utiliza la fórmula de Manning.

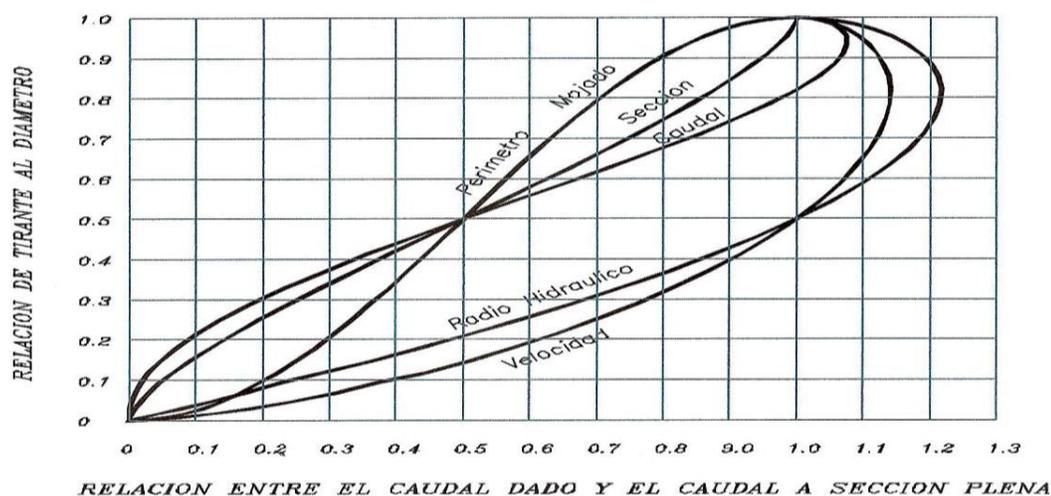
$$V = \frac{1}{n} \times R_h^{2/3} \times S^{1/2} \quad (4.2)$$

El radio hidráulico se calcula con la siguiente fórmula:

$$R_h = \frac{A}{P_m} \quad (4.3)$$

En la Figura 4.5, se presentan las relaciones hidráulicas y geométricas para el cálculo de la red de alcantarillado usando secciones circulares.

Figura 4.5. Elementos hidráulicos de la sección circular



El coeficiente de fricción n , representa las características internas de la superficie de la tubería, su valor depende del tipo de material, calidad del acabado y el estado de conservación de la tubería, en la tabla 4.7 se dan los valores de n para ser usados en la fórmula de Manning.

Tabla 4.7. Coeficientes de fricción n (Manning).

Material	Coficiente n
Concreto liso	0.013
Concreto áspero	0.016
Concreto presforzado	0.012
Concreto con buen acabado	0.014
Acero soldado con revestimiento interior a base de epoxy	0.011
Acero sin revestimiento	0.014
Fibrocemento	0.010
Polietileno de alta densidad	0.009
PVC	0.009

Para el cálculo de los elementos geométricos de secciones circulares que trabajan parcialmente llenas se pueden usar las siguientes fórmulas:

$$\theta = 2 \times \cos^{-1} \left(1 - \frac{d}{r} \right) \quad (4.4)$$

$$d = r \times \left(1 - \cos \frac{\theta}{2} \right) \quad (4.5)$$

$$P_m = \pi \times D \times \frac{\theta}{360} \quad (4.6)$$

$$R_h = r \times \left(1 - \frac{360 \times \text{sen } \theta}{2 \times \pi \times \theta} \right) \quad (4.7)$$

$$A = r^2 \times \left(\frac{\pi \times \theta}{360} - \frac{\text{sen } \theta}{2} \right) \quad (4.8)$$

METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO

El diseño hidráulico del emisor se realiza tramo por tramo, iniciando en la planta de tratamiento y finalizando en la descarga del emisor. Con los gastos de diseño del emisor, se selecciona el material, clase, diámetro, pendiente y elevaciones de plantilla de las tuberías, tramo por tramo, revisando el funcionamiento hidráulico del tramo bajo dos condiciones: a gasto mínimo y a gasto máximo extraordinario.

En cualquiera de los casos, la selección del diámetro se hará aprovechando al máximo la capacidad hidráulica del tubo trabajando a superficie libre, no deberá ser menor al diámetro del tramo anterior y deberá satisfacer todas las limitantes expresadas en los apartados de Variables Hidráulicas y Profundidades de Zanjas.

Para el cálculo de las variables hidráulicas permisibles a tubo lleno o a tubo parcialmente lleno, se emplean las fórmulas del apartado del Diseño Hidráulico del presente y la metodología es la siguiente:

- ↗ Una vez seleccionado el material, clase, diámetro y pendiente del tramo, se calcula la velocidad y el gasto a tubo lleno empleando las fórmulas 4.2 y 4.1.
- ↗ Con el gasto mínimo y el gasto máximo previsto se calculan las variables hidráulicas a tubo parcialmente lleno. El procedimiento es el siguiente:
 - Con la relación de gasto mínimo entre gasto a tubo lleno y con ayuda de la gráfica 4.5 se obtiene la relación del tirante al diámetro.
 - Con la relación de gasto máximo extraordinario entre gasto a tubo lleno y con

ayuda de la gráfica 4.5 se obtiene la relación del tirante al diámetro.

- La relación del tirante al diámetro se multiplica por el diámetro y se obtiene el tirante hidráulico d para cada caso.
- Con las fórmulas 4.4, 4.7 y 4.8, se calculan las variables hidráulicas: ángulo, radio hidráulico y área a tubo parcialmente lleno para cada caso.
- Con las variables hidráulicas a tubo parcialmente lleno, calculadas en el paso anterior y con la ecuación 4.2, se calcula la velocidad a tubo parcialmente lleno para cada caso.

Las variables hidráulicas que deben de estar dentro de los rangos permisibles son la velocidad a gasto mínimo, la velocidad a gasto máximo extraordinario, el tirante a gasto mínimo y el tirante a gasto máximo extraordinario. Ver apartado de Variables Hidráulicas.

4.3.- DIMENSIONAMIENTO

En el presente apartado se presentan las memorias de cálculo de cada uno de los elementos que conforman la planta de tratamiento de aguas residuales. Además, se presenta el arreglo dimensional de cada uno de los elementos que conforman la planta de tratamiento.

4.3.1.- Canal de cribado grueso y medio

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

El canal de cribado es el primer proceso unitario con el que se encuentra el agua al llegar a la PTAR. En él se separan los grandes sólidos mediante su intercepción con rejillas, conforme a las siguientes especificaciones:

1. La rejilla debe instalarse con una inclinación de 60° con respecto a la horizontal.
2. Los claros libres entre barras deben ser de 25 mm para el cribado grueso y de 16 mm para el cribado medio.
3. Como barras se recomiendan soleras de $1/4''$ de espesor y $1\ 1/2''$ de ancho, de preferencia en material de acero inoxidable AISI 304.
4. Se debe colocar una coladera en la parte superior de la rejilla, para permitir escurrir el material retirado del cribado, las perforaciones deben de ser de 3 mm, a espacios de 5 cm entre cada orificio.
5. Los claros deben de tener forma rectangular.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

En primer lugar, se fija un valor de partida para el ancho del canal entre 0.2 y 2.0 m, dependiendo del diámetro del colector de entrada, y luego se determina el ancho útil de paso.

$$W_u = (A_c - N \times A_b) \times \left(1 - \frac{G}{100}\right) \quad (4.9)$$

A la vez, el número de barras se calcula como:

$$N = n - 1 \quad (4.10)$$

$$n = \frac{A_c}{E} \quad (4.11)$$

El tirante necesario para un grado de acumulación de sedimentos establecido se determina:

$$h = \frac{Q}{v} \times \frac{1}{W_u} \quad (4.12)$$

La velocidad de aproximación hace referencia a la velocidad que tiene el agua residual en la zona donde se sitúa la rejilla.

La rejilla de cribado grueso se dimensionará con barras de 1/4" (0.00635 m) de ancho, 0.025 m de luz entre barras, y un grado de acumulación de sedimentos del 30%.

Fijando un ancho de canal de 1.2 m, se calculará el número de barras, aplicando las ecuaciones (4.11) y (4.10).

$$n = \frac{1.2 \text{ m}}{0.025 \text{ m}} = 48$$

$$N = 48 - 1 = 47$$

Ahora se calculará el ancho útil de paso, aplicando la ecuación (4.9).

$$W_u = (1.2 \text{ m} - 47 \times 0.00635 \text{ m}) \times \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = 0.63 \text{ m}$$

Se calcula el tirante necesario para el grado de acumulación de sedimentos establecido, el caudal máximo y una velocidad de paso de 0.6 m/s, utilizando la ecuación (4.12).

$$h = \frac{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} \times \frac{1}{0.63 \text{ m}} = 0.51 \text{ m}$$

Del mismo modo, la rejilla de cribado medio se dimensionará con barras de 1/4" (0.00635 m) de ancho, 0.016 m de luz entre barras, y un grado de acumulación de sedimentos del 30%.

Fijado el ancho de canal en 1.2 m, se calculará el número de barras, aplicando también las ecuaciones (4.11) y (4.10).

$$n = \frac{1.2 \text{ m}}{0.016 \text{ m}} = 75$$

$$N = 75 - 1 = 74$$

Luego, calculando el ancho útil de paso, resulta:

$$W_u = (1.2 \text{ m} - 74 \times 0.00635 \text{ m}) \times \left(1 - \frac{30}{100}\right)$$

$$W_u = 0.51 \text{ m}$$

Se calcula el tirante necesario para el grado de acumulación de sedimentos establecido, el caudal máximo y una velocidad de paso de 0.6 m/s, utilizando la ecuación (4.12).

$$h = \frac{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}{0.6 \text{ m/s}} \times \frac{1}{0.51 \text{ m}} = 0.63 \text{ m}$$

Cálculo de la cantidad promedio de residuos retenidos en el cribado grueso (limpieza manual)

Si $b = 25 \text{ mm}$, del capítulo 9 del libro "Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización", Metcalf & Eddy, Inc., obtenemos que la cantidad promedio de material retenido en limpieza manual para esta abertura es:

Cantidad promedio de material retenido para limpieza manual = $23.6 \text{ cm}^3/\text{m}^3$ (ver Figura 4.6).

Calculando el volumen promedio de material, se tiene:

$$V_{\text{Residuos}} = 23.6 \text{ cm}^3/\text{m}^3 \times 4665.6 \text{ m}^3/\text{día}$$

$$V_{\text{Residuos}} = 110108 \text{ cm}^3/\text{día} = 0.110108 \text{ m}^3/\text{día}$$

Calculando la cantidad promedio en ton/día, considerando $\gamma = 0.75 \text{ ton}/\text{m}^3$, resulta:

$$G = 0.110108 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.75 \text{ ton}/\text{m}^3$$

$$G = 0.0826 \text{ ton/día} = 82.6 \text{ kg/día}$$

Cálculo de la cantidad promedio de residuos retenidos en el cribado medio (limpieza manual)

Si $b = 16 \text{ mm}$, también del capítulo 9 del libro “Ingeniería de Aguas Residuales - Tratamiento, Vertido y Reutilización”, Metcalf & Eddy, Inc., obtenemos que la cantidad promedio de material retenido en limpieza manual para esta abertura es:

Cantidad promedio de material retenido para limpieza manual = $43.9 \text{ cm}^3/\text{m}^3$ (ver Figura 4.6).

Calculando el volumen promedio de material, se tiene:

$$V_{\text{Residuos}} = 43.9 \text{ cm}^3/\text{m}^3 \times 4665.6 \text{ m}^3/\text{día}$$

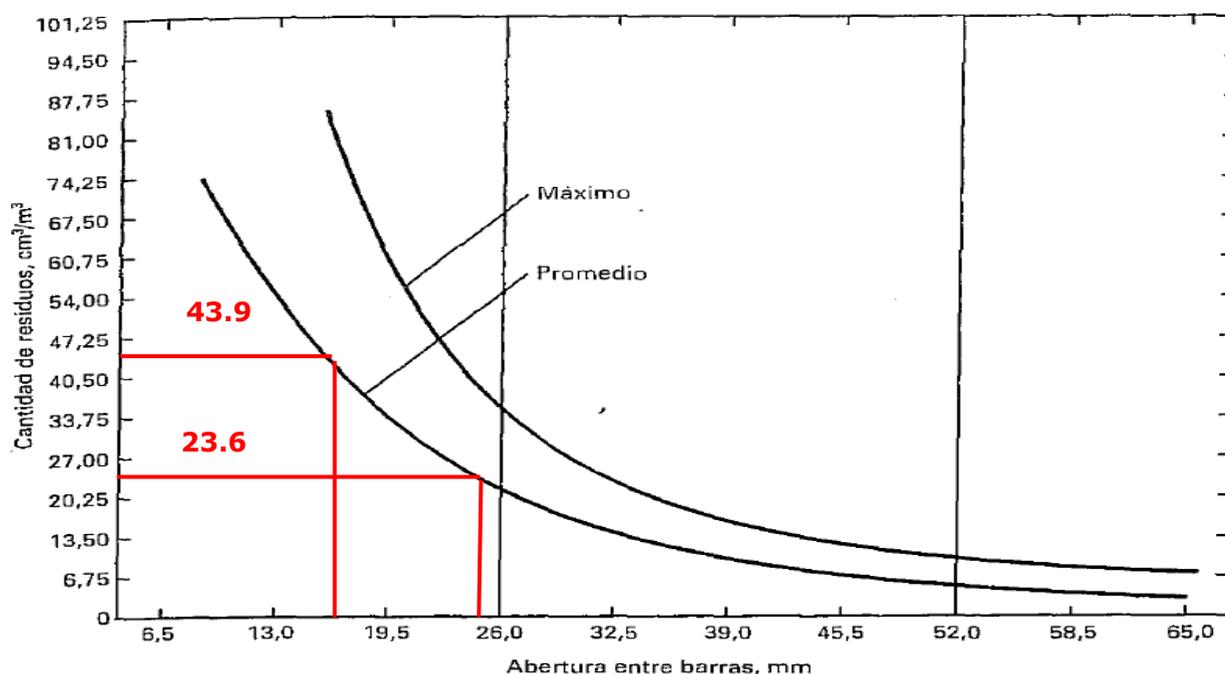
$$V_{\text{Residuos}} = 20482 \text{ cm}^3/\text{día} = 0.20482 \text{ m}^3/\text{día}$$

Calculando la cantidad promedio en ton/día, considerando $\gamma = 0.75 \text{ ton/m}^3$, resulta:

$$G = 0.20482 \text{ m}^3/\text{día} \times 0.75 \text{ ton/m}^3$$

$$G = 0.1536 \text{ ton/día} = 153.6 \text{ kg/día}$$

Figura 4.6. Volumen promedio de residuos recogidos por unidad de volumen de agua residual en función del tamaño de las aberturas libres entre barras.



4.3.2.- Canal desarenador

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

1. Se considera para la remoción de sólidos finos, un canal desarenador del tipo rectangular por gravedad.
2. La velocidad recomendada a utilizar para el diseño es de 0.3 m/s.
3. Se considera que el diámetro promedio de partícula a remover es de 0.21 mm (malla No. 65), por lo que su velocidad de sedimentación (U_0) es de 1.15 m/min (dato tomado de Metcalf and Eddy, Ingeniería de Aguas Residuales, Tratamiento, Vertido y Reutilización. Mc Graw-Hill), véase Tabla 4.8.
4. Para la sección del control de la velocidad se utilizará un vertedor proporcional, diseñado de acuerdo a especificaciones.
5. Por cuestiones operativas, se propone la construcción de dos canales desarenadores del tipo rectangular por gravedad, cuya capacidad de flujo sea el caudal máximo extraordinario (194.0 L/s para cada uno).
6. Se considera un ancho de canal de 120 centímetros.

Tabla 4.8. Información típica para el proyecto de desarenadores de flujo horizontal

Característica	Valor	
	Valor	Intervalo
Tiempo de detención, s	45-90	60
Velocidad horizontal, m/s	0,24-0,40	0,30
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
Malla 65, m/min ^a	0,95-1,25	1,15
Malla 100, m/min ^a	0,60-0,90	0,75
Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal, %	30-40	36 ^b
Incremento por turbulencia en la entrada y salida	$2 \cdot D_m - 0,5 \cdot L$ ^c	

^a Si el peso específico de la arena es substancialmente menor a 2,65, deben usarse velocidades inferiores 13.

^b Para la sección de control del canal de aforo de Parshall.

^c D_m equivale a profundidad máxima del decantador.

L equivale a longitud teórica del desarenador.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Determinación de la longitud del canal desarenador

El nivel máximo de agua en el canal desarenador, representado por $h_{\text{máx}}$, será calculado mediante la expresión 4.13:

$$h_{\text{máx}} = \frac{Q_{\text{max.ext.}}}{V_h \times A} \quad (4.13)$$

Sustituyendo:

$$h_{\text{máx}} = \frac{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s} \times 1.2 \text{ m}}$$

$$h_{\text{máx}} = 0.54 \text{ m}$$

La longitud del canal desarenador está dada por la expresión 4.14:

$$L = \frac{V_h \times h_{\text{max}}}{V_s} \quad (4.14)$$

Sustituyendo:

$$L = \frac{0.3 \text{ m/s} \times 0.54 \text{ m}}{0.0192 \text{ m/s}} = 8.43 \text{ m}$$

En general el canal desarenador se proyecta para una longitud real igual a 1.5 veces la teórica como coeficiente de seguridad; por consiguiente:

$$L = 1.5 \times 8.43 \text{ m} = 12.65 \text{ m}$$

Determinación del vertedor proporcional

$$X = \sqrt{\frac{a}{H}} \quad (4.15)$$

$$Q = 8.62 \times \sqrt{a} \times H$$

Cálculo de "a":

$$a = \left(\frac{Q}{8.62 \times h_{\text{máxima}}} \right)^2 = \left(\frac{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}{8.62 \times 0.54 \text{ m}} \right)^2$$

$$a = 0.001744177$$

Cálculo de “c”, proponiendo w = 0.02 m

$$c = \frac{0.02}{2} = 0.01 \text{ m}$$

Calculando “b”:

$$b = \sqrt{\frac{4 \times a}{c}} = \sqrt{\frac{4 \times 0.001744177}{0.01 \text{ m}}}$$

$$b = 0.84 \text{ m}$$

Tabla 4.9 donde se reflejan los Cálculos para la construcción del vertedor & la carga (H) Vs. gasto (Q)

Sustituyendo H = y

$$x = \sqrt{\frac{0.001744177}{y}}$$

Tabla 4.9. Cálculos para la construcción del vertedor & la carga (H) Vs. Gasto (Q)

y (m)	x (m)	2x (m)	2x (cm)	H (m)	Q (l/s)
0.01	0.4176	0.8353	83.53	0.01	3.6
0.02	0.2953	0.5906	59.06	0.02	7.2
0.03	0.2411	0.4822	48.22	0.03	10.8
0.04	0.2088	0.4176	41.76	0.04	14.4
0.05	0.1868	0.3735	37.35	0.05	18.0
0.06	0.1705	0.3410	34.10	0.06	21.6
0.07	0.1579	0.3157	31.57	0.07	25.2
0.08	0.1477	0.2953	29.53	0.08	28.8
0.09	0.1392	0.2784	27.84	0.09	32.4
0.10	0.1321	0.2641	26.41	0.10	36.0
0.11	0.1259	0.2518	25.18	0.11	39.6
0.12	0.1206	0.2411	24.11	0.12	43.2
0.13	0.1158	0.2317	23.17	0.13	46.8
0.14	0.1116	0.2232	22.32	0.14	50.4
0.15	0.1078	0.2157	21.57	0.15	54.0
0.16	0.1044	0.2088	20.88	0.16	57.6
0.17	0.1013	0.2026	20.26	0.17	61.2
0.18	0.0984	0.1969	19.69	0.18	64.8
0.19	0.0958	0.1916	19.16	0.19	68.4
0.20	0.0934	0.1868	18.68	0.20	72.0
0.21	0.0911	0.1823	18.23	0.21	75.6
0.22	0.0890	0.1781	17.81	0.22	79.2

y (m)	x (m)	2x (m)	2x (cm)	H (m)	Q (l/s)
0.23	0.0871	0.1742	17.42	0.23	82.8
0.24	0.0852	0.1705	17.05	0.24	86.4
0.25	0.0835	0.1671	16.71	0.25	90.0
0.26	0.0819	0.1638	16.38	0.26	93.6
0.27	0.0804	0.1607	16.07	0.27	97.2
0.28	0.0789	0.1579	15.79	0.28	100.8
0.29	0.0776	0.1551	15.51	0.29	104.4
0.30	0.0762	0.1525	15.25	0.30	108.0
0.31	0.0750	0.1500	15.00	0.31	111.6
0.32	0.0738	0.1477	14.77	0.32	115.2
0.33	0.0727	0.1454	14.54	0.33	118.8
0.34	0.0716	0.1432	14.32	0.34	122.4
0.35	0.0706	0.1412	14.12	0.35	126.0
0.36	0.0696	0.1392	13.92	0.36	129.6
0.37	0.0687	0.1373	13.73	0.37	133.2
0.38	0.0677	0.1355	13.55	0.38	136.8
0.39	0.0669	0.1337	13.37	0.39	140.4
0.40	0.0660	0.1321	13.21	0.40	144.0
0.41	0.0652	0.1304	13.04	0.41	147.6
0.42	0.0644	0.1289	12.89	0.42	151.2
0.43	0.0637	0.1274	12.74	0.43	154.8
0.44	0.0630	0.1259	12.59	0.44	158.4
0.45	0.0623	0.1245	12.45	0.45	162.0
0.46	0.0616	0.1232	12.32	0.46	165.6
0.47	0.0609	0.1218	12.18	0.47	169.2
0.48	0.0603	0.1206	12.06	0.48	172.8
0.49	0.0597	0.1193	11.93	0.49	176.4
0.50	0.0591	0.1181	11.81	0.50	180.0
0.51	0.0585	0.1170	11.70	0.51	183.6
0.52	0.0579	0.1158	11.58	0.52	187.2
0.53	0.0574	0.1147	11.47	0.53	190.8
0.54	0.0569	0.1138	11.38	0.54	194.0

Revisión de velocidades:

$$Q_1 = 54.0 \text{ l/s}, H_1 = 0.15 \text{ m}$$

$$Q_2 = 108.0 \text{ l/s}, H_2 = 0.30 \text{ m}$$

$$Q_3 = 194.0 \text{ l/s}, H_3 = 0.54 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{0.054 \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \text{ m} \times 0.15 \text{ m}} = 0.30 \text{ m/s}$$

$$V_2 = \frac{0.108 \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \text{ m} \times 0.3 \text{ m}} = 0.30 \text{ m/s}$$

$$V_3 = \frac{0.194 \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \text{ m} \times 0.54 \text{ m}} = 0.30 \text{ m/s}$$

Como se puede apreciar a cualquier caudal tenemos una velocidad promedio de 0.3 m/s, lo que nos permite predecir que el canal estará bien controlado en su sección de velocidad por el vertedor proporcional.

4.3.3.- Cárcamo de bombeo de agua cruda

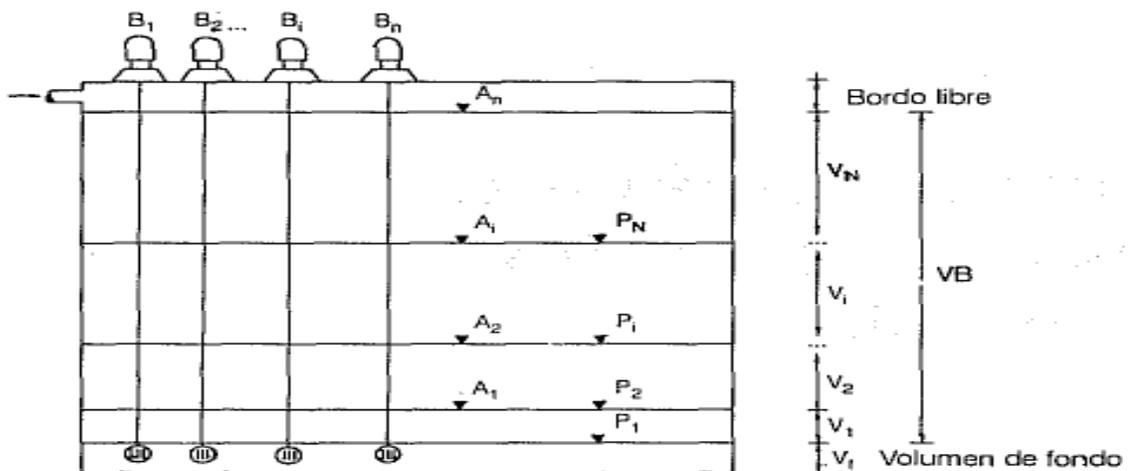
CRITERIOS DE DISEÑO Y PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Al trabajar en sistemas de bombeo, con frecuencia surge la pregunta: ¿cuál debe ser el volumen mínimo de un cárcamo de bombeo para obtener un funcionamiento racional, cuando el gasto es variable y a la vez lo suficientemente grande para que no convenga tener sólo una bomba y su alterna, sino varias de menor capacidad? Esta interrogante parece tener muchas respuestas y enfoques. En este apartado se presenta una solución sencilla y probada, a partir de que se conoce el gasto mínimo y se ha decidido usar un cierto número (N) de bombas con un gasto Q_B cada una, número que debe estar en función del costo del equipo, de la eficiencia de las bombas disponibles y del costo de operación y mantenimiento.

Se llamará V al volumen total del cárcamo y se considerará un cierto volumen (V_f) de fondo. Para establecer ciertas bases se supone $V_f = 0.1V$.

Si en el cárcamo el nivel del agua está bajando, significa que en ese momento el bombeo es mayor que el gasto influente y, por lo tanto, se deben parar algunas bombas. Si por el contrario, el nivel sube, se debe arrancar una o algunas de las bombas paradas. En función de esto deben disponerse los electroniveles de arranque (A_i) y paro (P_i) de cada bomba (véase figura 4.7).

Figura 4.7. Disposición de electroniveles en el cárcamo.



La suma de los gastos que manejan todas las bombas siempre debe ser mayor que el gasto máximo influente y es aconsejable tener una bomba adicional de repuesto para fines de operación y mantenimiento.

Si el gasto influente está entre $(i - 1)Q_B$ e iQ_B , ocurre lo siguiente:

El nivel del agua está en el volumen V_i mientras trabajan las bombas B_1, B_2, \dots y B_i ; cuando el nivel del agua llega a P_i detiene a B_i y dicho nivel sube. Al llegar a A_i , vuelve a arrancar la bomba B_i y el nivel del agua baja nuevamente. Esta secuencia se mantiene hasta que el gasto influente aumente o disminuya, y entonces el control pasa a otra bomba.

Como la bomba B_i está en ciclos de arranque y paro, es razonable suponer que en promedio, para muchas secuencias de ciclos, trabaja la mitad del tiempo. Todas las otras bombas tendrán menos arranques y paros, por lo tanto, para un máximo número de arranques por hora, la bomba crítica es la que está en operación.

Si las bombas deben arrancar un máximo de M veces por hora, su tiempo (t) de trabajo en cada ciclo, cuando el nivel está en V_1 y sólo trabaja la bomba B_1 , será:

$$t = \frac{3600}{2M} \text{ (segundos)} \quad (4.16)$$

Y el volumen será entonces:

$$V_1 = t \cdot Q_B = \frac{3600}{2M} Q_B \quad (4.17)$$

Cuando el nivel del agua está en el volumen inferior (V_1) solamente trabaja una bomba (B_1); cuando la bomba arranca, baja el nivel del agua hasta alcanzar el nivel de paro (P_1), entonces la bomba para y el agua sube hasta el nivel A_1 , donde la bomba arranca de nuevo.

Cuando el nivel del agua sube a A_2 entonces debe arrancar también la segunda bomba (B_2), hasta que el nivel sea abatido a P_2 : como el gasto de bombas es el doble ($2Q_B$), entonces V_2 debe ser igual a $2V_1$:

$$V_2 = 2V_1$$

Siguiendo un razonamiento similar, y considerando que en el cárcamo se instalarán 2 bombas para entregar el agua cruda al proceso de tratamiento, cada una para un caudal de 27 l/s, y 2 bombas para extraer las excedencias de aguas crudas, cada una para un caudal de 70 l/s, entonces los subsiguientes volúmenes serán:

$$V_3 = 4.6V_1$$

$$V_4 = 7.2V_1$$

Así, el volumen total V_B del cárcamo, disponible para bombeo, será:

$$V_B = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

$$V_B = V_1 + 2V_1 + 4.6V_1 + 7.2V_1 \quad (4.18)$$

$$V_B = 14.8V_1$$

Sustituyendo (4.17) en (4.18):

$$V_B = 14.8 \times \frac{3600}{2M} Q_B$$

En esta ecuación, V puede estar en metros cúbicos y Q_B , en metros cúbicos por segundo; para disminuir el valor de las constantes se usan litros por segundo como unidades de Q_B , con lo que el volumen del cárcamo es:

$$V_B = 14.8 \times \frac{3600}{2000M} Q_B \quad (4.19)$$

Si, para simplificar las expresiones, se supone $M = 10$, se puede escribir:

$$V_B = 2.66 Q_B \quad (4.20)$$

$$V_B = 2.66 \cdot 27 = 71.8 \text{ m}^3$$

Se disponen las siguientes dimensiones:

$$\text{Ancho} = 6.0 \text{ m}$$

$$\text{Largo} = 6.0 \text{ m}$$

$$\text{Altura útil} = 2.0 \text{ m}$$

4.3.4.- Sistema de cribado fino (Cribas estáticas)

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

Con la finalidad de remover sólidos finos de tamaño promedio de 1.5 mm se considera la utilización de un sistema de cribado fino tipo estático. Las cribas contarán con una tolva de almacenamiento de sólidos capturados, con su respectiva compuerta seccionadora para el aislamiento adecuado de la misma. Asimismo, en la plataforma de las cribas se fijará el área suficiente para facilitar las maniobras de limpieza y carga de dichos sólidos.

La selección de este sistema considera varios factores como la carga hidráulica, abertura de malla, tipo de sólidos, tipo de alimentación y descarga; por lo que se siguen recomendaciones de fabricantes de reconocido prestigio de estos equipos.

De acuerdo a lo anterior se recomienda lo siguiente para esta aplicación en específico:

No. de unidades	2
Abertura	1.5 mm
Caudal medio / unidad	27 L/s
Caudal máximo / unidad	40.5 L/s
Ancho de criba (frente)	2.20 m
Altura de criba	1.93 m
Profundidad de criba	1.61 m
Tipo descarga	Frontal inferior
Diámetro de alimentación	8 plg
Diámetro de descarga	10 plg

4.3.5.- Reactor anaerobio de manto de lodos de flujo ascendente (Reactor UASB)

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

1. Se consideran cuatro módulos de digestión anaerobia con capacidad de 13.5 l/s cada uno, para prever los eventos de mantenimiento en los cuales al sacar un reactor de servicio, la planta puede continuar funcionando sin mayor contratiempo.
2. La profundidad del reactor debe estar entre 4.0 y 5.0 m. Con estos valores las velocidades ascendentes en el reactor serán apropiadas.
3. El reactor deberá operar con un tiempo de residencia celular de al menos 60 días al inicio de la puesta en marcha, posteriormente, una vez estabilizado el reactor anaerobio, se deberá retirar semanalmente un 5% del volumen del lodo, para mantener la altura del lecho de lodos a un mínimo de 1.2 metros y una altura máxima de 2.0 metros.
4. El tiempo de residencia hidráulico aplicado, a caudal medio, será de 8 horas.
5. La carga volumétrica máxima aplicada no deberá exceder los 3 kg DQO/m³día.

6. La carga hidráulica en el reactor anaerobio deberá ser menor de $5 \text{ m}^3/\text{m}^3\text{día}$, esto con la finalidad de evitar que los granos o pellets del lecho de lodos sean arrastrados hacia la parte superior del reactor.
7. La velocidad ascendente máxima no deberá ser mayor de 1 m/h .
8. El número de orificios en la parte inferior (zona de distribución) debe ser de al menos 1 orificio por cada metro cuadrado de superficie del reactor, esto a fin de obtener una distribución uniforme.
9. El tiempo de retención hidráulico aplicado para el decantador interno, será de 2 horas.
10. La tasa de escurrimiento superficial de diseño del decantador interno, debe ser igual o menor a $20 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{día}$.
11. El caudal específico máximo en el vertedor del decantador interno será de 0.3 l/sm .

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Determinación del volumen del reactor UASB

El volumen del reactor UASB se ha calculado a partir del caudal medio ($Q_m = 54 \text{ L/s}$).

Se proponen cuatro unidades de digestión anaerobia de igual tamaño; por consiguiente, el caudal de diseño de cada reactor es:

$$Q_d = \frac{54 \text{ L/s}}{4} = 13.5 \text{ L/s}$$

A continuación, se desarrolla el cálculo por unidad de digestión anaerobia.

Para aguas residuales diluidas (con niveles de DQO por debajo de 1000 mg/l), como las de origen municipal, el volumen del reactor (V_R), se determina con la expresión 4.21 (Van Haandel y Lettinga, 1994):

$$V_R = \text{TRH} \times Q_m \quad (4.21)$$

Observaciones experimentales de reactores operando en clima semicálido, donde la temperatura del agua residual no está por debajo de los 18 °C , indican que un TRH de 8 horas es suficiente para obtener una alta eficiencia de remoción, en muchos casos se observan buenas eficiencias a TRH menores. Para nuestro caso, la temperatura del agua residual está en el rango de 18.7 °C a 19.1 °C ¹, por lo que podemos contemplar, inclusive adoptando un margen de seguridad, el TRH de 8 horas.

$$Q_m = 13.5 \text{ l/s} = 48.6 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_R = 8 \text{ h} \times 48.6 \text{ m}^3/\text{h} = 388.8 \text{ m}^3$$

Determinación de la forma y área del reactor UASB

Para determinar el área del reactor, se utiliza la ecuación 4.22:

$$A_R = \frac{Q_m}{\text{Vel.asc.}} \quad (4.22)$$

Según Van Haandel (1998), la velocidad media del líquido no debe exceder el valor de 1 m/h, por lo tanto, adoptando también un margen de seguridad, se define que la velocidad ascendente sea de 0.5 m/h, valor escogido con el criterio de lograr una mayor eficiencia global en el proceso de tratamiento.

$$A_R = \frac{48.6 \text{ m}^3/\text{h}}{0.5 \text{ m/h}} = 97.2 \text{ m}^2$$

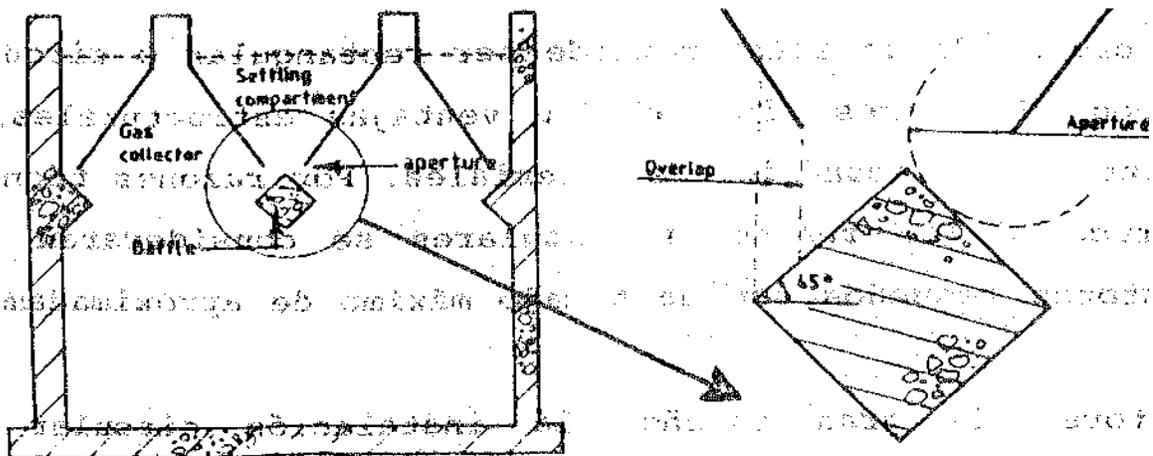
Ya que los reactores UASB se construirán en concreto, se preferirán tanques rectangulares.

El largo y ancho del tanque rectangular depende de la configuración del separador GLS (campana) en el tanque.

Separador GLS (campana)

La Figura 4.8 muestra dos importantes criterios para el diseño de la campana: la abertura entre el compartimento de digestión y el de sedimentación, y el traslape vertical entre el deflector y los lados de la campana.

Figura 4.8. Separador GLS: deflector debajo del compartimento de sedimentación, traslape y abertura al sedimentador



¹ Los valores de la temperatura del agua residual corresponden a los resultados de los muestreos efectuados por el laboratorio certificado ante EMA, denominado Investigación y Desarrollo de Estudios de Calidad del Agua, S.A. de C.V.

La forma de la campana está determinada por una serie de criterios, y de hecho un apropiado diseño de ésta, es fundamental para la correcta operación del reactor. Las relaciones entre los diferentes criterios se presentan en la Figura 4.9.

Anchura de la abertura

La máxima velocidad de flujo permitida en la abertura es de 3 m/h para el caudal medio.

El área total mínima requerida para las aberturas es entonces:

$$A \text{ [m}^2\text{]} = \frac{\text{Caudal [m}^3\text{/h]}}{\text{Velocidad de flujo [m/h]}}$$

$$A = \frac{48.6 \text{ m}^3\text{/h}}{3 \text{ m/h}} = 16.2 \text{ m}^2$$

Si el reactor tiene 4 campanas recolectoras de biogás, entonces el área requerida por cada abertura (considerando dos aberturas por campana), será:

$$\text{Área de la abertura} = \frac{16.2 \text{ m}^2}{8} = 2.0 \text{ m}^2$$

El ancho de la abertura es:

$$W_a \text{ [m]} = \frac{\text{Área de la abertura [m}^2\text{]}}{\text{Longitud [m]}}$$

$$W_a = \frac{2.0 \text{ m}^2}{7.2 \text{ m}}$$

Nota: el valor de 7.2 m, que corresponde al ancho del reactor UASB, se entenderá en los párrafos subsiguientes, en el apartado de la determinación de las dimensiones del tanque.

$$W_a = 0.28 \text{ m}$$

Se recomienda el uso de ancho de abertura mínimo de 0.2 m, propuesta que se cumple con el ancho calculado.

Traslape vertical del deflector

El traslape entre los deflectores y los lados de la campana debe ser mínimo 0.1 m. Como un criterio general el traslape debe ser al menos la mitad del ancho de la abertura.

$$\text{Traslape} = 0.5 W_a = 0.5 \cdot 0.28 \text{ m} = 0.14 \text{ m}$$

Carga superficial hidráulica en el sedimentador (decantador interno)

La máxima carga superficial hidráulica en el compartimiento de sedimentación es 0.8 m/h para el caudal medio. El área mínima total de la superficie húmeda (S) del reactor puede ser calculada:

$$S \text{ [m}^2\text{]} = \frac{\text{Caudal [m}^3\text{/h]}}{\text{Carga superficial [m/h]}}$$
$$S = \frac{48.6 \text{ m}^3\text{/h}}{0.8 \text{ m/h}} = 60.75 \text{ m}^2$$

Entonces el ancho de la superficie húmeda en el sedimentador es:

$$W_s = \frac{S}{\text{Longitud}} = \frac{60.75 \text{ m}^2}{13.5 \text{ m}} = 4.5 \text{ m}$$

Nota: el valor de 13.5 m, que corresponde a la longitud del reactor UASB, se entenderá también en los párrafos subsiguientes, en la continuación de la configuración del separador GLS.

Ángulo de los lados de la campana

El ángulo α de los lados de la campana debe estar entre 45° y 60°. Se seleccionó un ángulo de 55°.

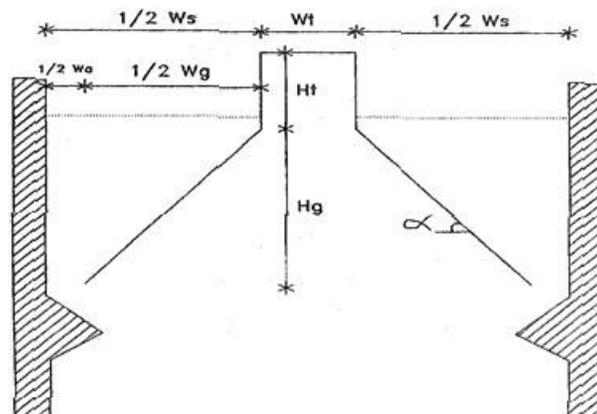
Altura de la campana

La altura (Hg) de la campana entre la abertura y la superficie del agua debe ser entre 1.0 y 1.5 m. Se determinó una altura de la campana de 1.2 m.

La anchura de los lados debe calcularse como:

$$\frac{1}{2} W_g = \frac{H_g}{\tan \alpha} = \frac{1.2 \text{ m}}{\tan 55^\circ} = 0.84 \text{ m}$$

Figura 4.9. Relación entre la anchura de la superficie de agua, la abertura y la campana.



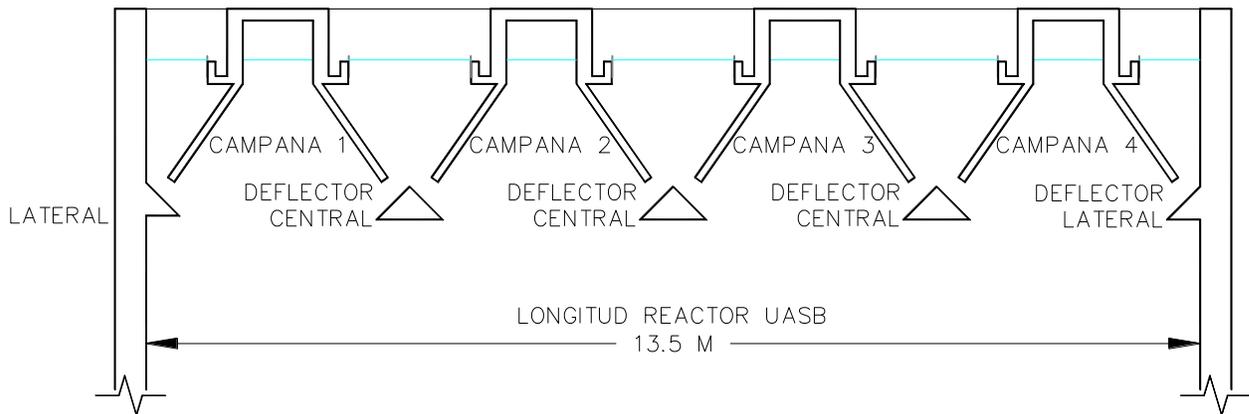
El área requerida para un apropiado intercambio de gas no es crítica para reactores que operan con aguas residuales domésticas. El diseño debe tener en cuenta que para fines de mantenimiento el reactor debe ser accesible y que la inspección de las campanas debe ser posible; por lo tanto, deben incluirse tapas de inspección.

La conveniencia de las operaciones de limpieza y un apropiado acceso al reactor requiere un ancho mínimo interno de las campanas (W_t) de 0.5. Se dispuso un ancho interno de la campana de 0.9 m.

La altura tope del separador GLS sobre la superficie del agua (H_t) debe ser alrededor de 0.5 m. Así se evitan posibles obstrucciones de los tubos de gas debidas a material flotante o espuma.

Conforme a los criterios para el diseño (la configuración) del separador GLS, se muestra en la Figura 4.10 que el largo del reactor UASB (tanque rectangular) tiene una longitud de 13.5 m.

Figura 4.10. Determinación del largo del reactor UASB, de acuerdo a la configuración del separador GLS



Determinación de las dimensiones del reactor UASB

El área del reactor (A_R) es igual a:

$$A_R = L \times a \quad (4.23)$$

En el apartado anterior se definió que la longitud del tanque será 13.5 m; por consiguiente, el ancho del tanque tiene un valor de:

$$a = \frac{A_R}{L} = \frac{97.2 \text{ m}^2}{13.5 \text{ m}} = 7.2 \text{ m}$$

Para determinar la altura del reactor, se tiene la ecuación 4.24:

$$h = \frac{V_R}{A_R} \quad (4.24)$$

$$h = \frac{388.8 \text{ m}^3}{97.2 \text{ m}^2} = 4.0 \text{ m}$$

Volumen total de agua por unidad de digestión anaerobia = 7.2 m × 13.5 m × 4.0 m = 388.8 m³.

Determinación del número de difusores (orificios) en el sistema de distribución

Para el sistema de alimentación del reactor UASB se ha elegido un sistema estático simple de distribución de flujo con vertederos por encima del reactor a través de tubos individuales que conducen al fondo. Este sistema no contiene ninguna parte móvil y garantiza una operación apropiada e igualdad de distribución de flujo.

La instalación básica del sistema de alimentación consiste de una estructura de división que parte equitativamente el flujo de agua, seguido por cajas de distribución que lo reparten sobre los tubos de entrada. Los tubos de entrada conducen el flujo hasta el fondo del reactor.

El número de orificios que se requieren para la alimentación al reactor a través de tuberías, se calcula con la siguiente ecuación 4.25:

$$N. O. = \frac{A_R}{a_{\text{orif}}} \quad (4.25)$$

Como guía para la determinación del número de orificios, en la parte inferior del reactor, para alimentación del proceso, se puede observar la tabla 4.10 citada a continuación.

Tabla 4.10. Guía para la determinación del número de orificios para la alimentación de un reactor anaerobio de flujo ascendente

Tipo de lodo	m ² / orificio
Lodo floculante denso (> 40 kg SD/m ³)	1 (cargas < 1 kg DQO/m ³ .día)
Lodo floculante ralo (< 40 kg SD/m ³)	5 (cargas > 3 kg DQO/m ³ .día)
Lodo granular espeso	1 (cargas 1-3 kg DQO/m ³ .día)

Fuente: Lettinga y colaboradores

Ya que el proceso se aplicará para un desagüe con una carga orgánica volumétrica que se encuentra en el rango de 1 a 3 kg DQO/m³.día; entonces se asumirá, de acuerdo a la tabla 4.10, que el área de influencia de cada orificio sea de 1.0 m²/orificio.

Así entonces, el número de tubos es:

$$N. O. = \frac{97.2 \text{ m}^2}{1 \text{ m}^2}$$

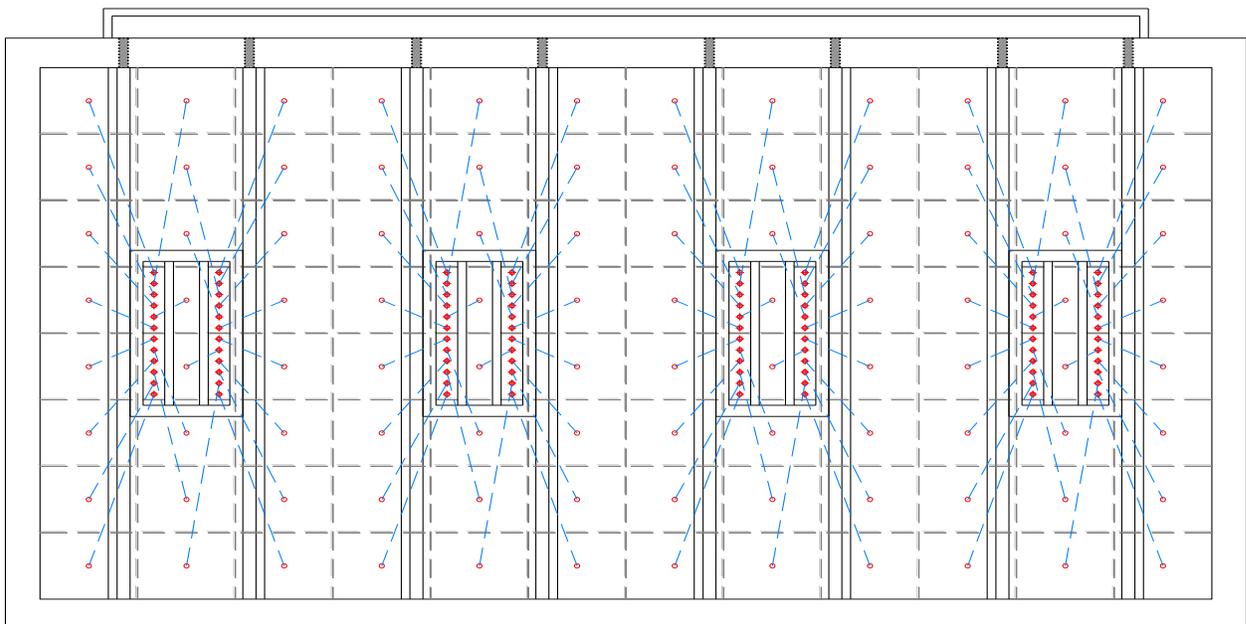
N.O. = 97 orificios

Por consiguiente, se adoptarán 96 difusores, de acuerdo a la Figura 4.11, esquema de distribución.

La carga estática de la caja de entrada sobre el nivel del agua debe ser mínimo 0.5 m. En la práctica pueden ocurrir grandes pérdidas de presión debido a parciales taponamientos de los tubos y a pérdidas adicionales de presión causadas por una alta concentración de lodos en el fondo. La carga estática de reserva (0.5 m) permitirá un autodestaponamiento ante una inminente obstrucción del tubo.

La salida de un tubo de alimentación debe estar a 10 cm del fondo, con el fin de permitir una cierta acumulación de arena antes de que empiece a obstruir los tubos de entrada.

Figura 4.11. Esquema de distribución de orificios



Canaletas del efluente

La función de las canaletas del efluente es recoger el agua residual tratada proveniente del compartimento de sedimentación del reactor. El flujo debe recogerse tan uniformemente como sea posible, por lo cual las canaletas se instalarán a todo lo largo del reactor. Ya que es difícil garantizar un montaje horizontal perfecto, las canaletas estarán provistas con vertederos en V.

El número de vertederos V por metros de canaleta debe ser tal que se eviten cortocircuitos en el compartimento de sedimentación, mientras que el caudal sobre cada vertedero V debe ser suficiente para minimizar bloqueos en ellos.

Se recomienda utilizar un mínimo de 2 vertederos por metro. Bajo condiciones de flujo medio, la altura sobre los vertederos debe ser alrededor de 0.03 m.

Para la recolección del efluente en el reactor UASB, se han proyectado un total de 8 canaletas. Las aristas donde se vierta agua estarán dentadas de manera que tengan dos vertederos de tipo triangular cada metro. Esto conlleva un total de:

$$8 \text{ canaletas} \times 7.2 \text{ m/canaleta} \times 2 \text{ vertederos/m} = 115 \text{ vertederos triangulares}$$

El caudal que debe verter cada vertedero es:

$$Q_v = \frac{13.51/s}{115 \text{ vertederos}} = 0.12 \text{ L/s} \cdot \text{vertedero}$$

El dimensionamiento del vertedero triangular se ha realizado a partir de la fórmula de Barr, ecuación 4.26:

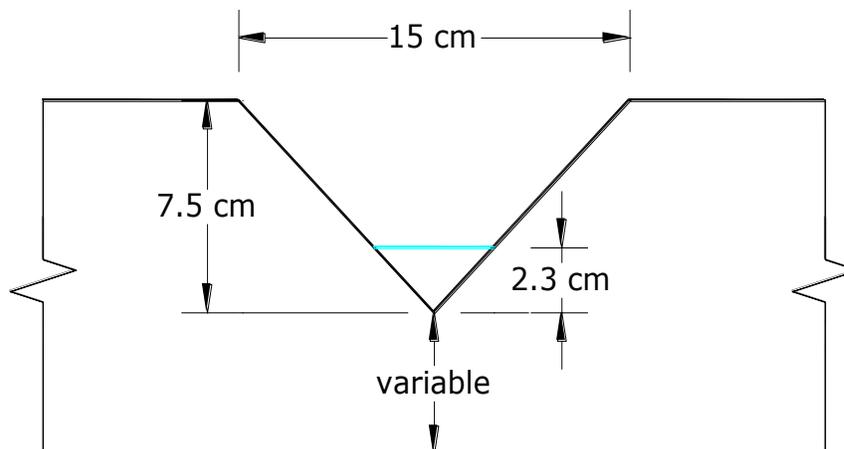
$$Q = 1.34 H^{2.48} \quad (4.26)$$

$$H = \left(\frac{Q}{1.34} \right)^{\frac{1}{2.48}} = \left(\frac{0.00012}{1.34} \right)^{\frac{1}{2.48}}$$

$$H = 0.023 \text{ m} = 2.3 \text{ cm}$$

En la Figura 4.12 se muestra la geometría del vertedero triangular.

Figura 4.12. Dimensionamiento del vertedero triangular



Verificación del dimensionamiento, mediante las cargas orgánicas volumétricas e hidráulicas aplicadas

Para un residuo conteniendo una determinada concentración de materia orgánica, la carga orgánica aplicada es inversamente proporcional al tiempo de retención hidráulica. La carga orgánica es un parámetro para determinar la velocidad con que ocurre la digestión anaeróbica.

$$\text{Carga orgánica volumétrica} = \frac{\text{Carga aplicada [kg DQO/día]}}{\text{Volumen del reactor [m}^3\text{]}}$$

$$\text{DQO} = 786.9 \text{ mg/l} \times 1 \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 1000 \text{ l/m}^3 = 0.7869 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Carga orgánica volumétrica} = \frac{0.7869 \text{ kg DQO/m}^3 \times 1166.4 \text{ m}^3/\text{día}}{388.8 \text{ m}^3}$$

$$\text{Carga orgánica volumétrica} = 2.36 \text{ kg DQO/m}^3/\text{día}$$

La carga orgánica volumétrica en el reactor UASB, no excede el valor de 3 kg DQO/m³·día.

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{\text{Caudal [m}^3/\text{día]}}{\text{Volumen [m}^3]}$$

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{1166.4 \text{ m}^3/\text{día}}{388.8 \text{ m}^3}$$

$$\text{Carga hidráulica} = 3 \text{ m}^3/\text{m}^3/\text{día}$$

El valor de la carga hidráulica también es aceptable, debido a que este valor es menor a 5 m³/m³·día, considerado en los criterios de diseño.

Determinación de las dimensiones del decantador interno

$$\text{Área de decantación} = \frac{\text{Caudal [m}^3/\text{día]}}{\text{Tasa de escurrimiento superficial [m}^3/\text{m}^2/\text{día]}}$$

$$\text{Área de decantación} = \frac{1166.4 \text{ m}^3/\text{día}}{20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}}$$

$$\text{Área de decantación} = 58.3 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura} = \frac{\text{Volumen de decantación}}{\text{Área de decantación}}$$

$$\text{Altura} = \frac{\text{Caudal} \times \text{Tiempo de retención en la zona de decantación}}{\text{Área de decantación}}$$

$$\text{Altura} = \frac{48.6 \text{ m}^3/\text{h} \times 2 \text{ h}}{58.3 \text{ m}^2}$$

$$\text{Altura} = 1.67 \text{ m}$$

Este valor es aceptable, ya que la literatura reporta valores de 1.5 a 2 m para digestores de 4 a 8 m de altura total.

Determinación del volumen de generación de biogás

La producción de metano para descargas domésticas es de 0.35 m³ biogás/kg DQO aplicada², en base a la cantidad de DQO removida.

Eficiencia de remoción de la DQO aplicada = 0.7

Carga orgánica aplicada = $0.7 \times 786.9 \text{ mg/l} \times 1 \times 10^{-6} \text{ kg/mg} \times 4665.6 \text{ m}^3/\text{día} \times 1000 \text{ l/m}^3$

Carga orgánica aplicada = 2570 kg DQO/día

Generación de biogás = 2570 kg DQO/día \times 0.35 m³/kg DQO

Generación de biogás = 899.5 m³/día

Determinación del volumen de recirculación de agua tratada

No se considera recirculación debido a que no es factible la presencia de descargas contaminantes elevadas o del tipo industrial que pudieran desestabilizar el proceso anaerobio.

Monitoreo y descarga del lodo

Para un apropiado funcionamiento del reactor es importante la factibilidad de controlar la cantidad y el nivel del lodo en el reactor.

El nivel del lodo en el reactor debe observarse regularmente, y con base en esto, debe ser o no descargado.

La descarga de lodo debe ser posible a dos diferentes niveles del reactor:

- En el fondo para un total vaciado del reactor y para la descarga del lodo inactivo más grueso.
- A una altura de 1 – 1.5 m del fondo. Ese sitio es considerado como el punto de descarga normal del lodo.

Cuando el nivel y la concentración del lodo son verificados a través de los puntos de descarga, se hará un tercer punto de muestreo del lodo:

- Justo bajo los deflectores del separador GLS. Este punto es usado solamente para comprobar el nivel del manto de lodos en el reactor.

² MALINA, Joseph F. y POHLAND, Frederick. Water Quality Management Library-Volume 7/Design of Anaerobic Processes for the Treatment of Industrial and Municipal Wastes. U.S.A., Technomic Publishing Company, Inc., 1992, 213 p.

Por lo tanto, se instalarán tubos de 4 plgs de diámetro (dotados de válvulas), colocados a 0.30 y 1.2 m, respectivamente, de la parte inferior.

Eficiencias de remoción

En la tabla 4.11 se muestra cómo se encuentra la calidad de agua de entrada y considerando el porcentaje de remoción el agua de salida queda como sigue:

Tabla 4.11. Eficiencia de remoción

Parámetro	Calidad del agua de entrada	% remoción estimada	Calidad del agua de salida
Sólidos Suspendidos Totales (mg/L)	440.5	70	132.2
Demanda Química de Oxígeno (mg/L)	786.9	70	236.1
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/L)	363.2	70	109.0
Coliformes fecales (NMP/100 mL)	4.9×10^8	60	2.0×10^8
Nitrógeno (mg/L)	82.6	20	66.1
Fósforo (mg/L)	22.4	20	17.9

4.3.6.- Filtro percolador de alta tasa

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

1. Se consideran dos reactores de forma circular relleno de materiales de plástico, con capacidad de tratamiento de 27 litros por segundo cada uno.
2. La carga hidráulica estará en el rango de 14.0 a 84.2 m³/m².d.
3. La carga orgánica será de 0.5 a 1.6 kg de DBO/m³.día.
4. La profundidad útil será de 4 m.
5. La eficiencia de remoción de DBO mínima esperada del proceso es de 65%.
6. La relación de recirculación será de 1.
7. La temperatura del agua residual es de 18.8 °C.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

La ecuación (4.27) resulta apropiada para describir los rendimientos de eliminación observados en filtros percoladores rellenos de materiales de plástico.

$$\frac{S_e}{S_i} = \exp[-k_{20} \times D \times (Q_v)^{-n}] \quad (4.27)$$

f) Calcular el valor de la constante de tratabilidad a 18.8 °C y 6 m, ecuación 4.28

$$k_{18.8@6} = k_{20@6} \times \theta^{T-20} \quad (4.28)$$

Donde:

$k_{20@6}$: 6.71 (l/h)^{0.5}/m² (Metcalf & Eddy Inc., Ingeniería de Aguas Residuales / Tratamiento, Vertido y Reutilización / Volumen 2. España, Mc Graw-Hill, 1998, 1485 pp.)

θ : Coeficiente de corrección de la temperatura, suponer = 1.035

$$k_{18.8@6} = 6.71 \text{ (l/h)}^{0.5}/\text{m}^2 \times 1.035^{18.8-20}$$

$$k_{18.8@6} = 6.44 \text{ (l/h)}^{0.5}/\text{m}^2$$

g) Corregir el valor de la constante de tratabilidad ($k_{18.8@6}$) de profundidad de 4 metros, mediante la ecuación 4.29:

$$k_2 = k_1 \times \left(\frac{D_1}{D_2}\right)^x \quad (4.29)$$

A 4 m de profundidad

$$k_{18.8@4} = k_{18.8@6} \times \left(\frac{6}{4}\right)^{0.3}$$

$$k_{18.8@4} = 6.4 \text{ (l/h)}^{0.5}/\text{m}^2 \times \left(\frac{6}{4}\right)^{0.3}$$

$$k_{18.8@4} = 7.27 \text{ (l/h)}^{0.5}/\text{m}^2$$

$$k_{18.8@4} = 0.12 \text{ (l/s)}^{0.5}/\text{m}^2$$

h) Determinar la superficie necesaria a partir de los datos conocidos, mediante la ecuación (4.27)

Sustituyendo Q/A por Q_v y reordenando la ecuación (4.27), se obtiene:

$$\ln \frac{S_e}{S_i} = \frac{-k_{20} \times D}{\left(\frac{Q}{A}\right)^n}$$

$$A = Q \times \left[\frac{-\left(\ln \frac{S_e}{S_i}\right)^{\frac{1}{n}}}{k_{20} \times D} \right]$$

$$A = 27 \text{ l/s} \times \left[\frac{-\left(\ln \frac{60 \text{ mg/l}}{109 \text{ mg/l}}\right)^{\frac{1}{0.5}}}{0.12 \text{ (l/s)}^{0.5}/\text{m}^2 \times 4.0 \text{ m}} \right]$$

$$A = 40.95 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro} = \sqrt{\frac{4 \times 40.95 \text{ m}^2}{\pi}}$$

Diámetro = 7.22 m; se considera un diámetro de 7.25 m.

i) Comprobación de la carga hidráulica:

$$\text{Carga hidráulica} = \frac{27 \text{ l/s} \times 86400 \text{ s/d} \times 1/1000 \text{ m}^3/\text{l}}{40.95 \text{ m}^2}$$

$$\text{Carga hidráulica} = 56.97 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$$

De acuerdo a los criterios de diseño, la carga hidráulica deberá estar en el rango de 14.0 a 84.2 m³/m²·día; de forma tal, que el valor calculado cumple.

j) Comprobación de la carga orgánica:

$$\text{Carga orgánica} = \frac{2332.8 \text{ m}^3/\text{d} \times (109 \text{ mg/l} - 60 \text{ mg/l}) \times 1000 \text{ l/m}^3 \times 0.000001 \text{ kg/mg}}{4.0 \text{ m} \times 40.95 \text{ m}^2}$$

Carga orgánica = 0.7 kg DBO/m³ día; se encuentra dentro del rango fijado en los criterios de diseño.

En la Tabla 4.12 se ilustran los datos de los rendimientos alcanzables en filtros percoladores con medio sintético.

Tabla 4.12. Grado de tratamiento obtenido mediante filtros percoladores ³

Unidad de tratamiento	Rendimiento de eliminación del constituyente, porcentaje					
	DBO	DQO	SS	P	N-Org	NH ₃ -N
Filtros percoladores medio sintético	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15

El grado de tratamiento obtenido mediante el filtro percolador, se ilustra en la tabla 4.13.

Tabla 4.13. Grado de tratamiento mediante el filtro percolador

Parámetro	Calidad del Agua de Entrada	% Remoción estimada	Calidad del Agua de Salida
Sólidos Suspendidos Totales (mg/L)	132.2	85	19.8
Demanda Química de Oxígeno (mg/L)	236.1	80	47.2
Demanda Bioquímica de Oxígeno (mg/L)	109.0	80	21.8
Coliformes fecales (NMP/100 mL)	2.0×10^8	75	4.9×10^7
Nitrógeno (mg/L)	66.1	30	46.3
Fósforo (mg/L)	17.9	12	15.8

³ Metcalf & Eddy Inc., Introducción al Proyecto de Plantas de Tratamiento de Agua Residual. En su: Ingeniería de Aguas Residuales / Tratamiento, Vertido y Reutilización / Volumen 2. España, Mc Graw-Hill, 1998, pp. 169-220.

4.3.7.- Sedimentador Lamelar

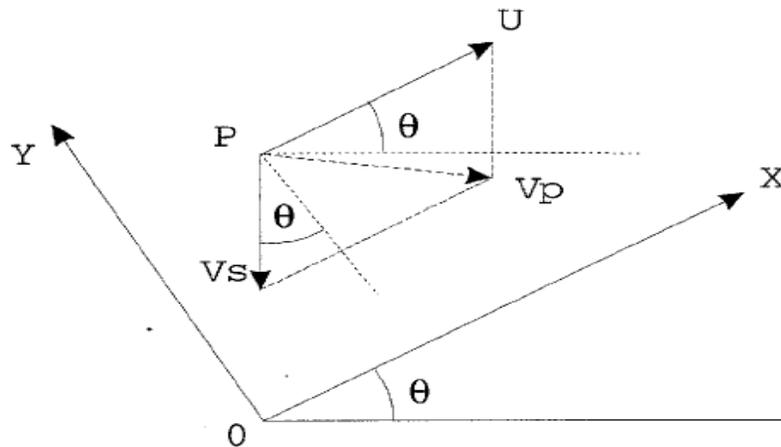
ECUACIÓN DE LAS TRAYECTORIAS

Siguiendo la teoría de Yao, colocando los ejes de abscisas y ordenadas en dirección paralela a las placas y perpendicular, una partícula P estará sometida a una velocidad de arrastre U, según la dirección OX, a una velocidad de caída Vc y a una velocidad ascensional Vs, según la teoría de los sedimentadores convencionales.

Siendo Vc la velocidad crítica de caída, todas las partículas con velocidades de caída $V_s \geq V_c$ quedarán retenidas.

La velocidad Vp de la partícula más pequeña a retener tendrá componentes de velocidad sobre los ejes OX y OY, (ver figura 4.13) dados por

Figura 4.13



$$\frac{dx}{dt} = V_{px} = U - V_s \operatorname{sen} \theta \quad (4.30)$$

$$\frac{dy}{dt} = V_{py} = -V_s \operatorname{cos} \theta \quad (4.31)$$

Dividiendo la ecuación 4.31 por 4.30 obtendremos:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{-V_s \operatorname{cos} \theta}{U - V_s \operatorname{sen} \theta}$$

$$U \, dy - V_s \operatorname{sen} \theta \, dy = -V_s \operatorname{cos} \theta \, dx$$

Integrando:

$$\int U \, dy - V_s y \operatorname{sen} \theta + V_s x \operatorname{cos} \theta = C_0$$

Dividiendo por V_0 , velocidad media del flujo, dirección OX, y por d , distancia entre placas, en dirección OY, se tiene la ecuación 4.32 de la trayectoria de la partícula.

$$\int \frac{U}{V_0} dy - \frac{V_s}{V_0} Y \operatorname{sen} \theta + \frac{V_s}{V_0} X \cos \theta = C_1 \quad (4.32)$$

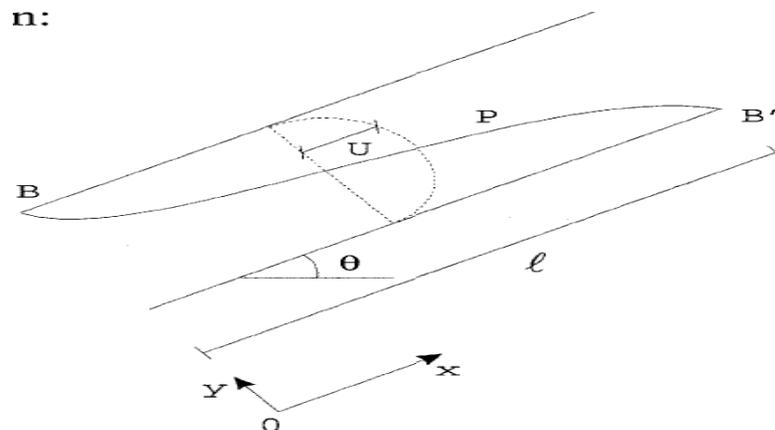
Donde:

$$Y = \frac{y}{d} \quad y \quad X = \frac{x}{d}$$

Suponiendo unas placas inclinadas con longitud L , con una velocidad de arrastre $U=f(y)$, la trayectoria límite de una partícula para decantar es una entrada por el punto B y retención en el punto B'. En este caso V_s será V_c .

Las condiciones límites extremas serían (ver Figura 4.14):

Figura 4.14



$$\text{Para } X = 0 \rightarrow Y = 1$$

$$\text{Para } X = 1 \rightarrow Y = 0$$

$$\text{Siendo } L = \frac{l}{d}$$

Para $Y = 0$,

$$\frac{V_c}{V_0} L \cos \theta = C_1$$

Para $X = 0$,

$$\left[\int \frac{U}{V_0} dY \right]_{Y=1} = \frac{V_c}{V_0} (\operatorname{sen} \theta + L \cos \theta) = Sc$$

Se puede conocer el valor de Sc cuando se conoce la distribución de la velocidad $U=f(y)$. Como valores aplicables pueden aceptarse los siguientes:

$$Sc = 4/3 = 1.33 \quad \text{para haces de tubos circulares}$$

$$Sc = 1.00 \quad \text{para placas paralelas, movimiento uniforme}$$

$$Sc = 11/8 = 1.38 \quad \text{para haces de tubos cuadrados}$$

Los resultados mejores se obtienen para valores de Sc bajos. Para placas, para mantener un movimiento uniforme, la relación de longitud a profundidad debe ser de 2 a 5. La longitud óptima es $L = 20$.

CARGA SUPERFICIAL EN LOS SEDIMENTADORES DE LAMELAS

La velocidad ascensional tiene el mismo significado para los sedimentadores de lamelas, que tiene para los sedimentadores convencionales.

$$V_c = \frac{Q}{S_H} \quad [m^3/m^2 \cdot d]$$

$$V_c = \frac{Sc \times V_0}{\text{sen } \theta + L \cos \theta}$$

Siendo V_0 la velocidad media, según OX, en $cm/s = 864 \text{ m/d}$, y suponiendo que la carga hidráulica sea igual a V_c , se puede escribir.

$$V_c = 864 \frac{Sc \times V_c}{\text{sen } \theta + L \cos \theta}$$

Conocidos V_c y Sc , la fórmula permite tantear con los valores de L y θ , para un mismo valor de V_0 .

Para sedimentadores en pisos, $\theta = 0$:

$$V_s \leq \frac{864 Sc V_0}{L}$$

La longitud de las placas se obtendrá por la relación 4.33:

$$L = \frac{1}{\cos \theta} \left[\frac{864 Sc V_0}{V_s} - \text{sen } \theta \right] = \frac{1}{e} \quad (4.33)$$

Según Yao y Torres la longitud de las placas, cuando están dispuestas paralelamente, se expresa de la forma siguiente:

$$l = \frac{\alpha V_0 e}{\cos \theta V_s} - e \tan \theta + \frac{0.058 V_0 e^2}{\nu}$$

Siendo:

ν = viscosidad

$\alpha = 1.34$

En todos los sedimentadores de lamelas se pierde una zona antes de establecerse el régimen laminar (zona de transición L').

La longitud a adoptar será la suma de la longitud L teórica del cálculo y la L' de transición.

DECANTADORES LAMINARES CON PLACAS INCLINADAS

Si los tubos o placas están inclinadas en un ángulo θ , siendo z la altura vertical, y en la distancia normal entre placas se tendrá (figura 4.14):

$$z = \frac{e}{\cos \theta}$$

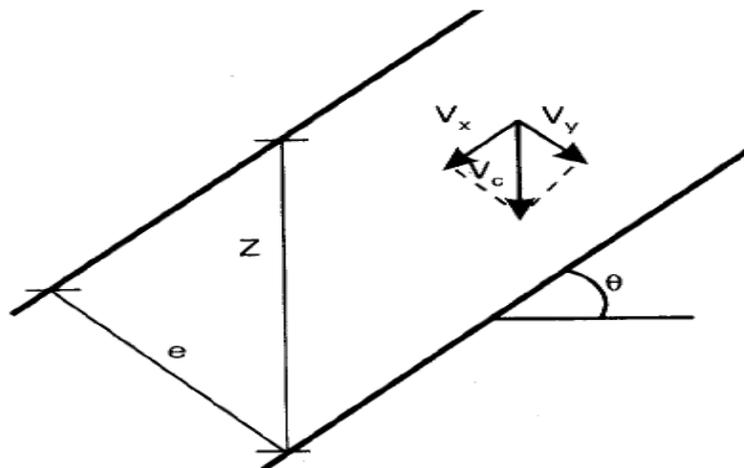
y con V_c la velocidad de caída de las partículas:

$$\frac{V_c}{z} = \frac{V_y}{e} = \frac{Q/A}{h}$$

En consecuencia:

$$\frac{V_c \cos \theta}{e} = \frac{Q/A}{h}$$

Figura 4.14



La superficie total de placas para el sedimentador será:

$$\Sigma = \frac{l \operatorname{sen} \theta}{e} \times L \times \lambda$$
$$\Sigma = \frac{l \times L \times \operatorname{sen} \theta \times Q/A}{V_c \times h \times \cos \theta} = L \times l \times \frac{Q/A}{V_c} \times \frac{1}{\cos \theta}, \text{ considerando } \lambda = 1$$

La superficie mínima se obtiene para $\theta = 52^\circ$.

$$\Sigma = L \times l \times \frac{Q/A}{V_c} \times 1.62$$

La separación entre placas será:

$$e = \frac{V_s}{Q/A} \times h \times \cos \theta$$

ESQUEMA DE CÁLCULO

La superficie del sedimentador lamelar⁴ será:

$$A = \frac{Q \times e}{V_c \times \cos \theta \times h}$$
$$A = \frac{97.2 \text{ m}^3/\text{h} \times 0.05 \text{ m}}{0.7 \text{ m}/\text{h} \times \cos 60^\circ \times 0.9 \text{ m}} = 15.4 \text{ m}^2$$

La superficie del sedimentador lamelar (A) es igual a:

$$A = L \times a$$

Los módulos lamelares modelo IFR-6041, de Brentwood Industries, tienen un ancho estándar de 2 pies (61 cm); por lo que, usando una configuración de 6 módulos, se requiere que el ancho del tanque sedimentador sea de 3.66 m.

Por consiguiente, el tanque sedimentador tendrá una longitud de:

$$L = \frac{A}{a} = \frac{15.4 \text{ m}^2}{3.66 \text{ m}} = 4.22 \text{ m}$$

⁴ GUTIÉRREZ LAVÍN, Antonio y BUENO, Julio L. Los Sedimentadores Lamelares en el Tratamiento de Aguas Residuales. España, Universidad de Oviedo.

4.3.8.- Tanque de contacto de cloro

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

1. Considerar dos tanques tipo flujo pistón horizontal con canales de mezclado y contacto.
2. El periodo de contacto debe ser mínimo de 30 minutos a caudal medio.
3. El cloro residual no deberá ser menor a 0.5 mg/l.
4. El equipo de cloración deberá ser capaz de enviar 1.5 veces la dosificación máxima.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Volumen requerido a caudal medio = $0.027 \text{ m}^3/\text{s} \times 30 \text{ min} \times 60 \text{ s/min} = 48.6 \text{ m}^3$.

Considerar 3 canales o secciones en el tanque y una profundidad promedio del agua de 1.8 m.

$$\text{Área total} = 48.6 \text{ m}^3 / 1.8 \text{ m} = 27 \text{ m}^2$$

$$\text{Área canal} = 27 \text{ m}^2 / 3 \text{ canales} = 9 \text{ m}^2$$

Considerando un ancho de canal de 1 m

$$\text{Longitud canal} = 9 \text{ m}^2 / 1 \text{ m} = 9 \text{ m}$$

Tiempo de residencia hidráulico a caudal medio:

$$\text{TRH} = \frac{1 \text{ m} \times 9 \text{ m} \times 1.8 \text{ m} \times 3}{2332.8 \text{ m}^3/\text{d}}$$

$$\text{TRH} = 0.021 \text{ d} = 30 \text{ min}$$

4.3.9.- Desinfección mediante hipoclorito de sodio

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

Cuando se utiliza el cloro para la desinfección del agua residual, los principales parámetros medibles, además de las variables ambientales como el pH o la temperatura, son el número de organismos y el cloro residual remanente después de un periodo de tiempo determinado.

Los resultados de numerosos ensayos han demostrado que cuando todos los parámetros físicos que controlan el proceso de cloración se mantienen constantes, la eficacia germicida de la desinfección, medida a partir de la supervivencia bacteriana, depende principalmente del cloro bactericida residual presente, R , y del tiempo de

contacto, t . También se ha constatado que, aumentando el valor de cualquiera de estas variables, R o t , y disminuyendo simultáneamente el valor de la otra, se puede alcanzar aproximadamente el mismo grado de desinfección. Por lo tanto, se puede concluir que la desinfección se puede expresar en función del valor del producto ($R \times t$).

1. El desinfectante que se utilizará es hipoclorito de sodio, debido a que este tipo de desinfectante reúne las características del desinfectante ideal.
2. El equipo de desinfección deberá tener una capacidad de dosificación de 1.5 veces la cantidad de cloro máxima necesaria.
3. La calidad del agua de salida (desinfectada), deberá presentar una concentración promedio inferior a 1000 NMP de coliformes fecales por cada 100 ml de agua.
4. La calidad del agua de salida (desinfectada), deberá presentar una concentración promedio inferior a 1 Huevo de Helminto por cada litro de agua.
5. El cloro residual no deberá ser menor a 0.5 mg/l.

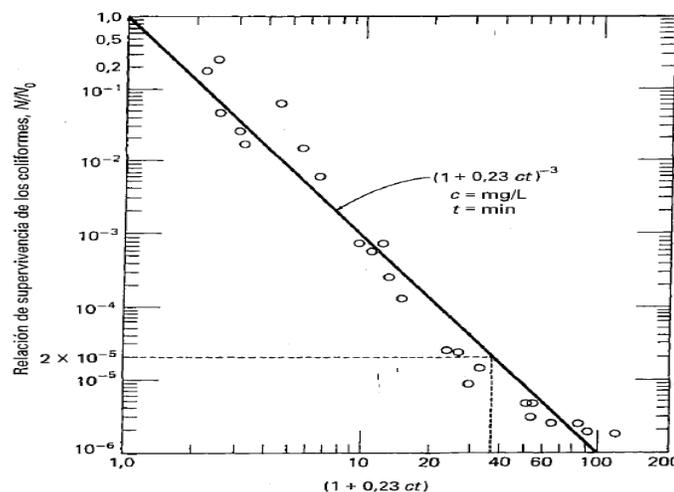
PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Se ha obtenido una relación que define la reducción en el número de organismos del efluente clorado:

$$\frac{N_t}{N_0} = (1 + 0.23 \times C_t \times t)^{-3} \quad (4.34)$$

Los datos a partir de los cuales se desarrolló esta teoría se muestran a continuación en la figura 4.15.

Figura 4.15. Supervivencia de coliformes en un tanque de contacto de cloro en función del cloro residual y del tiempo de contacto



En seguida se estima la concentración de cloro residual que se debe mantener para conseguir una cantidad de coliformes igual o inferior a 1000 NMP/100 mL en el efluente de la planta, suponiendo que el contenido de coliformes fecales en el afluente al tanque de contacto de cloro es de 4.9×10^7 NMP/100 mL. El tiempo de contacto exigido es de 30 min.

Determinación del cloro residual necesario para cumplir los requisitos en el vertido del efluente de la planta, utilizando la ecuación (4.34).

$$\frac{N_t}{N_o} = (1 + 0.23 \times C_t \times t)^{-3}$$

$$\frac{1 \times 10^3}{4.9 \times 10^7} = (1 + 0.23 \times C_t \times t)^{-3}$$

$$2 \times 10^{-5} = (1 + 0.23 \times C_t \times t)^{-3}$$

$$1 + 0.23 \times C_t \times t = 36.6$$

$$C_t \times t = \frac{(36.6 - 1)}{0.23}$$

$$C_t \times t = 154.8$$

Para $t = 30$ min,

$$C_t = \frac{154.8}{30} = 5.2 \text{ mg/l}$$

La capacidad del equipo de cloración se seleccionará asegurando el cumplimiento de la calidad del efluente de la planta (cantidad de coliformes fecales igual o inferior a 1000 NMP/100 mL). Especificado el contenido de cloro residual en el efluente (5.2 mg/L), la cantidad de cloro a aplicar se deberá determinar experimentalmente.

El caudal a la salida del tanque de cloración se medirá mediante un aforador Parshall. Los dispositivos de control de la cloración, proporcional al caudal, pueden funcionar a partir de estas mediciones del caudal. La determinación final de la eficiencia del tanque de cloración se debe basar en el análisis de muestras para la comprobación del cloro residual y del NMP de organismos coliformes.

4.3.10.- Deshidratación de lodos

BASES Y CRITERIOS DE DISEÑO

1. Se considera un sistema de deshidratación de lodos mediante lechos de secado.

2. El lodo deberá ser acondicionado posterior al secado, para su reutilización o disposición final.
3. El diámetro del tubo principal de drenado no debe ser menor de 6 plg, a fin de garantizar un drenado eficiente.
4. La pendiente del lecho no debe ser menor de 1%.
5. El espaciamiento entre lechos debe ser de 2.5 m como mínimo, a fin de facilitar las labores de mantenimiento y retiro del lodo deshidratado.
6. El lecho de filtrado debe estar compuesto de 25 cm de grava de 3 a 25 mm de diámetro y de 15 cm de arena de 0.3 a 1.2 mm de diámetro.
7. El valor de peso específico para el lodo de alimentación, será asumido de 1.03 gr/cm³.

PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Para reactores UASB se considera una producción de lodos de 0.1 kg/m³ del caudal influente.

$$\text{Producción de lodo} = 4665.6 \text{ m}^3/\text{d} \times 0.1 \text{ kg/m}^3 = 466.6 \text{ kg/d}$$

$$\text{Volumen de lodo a deshidratar} = \frac{\text{Producción de lodos}}{\text{Gravedad específica del lodo} \times \text{Concentración de sólidos}}$$

$$\text{Volumen de lodo a deshidratar} = \frac{466.6 \text{ kg/d} \times 1000 \text{ gr/kg}}{1.03 \text{ gr/cm}^3 \times 0.09} \times \left(\frac{1.0 \text{ m}}{100 \text{ cm}}\right)^3 = 5 \text{ m}^3/\text{d}$$

El área requerida para el lecho de secado se calcula como:

$$A = \frac{\text{Volumen de lodo a deshidratar} \times \text{Tiempo de secado del lodo}}{\text{Altura del medio filtrante}} = \frac{5 \text{ m}^3/\text{d} \times 30 \text{ d}}{0.40 \text{ m}}$$

$$A = 377.5 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, es necesario la construcción de un lecho de secado de 19.45 m × 19.45 m × 0.4 m de altura.

4.4.- DISEÑO HIDRÁULICO

Una parte importante de un diseño, radica en establecer las condiciones para que la operación de la planta de tratamiento sea esencialmente por gravedad, para esto es necesario calcular la bomba que eleve el agua a un punto a partir del cual hidráulicamente se trabaje por gravedad, de esta manera se determinaron las pérdidas de carga correspondientes a las tuberías y accesorios dentro del diseño de la planta,

con la capacidad para conducir tanto el gasto medio, como el gasto máximo y las unidades de proceso se diseñaron para un gasto medio.

El emisor proyecto recibirá todas las aportaciones de aguas residuales provenientes de los colectores identificados en la cabecera municipal de Jaral del Progreso (referidas en el capítulo 2 del presente estudio), y las transportará hasta la planta de tratamiento de aguas residuales. La cota de plantilla del emisor en la entrada al pretratamiento es la elevación 1708.13 msnm.

A partir de ese punto, se construirán los canales sobre los que se instalarán las rejillas de cribado grueso y medio y posteriormente el desarenador.

El cárcamo es el único punto del tratamiento, en donde las condiciones topográficas nos obligan a considerar equipos de bombeo para elevar el agua hasta la parte superior de los reactores anaerobios UASB, para después trabajar por gravedad, el resto de la línea de agua.

4.4.1.- Cálculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo de la línea de conducción del cárcamo de bombeo a la hidrocriba estática

CÁLCULO DEL DIÁMETRO Y PÉRDIDAS DE CARGA

El diámetro interior de la sección transversal de la tubería de la conducción, se obtiene aplicando la ecuación 4.35.

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \quad (4.35)$$

El diámetro se diseñará para velocidades mínima de 0.6 m/s y máxima de 2.0 m/s (velocidad de diseño de 1.0 m/s), considerando los siguientes datos de caudales:

Qmín: 27 L/s

Qbombeo: 27 L/s

Qmáx: 81 L/s

Qd tubería: 54 L/s

El diámetro de la descarga de la bomba se calculará aplicando el caudal de bombeo, resultando así que:

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.027 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.1854 \text{ m}$$

El valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de acero al carbono de diámetro nominal de 6 plg.

Se verificará la velocidad del flujo aplicando la ecuación 4.36:

$$V = \frac{4 \times Q_b}{\pi \times D_c^2} \quad (4.36)$$

$$V = \frac{4 \times 0.027 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.1555 \text{ m})^2} = 1.42 \text{ m/s}$$

De igual modo, el diámetro de la conducción hasta la hidrocriba estática se calculará aplicando el caudal de diseño de la tubería.

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.054 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.2622 \text{ m}$$

En este caso el valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de polietileno de alta densidad (PAD) de diámetro nominal de 12 plg.

Se verificará la velocidad del flujo, para el caudal de diseño y para el caudal máximo, aplicando también la ecuación de continuidad:

$$V \text{ (para } Q_d) = \frac{4 \times 0.054 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.274 \text{ m})^2} = 0.92 \text{ m/s}$$

$$V \text{ (para } Q_{\max}) = \frac{4 \times 0.081 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.274 \text{ m})^2} = 1.37 \text{ m/s}$$

Estas velocidades se encuentran dentro del rango de velocidades permisibles según criterios de diseño ($0.6 \text{ m/s} \leq V \leq 2.0 \text{ m/s}$).

Obtenidas las velocidades de flujo en la descarga de la bomba y en la conducción hacia el reactor UASB, se procede al cálculo de la pérdida de carga por fricción en la línea utilizando para esto la ecuación de Hazen-Williams expresada con la ecuación 4.37:

$$Q_b = 0.2785 \times C \times D_c^{2.63} \times S^{0.54} \quad (4.37)$$

$$S = \left[\frac{Q_b}{0.2785 \times C \times D_c^{2.63}} \right]^{1.85}$$

$$H_f = S \times L$$

La pérdida de carga por fricción se calcula empleando la fórmula 4.37 de Hazen-Williams, siendo aplicada con los siguientes datos de la Tabla 4.14:

Tabla 4.14 Datos para calcular la pérdida de fricción

Longitud de la tubería de la conducción a la hidrocriba estática:	49.5 m
Longitud de la tubería de descarga de la bomba:	8.1 m
Diámetro nominal de la tubería de la conducción a la hidrocriba estática:	12 plg
Diámetro interno de la tubería de la conducción a la hidrocriba estática:	0.274 m
Diámetro nominal de la tubería de descarga de la bomba:	6 plg
Diámetro interno de la tubería de descarga de la bomba:	0.1555 m
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de PAD:	150
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de acero:	125

$$H_f (\text{conducción}) = \left[\frac{0.054 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 150 \times (0.274 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 49.5 \text{ m}$$

$$H_f (\text{conducción}) = 0.12 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de descarga de la bomba}) = \left[\frac{0.027 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 125 \times (0.1555 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 8.1 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de descarga de la bomba}) = 0.12 \text{ m}$$

Las pérdidas locales se determinan utilizando el teorema 4.38 de Borde-Belanger teniendo en cuenta los accesorios y los cambios de dirección de los tramos de tubería durante su instalación.

$$H_l = \sum k \times \frac{V^2}{2g} \quad (4.38)$$

Donde k depende del accesorio por donde transita el flujo (codos, válvulas, entradas, salidas, reducciones, tes, yes, uniones, etc.).

Para la conducción a la hidrocriba estática (tubería de polietileno de alta densidad de diámetro nominal 12 plg) y para la descarga de la bomba (tubería de acero al carbono de diámetro nominal 6 plg), se ha definido respectivamente, según el perfil de la línea, el uso de los siguientes accesorios con sus respectivos valores del coeficiente de

pérdidas locales k detallados en las siguientes tablas 4.15 a y 4.15 b, obtenidos de textos especializados en hidráulica.

Tabla 4.15 a

Accesorio	Cantidad	k	Total
<i>Conducción a la criba hidrostática</i>			
Codo 45° x 12"	2.0	0.16	0.32
Codo 90° x 12"	6.0	0.24	1.44
Reducción 12" x 6"	2.0	0.28	0.56
Medidor de caudal 6"	1.0	5.40	5.40
Sumatoria de k			7.72
Velocidad (m/s)			0.92

Tabla 4.15 b

Accesorio	Cantidad	k	Total
<i>Descarga de la bomba</i>			
Codo 45° x 6"	1.0	0.18	0.18
Codo 90° x 6"	1.0	0.28	0.28
Válvula check 6"	1.0	6.50	6.50
Válvula de compuerta 6"	1.0	1.05	1.05
Bifurcación (unión)	1.0	0.32	0.32
Sumatoria de k			8.33
Velocidad (m/s)			1.42

Entonces reemplazando los datos en la expresión de pérdida local resulta:

$$H_1 (\text{conducción}) = 7.72 \times \frac{(0.92 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.33 \text{ m}$$

$$H_1 (\text{descarga de la bomba}) = 8.33 \times \frac{(1.42 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.86 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga totales} = 0.12 \text{ m} + 0.12 \text{ m} + 0.33 \text{ m} + 0.86 \text{ m} = 1.43 \text{ m}$$

SELECCIÓN DE LA BOMBA

El programa Xylect, en su versión on line en el sitio web <http://www.xylect.com>, puede ser usado como herramienta de selección de la bomba más adecuada para su aplicación. El programa guía a través de una serie de elecciones (caudal total de diseño, altura de impulsión total, altura estática, tipo de instalación, número de bombas, etc.) y, basado en esa información, el programa Xylect presentará un rango de bombas que se ajustan a los parámetros ingresados.

A partir de dicha selección se pueden visualizar y/o imprimir las curvas de rendimiento, características técnicas, planos de dimensiones y las opciones de fabricación de la bomba.

Para la selección de la bomba que se instalará en la línea de conducción del cárcamo de bombeo a la hidrocriba estática, se han considerado los siguientes parámetros:

Caudal total de bombeo [Q _b]:	54 l/s
Tipo de instalación:	Bombas en paralelo
No. de bombas en paralelo:	2 + bomba de reserva
Caudal de bombeo por unidad [Q _b / 2]:	27 l/s
Altura de impulsión total:	17.01 m + 1.43 m = 18.44 m
Altura estática:	17.01 m

En las siguientes figuras se visualizan las curvas de funcionamiento, de una bomba (Figura 4.16) y de las bombas en paralelo, las especificaciones técnicas (Figura 4.17) y el plano de dimensiones (Figura 4.18), de la bomba seleccionada (motobomba marca Flygt, modelo NP3153.181HT).

Figura 4.16. Curvas de funcionamiento de una bomba

Bomba

Diam. de salida 100 mm
 Inlet diameter 150 mm
 Impeller diameter 239 mm
 Number of blades 2

Motor

Motor # N3153.181 21-15-4AA-W 12hp
 Stator variant
 Frecuencia 60 Hz
 Rated voltage 460 V
 N° de polos 4
 Fases 3~
 Potencia nominal 8,95 kW
 Corriente nominal 16 A
 Corriente de arranque 112 A
 Velocidad nominal 1765 1/min

Factor de potencia
 1/1 Load 0,80
 3/4 Load 0,73
 1/2 Load 0,60
 Eficiencia
 1/1 Load 88,0 %
 3/4 Load 88,5 %
 1/2 Load 87,0 %

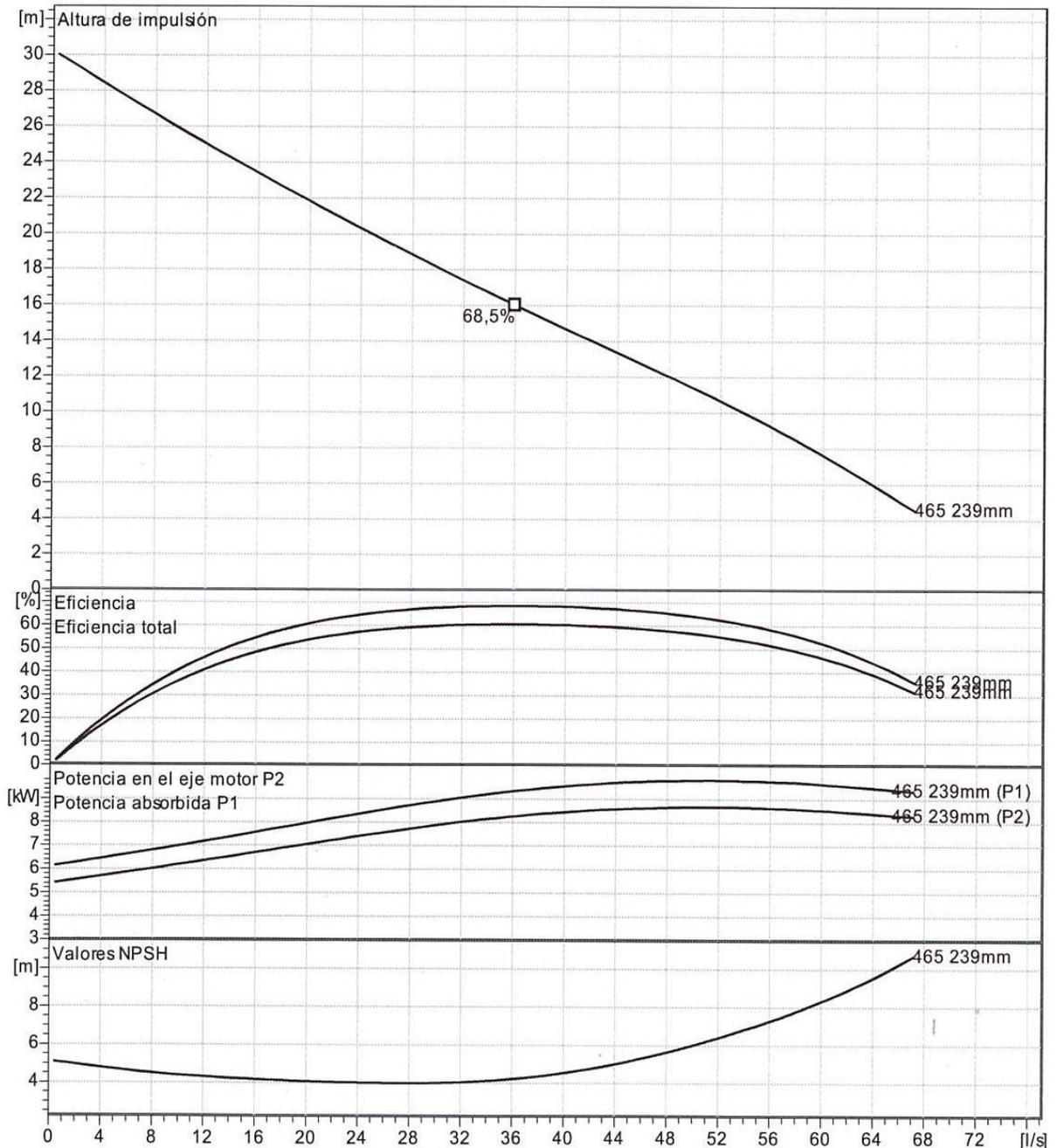
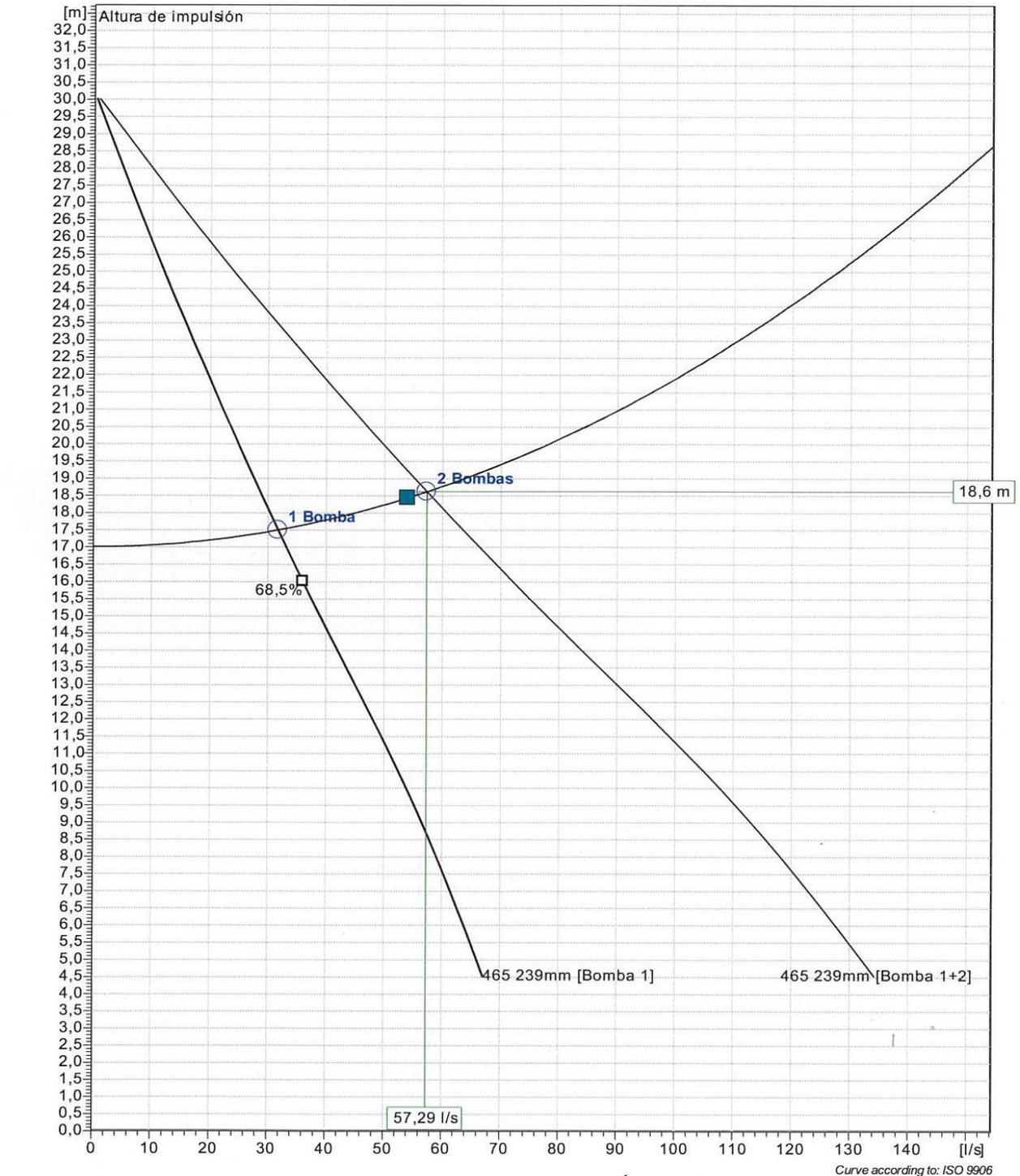
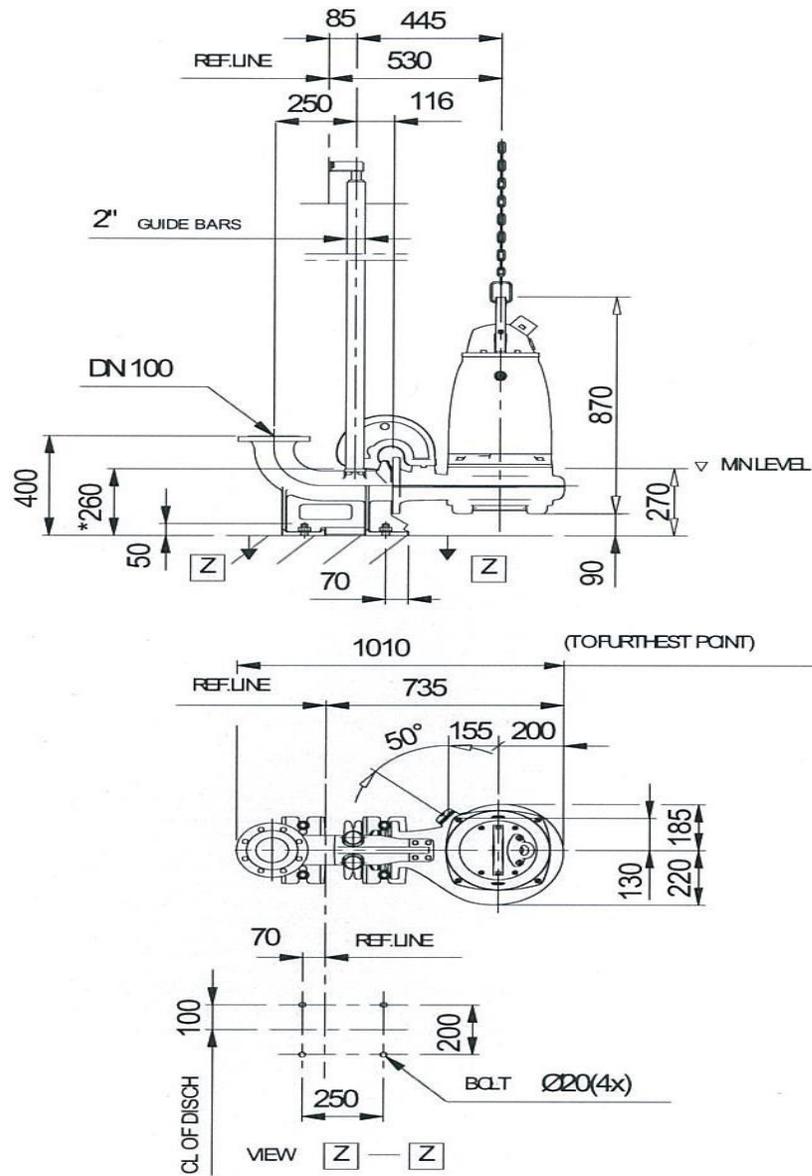


Figura 4.17. Especificaciones técnicas de bombas en paralelo



Pumps running /System	Individual pump			Total			Hyd. eff.	Specific energy	NPSHre
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power			
2	28,6 l/s	18,6 m	7,78 kW	57,3 l/s	18,6 m	15,6 kW	67,2 %	0,0851 kWh/m ³	3,98 m
1	31,7 l/s	17,5 m	8 kW	31,7 l/s	17,5 m	8 kW	68,1 %	0,079 kWh/m ³	4,03 m

Figura 4.18. Plano de dimensiones de la bomba seleccionada



* DIMENSION TO ENDS OF GUIDE BARS

Siguiendo con la descripción del perfil, una vez que se ha introducido el agua a los reactores anaerobios UASB, que es donde el agua es separada del lodo, ésta sale y es conducida por tuberías de PAD de 10 plg de diámetro, hasta el filtro percolador, después es conducida hasta un sedimentador lamelar, y de aquí el agua es enviada a la etapa de desinfección; todos estos ciclos apuntados funcionan por gravedad.

Los lodos de desecho serán enviados, por gravedad, a través de una tubería de PAD de 4 plgs. de diámetro, hasta los lechos de secado para su deshidratación, y finalmente se deberán disponer de acuerdo a sus características.

4.4.2.- Cálculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo de la línea de conducción del cárcamo de bombeo para desviar las excedencias de aguas crudas

CÁLCULO DEL DIÁMETRO Y PÉRDIDAS DE CARGA

Se consideran los siguientes datos de caudales:

$$Q_{\text{bombeo}}: 70 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{d tubería}}: 140 \text{ L/s}$$

El diámetro de la descarga de la bomba se obtiene aplicando el caudal de bombeo, resultando así que:

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.07 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.2985 \text{ m}$$

El valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de acero al carbono de diámetro nominal de 10 plg.

Se verificará la velocidad del flujo aplicando la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 \times 0.07 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.2603 \text{ m})^2} = 1.32 \text{ m/s}$$

De igual forma, el diámetro de la conducción hasta el sitio de demasías se calculará aplicando el caudal de diseño de la tubería.

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.14 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.4222 \text{ m}$$

En este caso el valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de PAD de diámetro nominal de 18 plg.

Se verificará la velocidad del flujo, para el caudal de bombeo y para el caudal de la conducción, aplicando también la ecuación de continuidad:

$$V (\text{para } Q_{\text{bombeo}}) = \frac{4 \times 0.07 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.3868 \text{ m})^2} = 0.60 \text{ m/s}$$

$$V (\text{para } Q_{\text{d tubería}}) = \frac{4 \times 0.14 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.3868 \text{ m})^2} = 1.19 \text{ m/s}$$

Estas velocidades se encuentran dentro del rango de velocidades permisibles según criterios de diseño.

Obtenidas las velocidades de flujo en la descarga de la bomba y en la conducción para desviar las excedencias de aguas crudas, se procede al cálculo de la pérdida de carga por fricción en la línea utilizando para esto la ecuación 4.36 de Hazen-Williams, siendo aplicada con los siguientes datos de la tabla 4.16:

Tabla 4.16 Datos para calcular la pérdida de fricción

Longitud de la tubería de la conducción para desviar las excedencias de aguas crudas:	60.7 m
Longitud de la tubería de descarga de la bomba:	8.1 m
Diámetro nominal de la tubería de la conducción para desviar las excedencias de aguas crudas:	18 plg
Diámetro interno de la tubería de la conducción para desviar las excedencias de aguas crudas:	0.3868 m
Diámetro nominal de la tubería de descarga de la bomba:	10 plg
Diámetro interno de la tubería de descarga de la bomba:	0.2603 m
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de PAD:	150
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de acero:	125

$$H_f (\text{conducción}) = \left[\frac{0.14 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 150 \times (0.3868 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 60.7 \text{ m}$$

$$H_f (\text{conducción}) = 0.16 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de descarga de la bomba})$$

$$= \left[\frac{0.07 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 125 \times (0.2603 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 8.1 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de descarga de la bomba}) = 0.06 \text{ m}$$

Las pérdidas locales se determinan utilizando el teorema de Borde-Belanger teniendo en cuenta los accesorios y los cambios de dirección de los tramos de tubería durante su instalación.

Para la conducción que desvía las excedencias de aguas crudas al dren Ócalo (tubería de polietileno de alta densidad de diámetro nominal 18 plg.) y para la descarga de la bomba (tubería de acero al carbono de diámetro nominal 10 plg), se ha definido

respectivamente, según el perfil de la línea, el uso de los siguientes accesorios con sus correspondientes valores del coeficiente de pérdidas locales k detallados en las siguientes tablas 4.17 a y 4.17 b.

Tabla 4.17 a

Accesorio	Cantidad	k	Total
<i>Conducción que desvía las excedencias de aguas crudas</i>			
Codo 45° x 18"	3.0	0.15	0.45
Codo 90° x 18"	1.0	0.22	0.22
Sumatoria de k			0.67
Velocidad (m/s)			1.19

Tabla 4.17 b

Accesorio	Cantidad	k	Total
<i>Descarga de la bomba</i>			
Codo 45° x 10"	1.0	0.16	0.16
Codo 90° x 10"	1.0	0.25	0.25
Válvula check 10"	1.0	4.50	4.50
Válvula de compuerta 10"	1.0	0.65	0.65
Bifurcación (unión)	1.0	0.32	0.32
Sumatoria de k			5.88
Velocidad (m/s)			1.32

Y reemplazando los datos en la expresión de pérdida local resulta:

$$H_1 (\text{conducción}) = 0.67 \times \frac{(1.19 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.05 \text{ m}$$

$$H_1 (\text{descarga de la bomba}) = 5.88 \times \frac{(1.32 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.52 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga totales} = 0.16 \text{ m} + 0.06 \text{ m} + 0.05 \text{ m} + 0.52 \text{ m} = 0.79 \text{ m}$$

SELECCIÓN DE LA BOMBA

El programa Xylect, en su versión on line en el sitio web <http://www.xylect.com>, puede ser usado como herramienta de selección de la bomba más adecuada para su aplicación. El programa guía a través de una serie de elecciones (caudal total de diseño, altura de impulsión total, altura estática, tipo de instalación, número de bombas, etc.) y, basado en esa información, el programa Xylect presentará un rango de bombas que se ajustan a los parámetros ingresados.

A partir de dicha selección se pueden visualizar y/o imprimir las curvas de rendimiento, características técnicas, planos de dimensiones y las opciones de fabricación de la bomba.

Para la selección de la bomba que se instalará en la línea de conducción del cárcamo de bombeo para desviar las excedencias de aguas crudas, se han considerado los siguientes parámetros:

Caudal total de bombeo [Q _b]:	140 l/s
Tipo de instalación:	Bombas en paralelo
No. de bombas en paralelo:	2
Caudal de bombeo por unidad [Q _b / 2]:	70 L/s
Altura de impulsión total:	7.25 m + 0.79 m = 8.04 m
Altura estática:	7.25 m

Las curvas de funcionamiento, de una bomba y de las bombas en paralelo, las especificaciones técnicas y el plano de dimensiones, de la bomba seleccionada (motobomba marca Flygt, modelo NP3153.181LT), se visualizan al igual que en el apartado 4.4.1, considerando los mismos patrones que en las figuras 4.16, 4.17 y 4.18.

4.4.3.- Cálculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo de la línea de conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador

CÁLCULO DEL DIÁMETRO Y PÉRDIDAS DE CARGA

Se consideran los siguientes datos de caudales:

$$Q_{\text{bombeo}}: 13.5 \text{ L/s}$$

$$Q_{\text{d tubería}}: 27 \text{ L/s}$$

El diámetro de la descarga de la bomba se obtiene aplicando el caudal de bombeo, resultando así que:

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.0135 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.1311 \text{ m}$$

El valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de acero al carbono de diámetro nominal de 4 plg.

Se verificará la velocidad del flujo aplicando la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 \times 0.0135 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.1023 \text{ m})^2} = 1.64 \text{ m/s}$$

De igual modo, el diámetro de la conducción hasta el filtro percolador se calculará aplicando el caudal de diseño de la tubería.

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.027 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.1854 \text{ m}$$

En este caso el valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de PAD de diámetro nominal de 8 plg.

Se verificará la velocidad del flujo, para el caudal de diseño, aplicando también la ecuación de continuidad:

$$V (\text{para } Q_d) = \frac{4 \times 0.027 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.1853 \text{ m})^2} = 1.00 \text{ m/s}$$

Estas velocidades se encuentran dentro del rango de velocidades permisibles según criterios de diseño.

Obtenidas las velocidades de flujo en la descarga de la bomba y en la conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador, se procede al cálculo de la pérdida de carga por fricción en la línea utilizando para esto la ecuación 4.36 de Hazen-Williams, siendo aplicada con los siguientes datos de la tabla 4.18:

Tabla 4.18 Datos para calcular la pérdida de fricción

Longitud de la tubería de la conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador:	29.7 m
Longitud de la tubería de descarga de la bomba:	2.6 m
Diámetro nominal de la tubería de la conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador:	8 plg
Diámetro interno de la tubería de la conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador:	0.1853 m
Diámetro nominal de la tubería de descarga de la bomba:	4 plg
Diámetro interno de la tubería de descarga de la bomba:	0.1023 m
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de PAD:	150
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de acero:	125

$$H_f (\text{conducción}) = \left[\frac{0.027 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 150 \times (0.1853 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 29.7 \text{ m}$$

$$H_f (\text{conducción}) = 0.14 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de descarga de la bomba}) = \left[\frac{0.0135 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 125 \times (0.1023 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 2.6 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de descarga de la bomba}) = 0.08 \text{ m}$$

Las pérdidas locales se determinan utilizando el teorema de Borde-Belanger teniendo en cuenta los accesorios y los cambios de dirección de los tramos de tubería durante su instalación. Para la conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador (tubería de polietileno de alta densidad de diámetro nominal 8 plg.) y para la descarga de la bomba (tubería de acero al carbono de diámetro nominal 4 plg), se ha definido respectivamente, según el perfil de la línea, el uso de los siguientes accesorios con sus respectivos valores del coeficiente de pérdidas locales k detallados en las siguientes tablas 4.19 a y 4.19 b.

Tabla 4.19 a

Accesorio	Cantidad	k	Total
Conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador			
Codo 45° x 8"	3.0	0.17	0.51
Codo 90° x 8"	3.0	0.26	0.78
Reducción 8" x 4"	2.0	0.28	0.56
Medidor de caudal 4"	1.0	5.40	5.40
Sumatoria de k			7.25
Velocidad (m/s)			1.00

Tabla 4.19 b

Accesorio	Cantidad	k	Total
Descarga de la bomba			
Codo 90° x 4"	2.0	0.30	0.60
Válvula check 4"	1.0	8.00	8.00
Válvula de compuerta 4"	1.0	0.20	0.20
Bifurcación (unión)	1.0	0.32	0.32
Sumatoria de k			9.12
Velocidad (m/s)			1.64

Y reemplazando los datos en la expresión de pérdida local resulta:

$$H_1 (\text{conducción}) = 7.25 \times \frac{(1.00 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.37 \text{ m}$$

$$H_1 (\text{descarga de la bomba}) = 9.12 \times \frac{(1.64 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 1.25 \text{ m}$$

$$\text{Pérdidas de carga totales} = 0.14 \text{ m} + 0.08 \text{ m} + 0.37 \text{ m} + 1.25 \text{ m} = 1.84 \text{ m}$$

SELECCIÓN DE LA BOMBA

El programa Xylect, en su versión on line en el sitio web <http://www.xylect.com>, puede ser usado como herramienta de selección de la bomba más adecuada para su aplicación.

El programa guía a través de una serie de elecciones (caudal total de diseño, altura de impulsión total, altura estática, tipo de instalación, número de bombas, etc.) y, basado en esa información, el programa Xylect presentará un rango de bombas que se ajustan a los parámetros ingresados.

A partir de dicha selección se pueden visualizar y/o imprimir las curvas de rendimiento, características técnicas, planos de dimensiones y las opciones de fabricación de la bomba.

Para la selección de la bomba que se instalará en la línea de conducción del cárcamo de recirculación al filtro percolador, se han considerado los siguientes parámetros:

Caudal total de bombeo [Q _b]:	27 L/s
Tipo de instalación:	Bombas en paralelo
No. de bombas en paralelo:	2
Caudal de bombeo por unidad [Q _b / 2]:	13.5 L/s
Altura de impulsión total:	7.10 m + 1.84 m = 8.94 m
Altura estática:	7.10 m

Las curvas de funcionamiento, de una bomba y de las bombas en paralelo, las especificaciones técnicas y el plano de dimensiones, de la bomba seleccionada (motobomba marca Flygt, modelo CP3102.181MT), se visualizan al igual que en el apartado 4.4.1, considerando los mismos patrones que en las figuras 4.16, 4.17 y 4.18.

4.4.4.- Cálculo del diámetro de la tubería y del equipo de bombeo para enviar los lodos del sedimentador lamelar al cárcamo de bombeo

CANTIDAD DE LODOS EVACUADOS DEL SEDIMENTADOR LAMELAR

El caudal de lodos que se extrae del sistema como lodo en exceso, desde el sedimentador lamelar, es fundamental para controlar el proceso y por esta razón la frecuencia y tiempo de funcionamiento de la bomba de purga de lodos en exceso. La cantidad de lodos evacuados del sistema se obtiene del siguiente modo:

$$\text{DBO}_5 \text{ removida} = 2332.8 \text{ m}^3/\text{d} \times (109 \text{ mg/l} - 60 \text{ mg/l}) \times 1000 \text{ l/m}^3 \times 1 \times 10^{-6} \text{ kg/mg}$$

$$\text{DBO}_5 \text{ removida} = 114.3 \text{ kg/d}$$

$$\text{Cantidad de lodos evacuados} = 114.3 \text{ kg/d} \times 0.6 \text{ kg lodo/kg DBO}_5/\text{d} = 68.6 \text{ kg lodo/d}$$

$$\text{Volumen de lodos evacuados} = \frac{\text{Producción de lodos}}{\text{Gravedad específica del lodo} \times \text{Concentración de sólidos}}$$

$$\text{Volumen de lodos evacuados} = \frac{68.6 \text{ kg lodo/d} \times 1000 \text{ gr/kg}}{1.03 \text{ gr/cm}^3 \times 0.01} \times \left(\frac{1.0 \text{ m}}{100 \text{ cm}} \right)^3$$

$$\text{Volumen de lodos evacuados} = 6.7 \text{ m}^3/\text{d}$$

CÁLCULO DEL DIÁMETRO Y PÉRDIDAS DE CARGA

El diámetro interior de la sección transversal de la tubería de la conducción de lodos, se obtiene aplicando la ecuación de continuidad, ya referida en el apartado de Cálculo del Diámetro de la tubería y pérdidas de carga del presente subcapítulo.

De igual manera, el diámetro se diseñará para velocidades mínima de 0.6 m/s y máxima de 2.0 m/s.

El caudal de bombeo es función de la producción diaria de lodos y del tiempo de bombeo. Se suponen las siguientes condiciones de operación de la bomba de purga de lodos en exceso.

Frecuencia de funcionamiento de la bomba: 2 veces/d (cada 12 horas)

Lodo acumulado en el sedimentador lamelar entre periodos de funcionamiento de la bomba: 3.35 m³/12h

Tiempo de funcionamiento de la bomba: 10 minutos

Cantidad de lodos a ser evacuados en el tiempo de funcionamiento de la bomba: 20.1 m³/h

Por consiguiente, se consideran los siguientes datos de caudales:

Qbombeo: 5.58 l/s

Qd tubería: 5.58 l/s

El diámetro de la descarga de la bomba, que en este caso es igual al diámetro de la conducción que envía los lodos del sedimentador lamelar al cárcamo de bombeo, se obtiene aplicando el caudal de diseño, resultando así que:

$$D_c = \sqrt{\frac{4 \times 0.00558 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times 1.0 \text{ m/s}}} = 0.0843 \text{ m}$$

El valor obtenido corresponde al diámetro interior de una tubería comercial de polietileno de alta densidad (PAD) de diámetro nominal de 3 plg.

Se verificará la velocidad del flujo, aplicando la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 \times 0.00558 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.0752 \text{ m})^2} = 1.26 \text{ m/s}$$

Para el bombeo de lodos, se ha desarrollado un método de cálculo de pérdida de carga utilizando las propiedades de flujo del lodo. Se utilizan dos números adimensionales para el cálculo de la caída de presión debido a la fricción del lodo: el número de Reynolds y el número de Hedstrom. El Reynolds se calcula utilizando la ecuación (4.39).

$$Re = \frac{\rho V D}{\eta} \quad (4.39)$$

El número de Hedstrom se calcula mediante la ecuación (4.40).

$$He = \frac{D^2 S_y \rho}{\eta^2} \quad (4.40)$$

$$Re = \frac{1030 \text{ kg/m}^3 \times 1.26 \text{ m/s} \times 0.0752 \text{ m}}{0.0019 \text{ kg/m} \cdot \text{s}}$$

$$Re = 51\,366$$

$$He = \frac{(0.0752 \text{ m})^2 \times 0.1 \text{ N/m}^2 \times 1030 \text{ kg/m}^3}{(0.0019 \text{ kg/m} \cdot \text{s})^2}$$

$$He = 161\,349$$

En las Figuras 4.19 y 4.20 se muestran los valores típicos de ambos coeficientes (Mulbarger et al., 1991), los cuales presentan amplios intervalos de variación (las líneas discontinuas indican los límites superiores e inferiores).

Figura 4.19. Coeficiente de rigidez respecto al porcentaje de sólidos totales

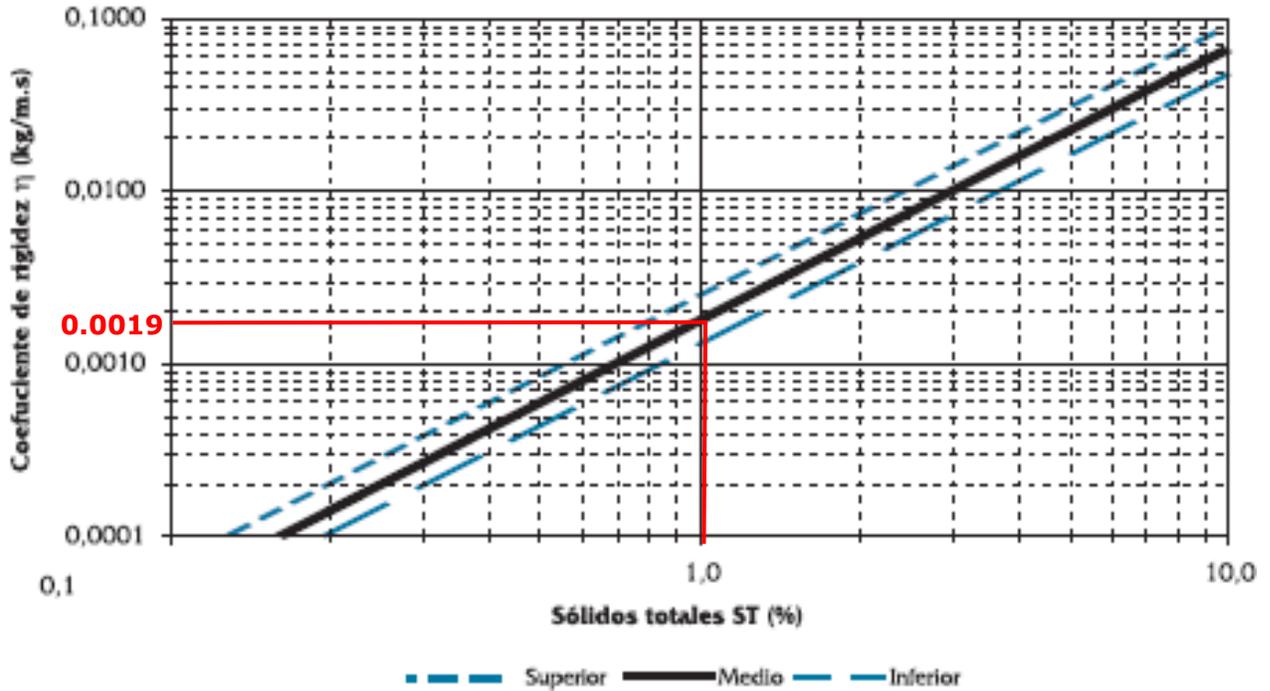
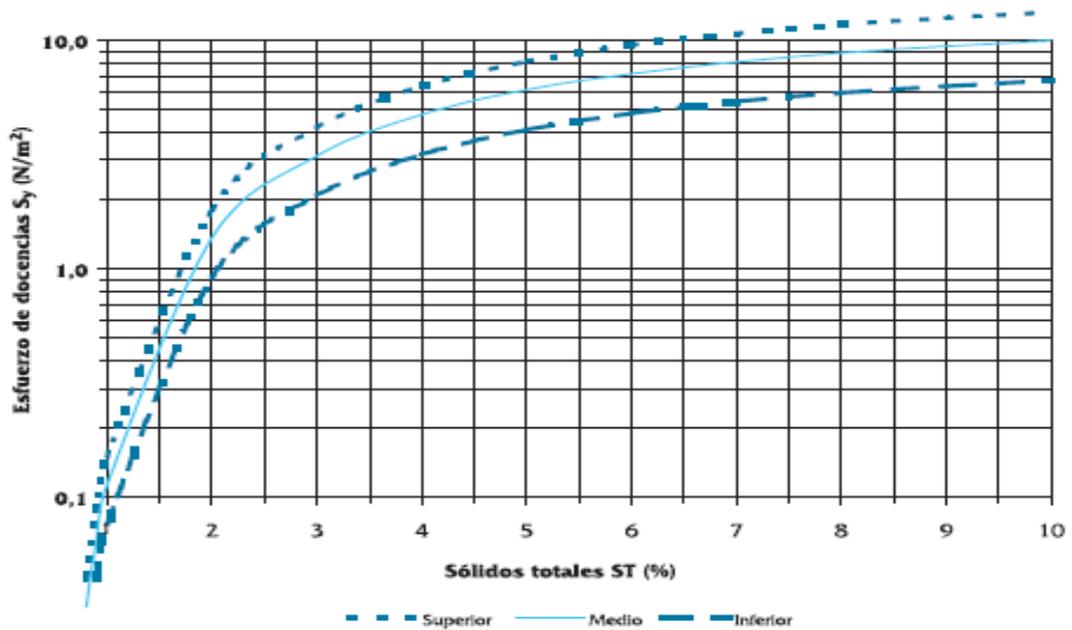
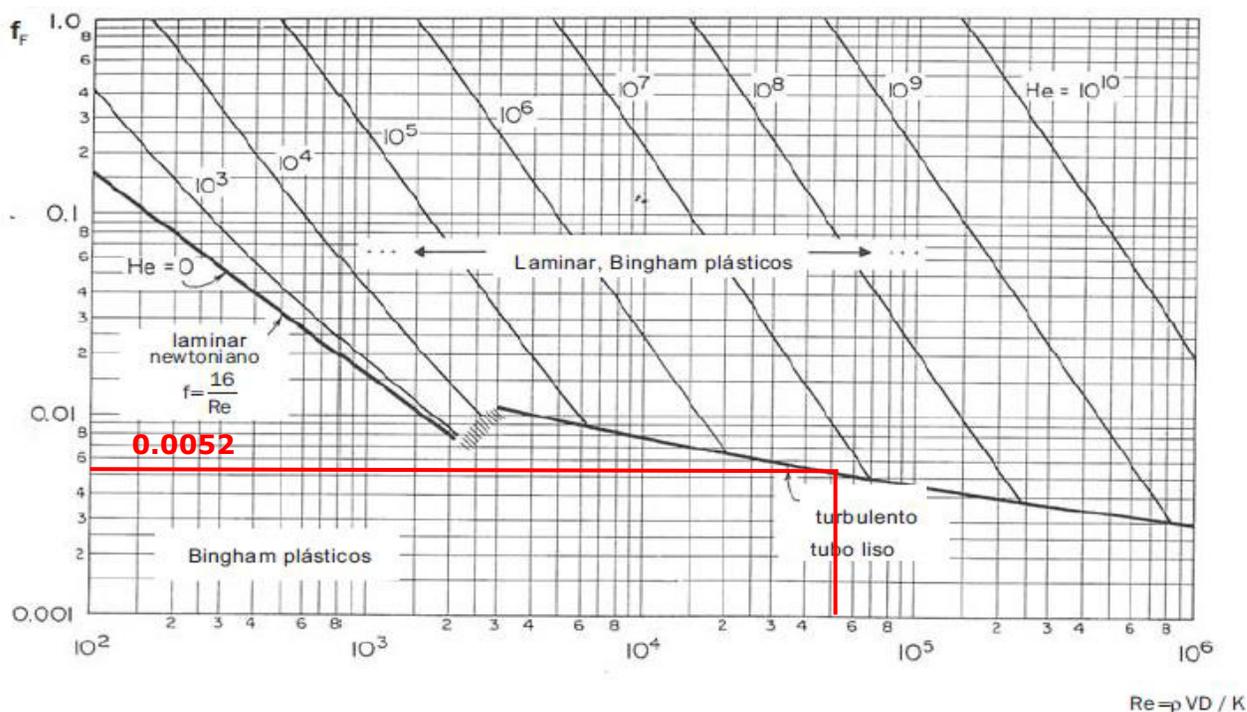


Figura 4.20. Esfuerzo de cedencia respecto al porcentaje de sólidos totales



Utilizando los valores del número de Reynolds y del número de Hedstrom ya calculados, se puede determinar el factor de fricción de Fanning f_F , en la gráfica de Hedstrom adaptada por Levenspiel (Figura 4.21) y a partir de este valor, obtener el factor f de Darcy ($f = 4f_F$).

Figura 4.21. (Levenspiel, 1986)



$$f_F = 0.0052$$

$$f = 4 \times 0.0052 = 0.0208$$

La caída de presión debido a las condiciones de turbulencia se puede calcular entonces utilizando la ecuación (4.41).

$$h_f = \left(\frac{f \times L}{D} \right) \frac{V^2}{2g} \frac{\rho_l}{\rho_a} \quad (4.41)$$

$$h_f = \left(\frac{0.0208 \times 47.5 \text{ m}}{0.0752 \text{ m}} \right) \frac{(1.26 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} \frac{1030 \text{ kg/m}^3}{1000 \text{ kg/m}^3} = 1.10 \text{ m}$$

SELECCIÓN DE LA BOMBA

El programa Xylect, en su versión on line en el sitio web <http://www.xylect.com>, puede ser usado como herramienta de selección de la bomba más adecuada para su aplicación.

El programa guía a través de una serie de elecciones (caudal total de diseño, altura de impulsión total, altura estática, tipo de instalación, número de bombas, etc.) y, basado en esa información, el programa Xylect presentará un rango de bombas que se ajustan a los parámetros ingresados.

A partir de dicha selección se pueden visualizar y/o imprimir las curvas de rendimiento, características técnicas, planos de dimensiones y las opciones de fabricación de la bomba.

Para la selección de la bomba que se instalará para enviar los lodos del sedimentador lamelar al cárcamo de bombeo, se han considerado los siguientes parámetros:

Caudal total de bombeo [Q_b]:	5.58 l/s
Altura de impulsión total:	4.80 m + 1.10 m = 5.90 m
Altura estática:	4.80 m

La curva de funcionamiento, las especificaciones técnicas y el plano de dimensiones, de la bomba seleccionada (motobomba marca Flygt, modelo DP3045.181MT), se visualizan al igual que en el apartado 4.4.1, considerando los mismos patrones que en las Figuras 4.17 y 4.18.

4.4.5.- Cálculo del equipo de bombeo para la conducción del llenado de pipas, dispuesto en el tanque de contacto de cloro

Para que la línea del llenado de pipas funcione correctamente, es necesario realizar una selección adecuada del equipo de bombeo que se instalará en el tanque de contacto de cloro. Los datos base incluyen parámetros geométricos de la estructura del tanque de contacto de cloro, así como la potencia necesaria para el motor.

El equipo de bombeo a instalar en el tanque de contacto de cloro, en la generalidad de los casos, son las bombas de succión final.

Para realizar la selección del equipo es necesario establecer el gasto y la carga de diseño. La bomba produce siempre un salto brusco en el gradiente hidráulico que corresponde a la energía H_m , comunicada al agua por la bomba. H_m es siempre mayor que la carga total de elevación contra la cual trabaja la bomba, para poder vencer todas las pérdidas de energía de la tubería o del proceso de descarga. Los componentes de la carga de diseño aparecen en la ecuación 4.42:

$$H_m = h_f + h_s + h_i + h_a \quad (4.42)$$

Si la descarga es libre, habrá que aumentar la carga de velocidad, como se indica en la ecuación 4.43:

$$H_m = h_f + h_s + h_i + h_a + \frac{v^2}{2g} \quad (4.43)$$

Siendo aplicada a la tubería de la línea del llenado de pipas y al tramo de aspiración de la bomba, con los siguientes datos, de la tabla 4.20:

Tabla 4.20

Longitud de la tubería de la línea del llenado de pipas:	42.1 m
Longitud de la tubería de aspiración de la bomba:	2.5 m
Diámetro nominal de la tubería de la línea del llenado de pipas:	4 plg
Diámetro interno de la tubería de la línea del llenado de pipas:	0.0967 m
Diámetro nominal de la tubería de aspiración de la bomba:	4 plg
Diámetro interno de la tubería de aspiración de la bomba:	0.1023 m
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de PAD:	150
Coefficiente de rugosidad C para tubería nueva de acero:	125

$$H_f (\text{línea del llenado de pipas}) = \left[\frac{0.0167 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 150 \times (0.0967 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 42.1 \text{ m}$$

$$H_f (\text{línea del llenado de pipas}) = 1.88 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de aspiración de la bomba}) = \left[\frac{0.0167 \text{ m}^3/\text{s}}{0.2785 \times 125 \times (0.1023 \text{ m})^{2.63}} \right]^{1.85} \times 2.5 \text{ m}$$

$$H_f (\text{tubería de aspiración de la bomba}) = 0.12 \text{ m}$$

Se verificará la velocidad del flujo para la línea del llenado de pipas, aplicando la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 \times 0.0167 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.0967 \text{ m})^2} = 2.27 \text{ m/s}$$

Se verificará la velocidad del flujo para la tubería de aspiración de la bomba, aplicando también la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{4 \times 0.0167 \text{ m}^3/\text{s}}{\pi \times (0.1023 \text{ m})^2} = 2.03 \text{ m/s}$$

Las pérdidas locales se determinan teniendo en cuenta los accesorios y los cambios de dirección de los tramos de tubería durante su instalación.

Para la línea del llenado de pipas (tubería de PAD de diámetro nominal 4 plg) y para la tubería de aspiración de la bomba (tubería de acero al carbono de diámetro nominal 4

pl), se ha definido respectivamente, según el perfil de la línea, el uso de los siguientes accesorios con sus respectivos valores del coeficiente de pérdidas locales k detallados en las siguientes tablas 4.21 a y 4.21 b.

Tabla 4.21 a

Accesorio	Cantidad	k	Total
<i>Línea del llenado de pipas</i>			
Codo 45° x 4"	2.0	0.18	0.36
Codo 90° x 4"	5.0	0.30	1.50
Válvula de mariposa 4"	1.0	0.24	0.24
Sumatoria de k			2.10
Velocidad (m/s)			2.27

Tabla 4.21 b

Accesorio	Cantidad	k	Total
<i>Tubería de aspiración de la bomba</i>			
Codo 90° x 4"	2.0	0.30	0.60
Válvula check 4"	1.0	8.00	8.00
Válvula de compuerta 4"	1.0	0.20	0.20
Bifurcación (unión)	1.0	0.32	0.32
Sumatoria de k			9.12
Velocidad (m/s)			2.03

Reemplazando los datos en la expresión de pérdida local resulta:

$$H_s (\text{línea del llenado de pipas}) = 2.10 \times \frac{(2.27 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.55 \text{ m}$$

$$H_s (\text{tubería de aspiración de la bomba}) = 9.12 \times \frac{(2.03 \text{ m/s})^2}{2 \times 9.81 \text{ m/s}^2} = 1.92 \text{ m}$$

De acuerdo a la ecuación (4.42), la carga de diseño para la selección del equipo de bombeo, será:

$$H_m = (1.88 \text{ m} + 0.12 \text{ m}) + (0.55 \text{ m} + 1.92 \text{ m}) + 3.63 \text{ m} + 2.50 \text{ m} + \frac{(2.27 \text{ m/s})^2}{(2 \times 9.81 \text{ m/s}^2)}$$

$$H_m = 10.86 \text{ m}$$

Para el cálculo de la potencia eléctrica, se han considerado los siguientes parámetros:

$$\text{Carga de diseño } (H_m): \quad 10.86 \text{ m}$$

$$\text{Caudal de bombeo } (Q_b): \quad 16.7 \text{ l/s}$$

Eficiencia total del conjunto bomba-motor (η_c): 65%

$$P_i = \frac{1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.0167 \text{ m}^3/\text{s} \times 10.86 \text{ m}}{76 \times 0.65} = 3.7 \text{ HP}$$

De acuerdo a la curva característica de la bomba seleccionada (motobomba marca Goulds, modelo SST-23ST, curva CN0362R00), se requiere un motor de 3 HP para una capacidad de 13.2 l/s y una carga de 10.86 m (ver Figura 4.22).

NPSH (NET POSITIVE SUCTION HEAD)

Habitualmente se llama NPSH (altura neta positiva en la aspiración) a la diferencia entre la presión del líquido a bombear referida al eje del impulsor y la tensión de vapor del líquido a la temperatura de bombeo. Debemos por tanto conocer y combinar en cada caso el NPSH disponible en la instalación y el NPSH requerido por la bomba.

NPSH disponible. Es función de la instalación e independientemente del tipo de bomba, se determina por la fórmula:

$$\text{NPSH disponible} = \frac{10 P_a}{\gamma} - H_a - \Delta H_a - \frac{10 T_v}{\gamma}$$

NPSH requerido. Dato básico y característico de cada tipo de bomba, variable según modelo, tamaño y condiciones de servicio, por tanto, es un dato a facilitar por el fabricante.

$$\text{NPSH requerido} = H_z + \frac{V_a^2}{2g}$$

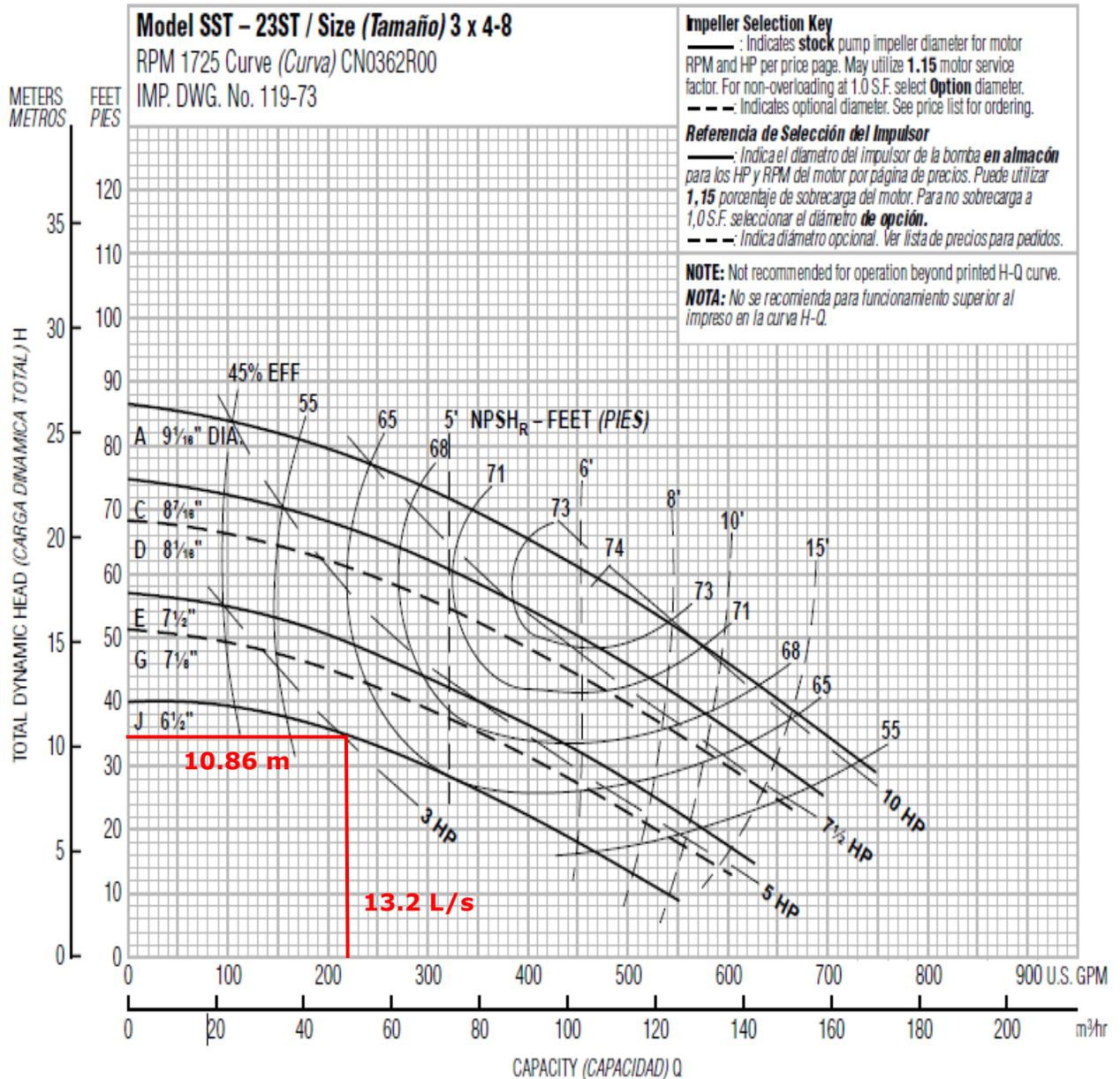
Para un correcto funcionamiento de la bomba, es necesario disponer de una presión mínima en la entrada del impulsor, por tanto, debe cumplirse:

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requerido}$$

La altura máxima de aspiración, H, viene dada por la siguiente expresión:

$$H = H_a + \Delta H_a + \frac{V_a^2}{2g} = \frac{10 P_a}{\gamma} - H_z - \frac{10 T_v}{\gamma} = \frac{10 P_a}{\gamma} - \text{NPSH}_r + \frac{V_a^2}{2g} - \frac{10 T_v}{\gamma}$$

Figura 4.22. Curva de funcionamiento de la motobomba marca Goulds, modelo SST-23ST, curva CN0362R00



Según se deduce de la Figura 4.23, la altura máxima de aspiración se compone de los siguientes términos, altura geométrica de aspiración, pérdida de carga en la tubería y carga cinética correspondiente a la velocidad de entrada en la aspiración de la bomba. Por tanto, dado que la carga cinética es un valor que depende de la construcción de la bomba, la altura real de aspiración a tener en cuenta será la geométrica más las pérdidas de carga.

Figura 4.23

	NPSH requerido	
$\frac{10 P_a}{\gamma}$ Presión depósito de aspiración	$\frac{10 T_v}{\gamma}$ Tensión de vapor	
	H Altura máxima de aspiración	H_a Altura geométrica
		ΔH_a Pérdidas de carga
$\frac{V_a^2}{2g}$ Carga cinética	$\frac{V_a^2}{2g}$ Carga cinética	

La bomba elevará agua a 18.8 °C ($\gamma = 0.9982 \text{ kg/dm}^3$ y $T_v = 0.0238 \text{ kg/cm}^2$), a la altitud de 1,712 m ($P_a = 8.35 \text{ m}$). El NPSH requerido por la bomba es 1.52 m.

NPSH disponible

$$= \frac{10 \times 0.835 \text{ kg/cm}^2}{0.9982 \text{ kg/dm}^3} - 2.50 \text{ m} - 2.04 \text{ m} - \frac{10 \times 0.0238 \text{ kg/cm}^2}{0.9982 \text{ kg/dm}^3}$$

$$\text{NPSH disponible} = 8.37 \text{ m} - 2.50 \text{ m} - 2.04 \text{ m} - 0.24 \text{ m} = 3.59 \text{ m}$$

Como $\text{NPSH disponible} = 3.59 \text{ m} > \text{NPSH requerido} = 1.52 \text{ m}$, se asegura un correcto funcionamiento de la bomba y se evitará que ésta pueda entrar en cavitación.

4.5.- SISTEMAS DE MEDICIÓN

Con el propósito de controlar la operación de la planta de tratamiento de aguas residuales es indispensable conocer, en cualquier momento, el caudal medio que se está tratando para poder calcular las cargas orgánicas e hidráulicas con las que trabajan cada una de las unidades de proceso y realizar las modificaciones pertinentes, a fin de evitar variaciones significativas en la calidad del agua tratada.

El conocer con un buen grado de exactitud el caudal y la calidad del agua, permitirá tomar mejores decisiones ante grandes variaciones de gasto y contaminantes, soportando los “picos” y “depresiones” a las que se somete la planta en un momento dado.

Dentro de los dispositivos más frecuentes para medir el caudal procesado por una planta de aguas residuales, se encuentran los vertedores. Concretamente para el proyecto de la planta de tratamiento de aguas residuales de la cabecera municipal de Jaral del Progreso, se propone colocar un vertedor Sutro al final del canal desarenador para garantizar mantener la velocidad de 0.3 m/s en esa estructura y obtener información de las variaciones de caudal durante la operación; también se propone colocar un medidor Parshall después del tanque de contacto de cloro, para conocer el caudal tratado y controlar el proceso de desinfección.

El medidor Parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal. Consta de cuatro partes principales (ver Figura 4.24):

1. Transición de entrada
2. Sección convergente
3. Garganta
4. Sección divergente

En la transición de entrada, el piso se eleva sobre el fondo original del canal, con una pendiente suave y las paredes se van cerrando, ya sea en línea recta o circular.

En la sección convergente, el fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo.

En la garganta el piso vuelve a bajar para terminar con otra pendiente ascendente en la sección divergente.

En cualquier parte del medidor, desde el inicio de la transición de entrada hasta la salida, el medidor tiene una sección rectangular.

El medidor Parshall ha tenido una gran aceptación, presentando las siguientes ventajas:

1. Es una estructura simple que resulta barata, si se le sitúa en canales revestidos.
2. La estructura trabaja eficientemente aun teniendo gran variación en el gasto.
3. La estructura no presenta problemas de azolve, debido a que el aumento de velocidad la mantiene libre de obstrucciones conservando siempre su misma precisión.
4. La velocidad de llegada no tiene influencia prácticamente en la determinación del caudal y, por lo tanto, se puede prescindir de las cámaras de reposo.
5. La pérdida de carga es pequeña en comparación con las que se originan en

otras estructuras de aforo.

Figura 4.24-(b). Sección de un medidor Parshall

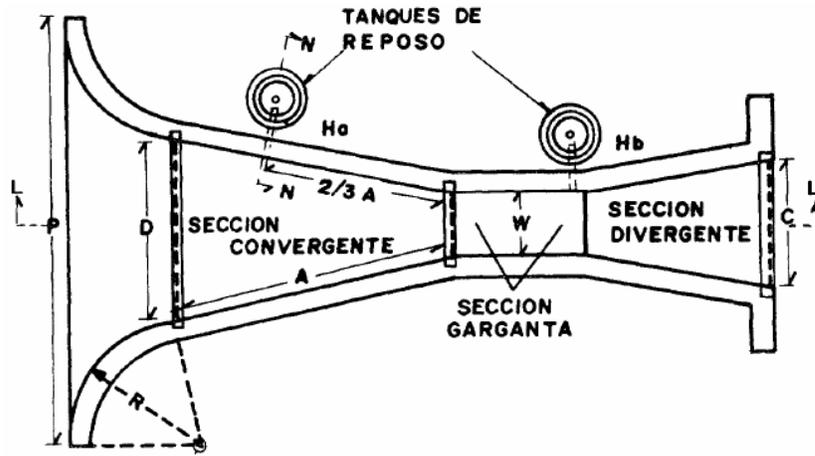
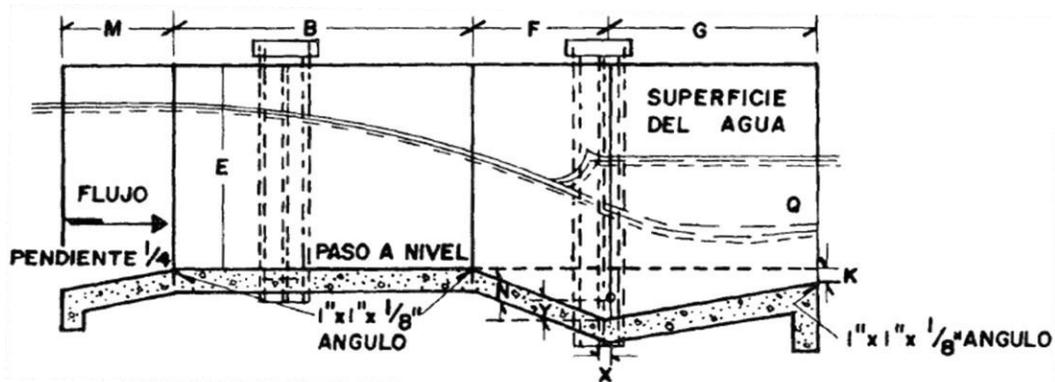


Figura 4.24-(a). Planta de un medidor Parshall



Fundamentalmente, el medidor Parshall es una reducción de la sección que obliga al agua a elevarse o a “remansarse”, y volver a caer hasta la elevación que se tenía sin la presencia del medidor. En este proceso se presenta una aceleración del flujo que permite establecer una relación matemática entre la elevación del agua y el gasto.

Por medio de muchos experimentos en los que se colocaron diferentes tamaños de medidores y se midió el gasto y el tirante, se observó que todos los medidores tienen un comportamiento similar en la relación tirante contra gasto, para condiciones de descarga libre; es decir, todos se pueden representar matemáticamente con la ecuación 4.44.

$$Q = C \times H_a^n \quad (4.44)$$

Donde Q es el gasto, para condiciones de descarga libre; H_a es la profundidad del agua en una ubicación determinada del medidor (ver figura 4.25); C y n son valores diferentes para cada tamaño de medidor. En función del tamaño del medidor las unidades de la ecuación (4.44) pueden ser en l/s o m^3/s para el gasto y en milímetros o metros para la profundidad H_a . Los medidores Parshall que se probaron tienen medidas

establecidas y cualquier medidor que se construya debe apegarse a dichas medidas, ya que los errores de construcción generarán mediciones erróneas. En la figura 4.25 y en la tabla 4.22 se proporcionan los datos de cada medidor.

Figura 4.25. Nomenclatura de las partes del medidor Parshall

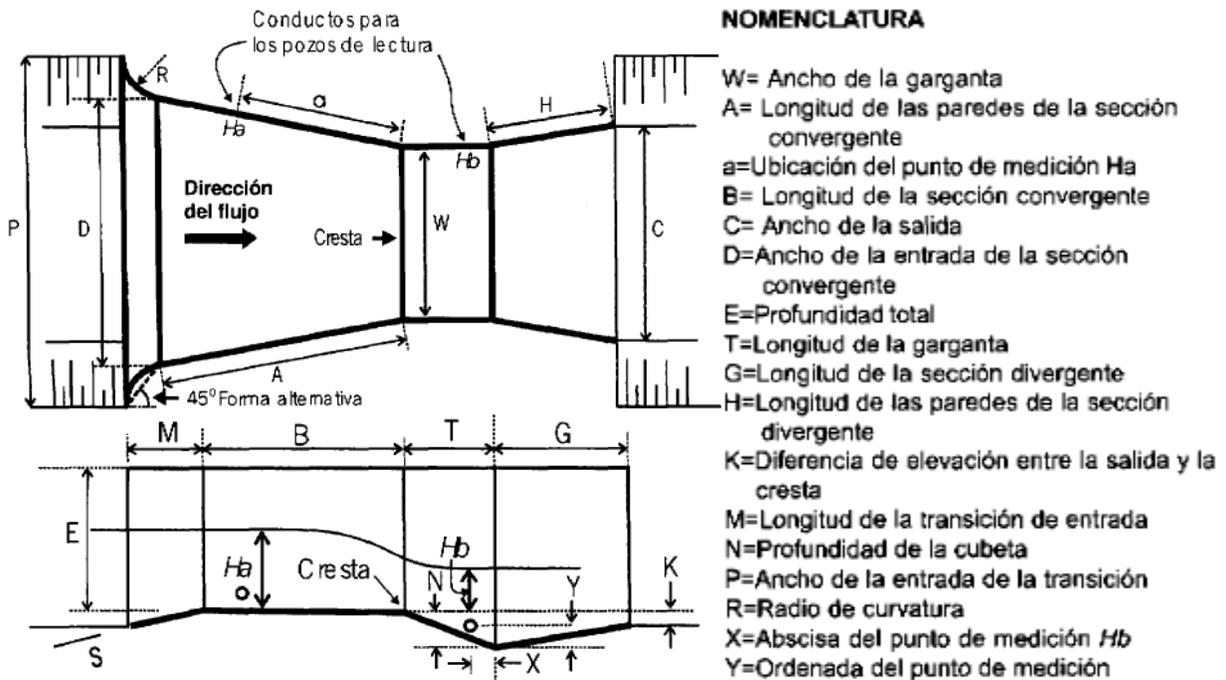


Tabla 4.22. Medidas estándar de los medidores Parshall

W	A	a	B	C	D	E	T	G	K	M	N	P	R	X	Y
25.4	363	242	356	93	167	229	76	203	19	-	29	-	-	8	13
50.8	414	276	406	135	214	254	114	254	22	-	43	-	-	16	25
76.2	467	311	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	-	25	38
152.4	621	414	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	406	51	76
228.6	879	587	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	406	51	76

* Dimensiones en mm

Respecto a la Tabla 4.22, se aclara que los valores de M, P y R no se reportan en algunos casos, ya que es posible que se realice una transición entre el canal y el medidor con una pared vertical a 45° respecto del eje horizontal del medidor, tal como se observa en la Figura 4.25.

Una vez determinadas las dimensiones del canal Parshall, se procede a calcular la altura de la lámina de agua, H_a , para el valor del caudal medio de diseño hidráulico, con la fórmula 4.45.

$$H_a = \left(\frac{Q}{C}\right)^{1/n} \quad (4.45)$$

En función del ancho de garganta W , la ecuación (4.45) adopta los valores que se presentan en la tabla 4.23.

Tabla 4.23. Valores de la exponente n y del coeficiente C en la ecuación (4.44), para diferentes anchos de la garganta W

W	C	n
25.4	0.001352	1.55
50.8	0.002702	1.55
76.2	0.003965	1.55
152.4	0.006937	1.58
228.6	0.013762	1.53

* W y H_a en mm, Q en L/s

$$H_a = \left(\frac{54}{0.013762} \right)^{1/1.53}$$

$$H_a = 223 \text{ mm} = 22.3 \text{ cm}$$

Del mismo modo, dentro del proceso de tratamiento se propone la instalación de medidores de flujo electromagnéticos en los siguientes puntos:

- Cárcamo de bombeo de aguas crudas, el cual se instalará en el tren de descarga de la conducción por bombeo que entrega el agua al proceso de tratamiento.
- Cárcamo de recirculación a filtro percolador.
- Purga de lodos a los lechos de secado.

El principio de operación de este medidor está basado en la Ley de Faraday, la cual expresa que el voltaje inducido en un conductor que se desplaza a través de un campo magnético, es proporcional a la velocidad de ese conductor.

Para la instalación, es importante evitar la operación en bajas velocidades para evitar la adherencia de partículas metálicas en los electrodos.

Este medidor es poco sensible a las turbulencias, y solo necesita de 3 diámetros antes o después de cualquier pieza especial o reducción.

Por otra parte, para un funcionamiento eficiente requiere aparte de una adecuada instalación eléctrica, una conexión a tierra, cuando se usen tuberías plásticas o aisladas, el medidor debe ser puesto a tierra, a través de anillos o electrodos

Es recomendable usar el medidor de flujo electromagnético cuando se manejen aguas que contengan sólidos en suspensión, cuando se tenga en el sitio de instalación poco espacio para el montaje, y cuando sea importante conservar la carga hidráulica disponible; que son las condiciones de aplicación para la planta de tratamiento de la cabecera municipal de Jaral del Progreso.

Por ende, se instalará un medidor de flujo magnético con display de lectura instantánea y totalizador, para un control adecuado y eficiente del proceso de tratamiento; que, conforme a las hojas de datos del fabricante, tiene las siguientes características.

El tamaño nominal del medidor de flujo tipo magnético está determinado por el tamaño de la línea en la cual se instalará.

En la Tabla 4.24, se indica la capacidad de flujo en GPM de acuerdo al tamaño del medidor y al rango de velocidad (1 a 10 m/s) óptimo para este tipo de medidor.

Tabla 4.24. Capacidades de flujo

Tamaño de medidor	Flujo en GPM Velocidad en m/s			Guía flujo @ 6 pies/s
	1.0 m/s	10 m/s	Bajo flujo de corte	
1/2"	2	20	0.05	4
1"	7	70	0.16	13
1 1/2"	21	210	0.48	38
2"	34	340	0.78	62
3"	85	850	2.00	156
4"	145	1450	3.30	266
6"	325	3250	7.50	593
8"	557	5570	12.00	1018
10"	875	8750	20.00	1594

Con el valor del flujo máximo de 81 l/s y la Tabla 4.24, se selecciona el diámetro del medidor de flujo electromagnético que se propone instalar en el tren de descarga de la conducción por bombeo que entrega el agua al proceso de tratamiento.

De la Tabla 4.24 se tiene que para un gasto de 81 l/s (1283.9 GPM), el diámetro del medidor es de 6 plgs.

El flujo en GPM a una velocidad de 10 m/s, para el medidor electromagnético de 6 plg de diámetro, es igual a 3250; y el flujo a una velocidad de 1.0 m/s, para el mismo medidor de 6 plgs de diámetro, es igual a 325 GPM.



Características del MAG 5000SITRANS F M:

- Precisión del $\pm 0.5\%$ de la tasa de flujo.
- Señal digital.
- Configuración del menú con protección de contraseña.
- Múltiples salidas funcionales para el control del proceso.
- Autodiagnóstico e indicación local de error.

Tabla 4.25. Especificaciones del medidor de flujo electromagnético

Aplicación	Agua y Agua residual
Salidas	1 salida analógica 1 salida digital 1 relay de salida
Temperatura de operación	De -20 a 50 °C
Medida de precisión	$\pm 0.5\%$ del flujo
Protección a la intemperie	IP67 (NEMA 4x/6) IP20 (NEMA 2)
Aprobaciones	PTB OIML R49, R75 and R117 MID (EU)
Suministro de poder	12-24 V a.c./d.c. 115-230 V a.c.

4.6.- CALIDAD ESPERADA DEL AGUA Y LODO DESPUÉS DE TRATAMIENTO

La calidad del agua esperada después del tratamiento, es la establecida por la NOM-001-SEMARNAT-1996, en la parte correspondiente a descarga a cuerpo de agua con uso en riego agrícola (A). Los valores establecidos por la Norma, así como las eficiencias de remoción requeridas, se pueden apreciar en el apartado de Origen de las aguas recibidas del capítulo 1.

Por lo que respecta a los lodos, para la presente propuesta los lodos cumplirán con las características establecidas en la NOM-004-SEMARNAT-2002.

Los lodos deberán manejarse de acuerdo a la prueba CRETI para verificar que no sean corrosivos, reactivos, explosivos, tóxicos o inflamables; y también de acuerdo a la prueba biológica infecciosa.

4.7.- APROVECHAMIENTOS POTENCIALES DE LAS AGUAS RESIDUALES TRATADAS

La zona donde se construirá la planta de tratamiento de aguas residuales, al norte de la cabecera municipal, en el ejido Jaral, más arriba de la colonia Las Flores y del fraccionamiento Presidencia, está dedicada a la agricultura. El área agrícola actual de esa zona (temporal y riego) podría absorber la totalidad del agua tratada.

Los cultivos que se podrían irrigar serían maíz, frijol, alfalfa, sorgo, cebada, brócoli, coliflor, cebolla, tomate, chile y zanahoria que actualmente son regados con aportaciones de aguas negras de la ciudad, pero con la diferencia del riego con agua de mejor calidad, reducción del riesgo de enfermedades y contaminación de cuerpos receptores y del acuífero.

La mancha urbana también se beneficiaría al hacer uso del agua tratada para el riego de parques y áreas verdes localizadas en la ciudad, con lo cual se ahorraría agua potable. O en el caso de que se instalara alguna industria dentro de los límites de la zona urbana, ésta podría hacer uso del líquido tratado en algunos de sus procesos industriales.

4.8.- SITIOS FINALES DE DESCARGA DEL EFLUENTE TRATADO Y LODOS PRODUCIDOS

El sitio apropiado para descargar las aguas residuales tratadas, es el cuerpo de agua que está identificado con el nombre de dren Ócalo, el cual sirve de desagüe de las aguas pluviales de la ciudad y funciona como infraestructura de riego, y se localiza al poniente del terreno propuesto para el emplazamiento de la planta de tratamiento y posee una cota inferior a la del terreno; por lo cual lo hace un sitio inmejorable de aprovechar para descargar las aguas residuales tratadas por gravedad.

Aún con la descarga de las aguas tratadas, es necesario que se le brinde protección y preservación a este cauce, dado que forma parte del ecosistema y existen varias especies de fauna y flora que se abastecen del mismo para subsistir.

GLOSARIO

PTAR´S.- Planta Tratadora de aguas residuales.
CONAPO.- Consejo Nacional de Población.
INEGI.- Instituto Nacional de Estadística, Geográfica e Informática.
CONAGUA.- Comisión Nacional del Agua.
SMN: CNA.- Sistema de Monitoreo Nacional de la Comisión Nacional del Agua.
GUANAJUATO.GOB.- Gobierno del Estado de Guanajuato.
SMAPAJ.- Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado de Jaral del Progreso.
CEAG.- Comisión Estatal de Agua de Guanajuato.
GTO. - Guanajuato.
NOM-001-SEMARNAT-1996.- Norma Oficial Mexicana que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. (Publicada el 6 de enero de 1997).
NOM-002-SEMARNAT-1996.- Norma Oficial Mexicana que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal. (Publicada el 3 de junio de 1998).
NOM-003-SEMARNAT-1997.- Norma Oficial Mexicana que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reúsen en servicios al público. (Publicada el 21 de septiembre de 1998).
NOM-004-SEMARNAT-2001.- Norma Oficial Mexicana que establece las especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final. (Publicada el 15 de agosto de 2003).
ONU.- Organizaciones de las Naciones Unidas.
OMS.- Organización Mundial de la Salud.
EMA.- Entidad Mexicana de Acreditación, IDECA (Investigación y Desarrollo de Estudios de Calidad del Agua).
CRETI. - Prueba de verificación de grado de corrosión, reactivo, explosivo, tóxico e inflamable.
DBO.- Demanda Bioquímica de Oxígeno.
DQO.- Demanda Química de Oxígeno.
SST.- Solidos Suspendidos Totales.
NMP.- Numero Más Probable.
NPSH.- Altura Neta Positiva en la Aspiración.
PAD.- Polietileno de Alta Densidad.
GPS.- Sistema de Localización de Coordenadas.
HAB.- Habitantes.
UASB.- Reactor Anaerobio de Flujo Ascendente.
SFS.- Sistemas de Flujo Subterráneo.
SCS.- Sistema de Corriente Superficial.
SSLM.- Solidos Suspendidos de Licor Mezclado.
SSV.- Solidos Suspendidos Volátiles.
GSL.- Gas-Solido-Líquido.
Q.- Gasto.
km.- Kilometro.
m.- Metro.

cm.- Centímetro.
mm.- Milímetro.
Plg.- Pulgadas.
h.- Hora.
min.- Minuto.
s.- Segundo.
m³.- Metro Cubico.
m².- Metro Cuadrado.
kg.- Kilogramo.
g.- Gramo.
mg.- Miligramo.
L.- Litro.
Dm².- Decímetro Cuadrado.
°C.- Grado Centígrado.
CO₂.- Bióxido de Carbono.
NaClO.- Cloruro de Sodio.
CO₂.- Bióxido de Carbono.
CH₄.- Hidróxido de Carbono.
NaOCl.- Hipoclorito de Sodio.
H₂O.- Agua.
Cu.- Cobre.
Zn.- Zinc.
Pb.- Plomo.
Cd.- Cadmio.
Hg.- Mercurio.
Ni.- Nitrógeno.
P.- Potasio.
Na.- Sodio.
O.- Oxígeno.
Cl.- Cloro.
H.- Hidrógeno.