

TUES
1506
8715p
2001
Ej. 2

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA



PROPUESTA PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO
FÍSICO - QUÍMICO PARA AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL
NACIONAL DE NEUMOLOGÍA Y MEDICINA GENERAL Dr. JOSÉ
ANTONIO SALDAÑA

PRESENTADO POR:
MARLON BONIFACIO BONILLA PARADA

PARA OPTAR AL TITULO DE
INGENIERO QUIMICO



5071

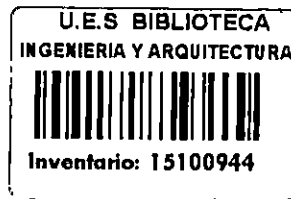
15100944

15100944

CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 2001.

Recibido el 4 de abril de 2001

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR



RECTORA :
Dra. María Isabel Rodríguez

SECRETARIA GENERAL :
Licda. Lidia Margarita Muñoz Vela


FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :
Ing. Alvaro Antonio Aguilar Orantes

SECRETARIO :
Ing. Saúl Alfonso Granados

ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA

DIRECTORA :


Ing. Eugenia Salvadora Gamero Rodríguez





1971



[Handwritten signature]
1971

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA

Trabajo de graduación previo a la opción al grado de:

INGENIERO QUÍMICO

Título:

PROPUESTA PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO
FÍSICO - QUÍMICO PARA AGUAS RESIDUALES DEL HOSPITAL
NACIONAL DE NEUMOLOGÍA Y MEDICINA GENERAL Dr. JOSÉ
ANTONIO SALDAÑA

Presentado Por:

MARLON BONIFACIO BONILLA PARADA

Trabajo de Graduación aprobado por:

Coordinadora: ING. EUGENIA SALVADORA GAMERO RODRIGUEZ

Asesor: ING. MIGUEL FRANCISCO AREVALO MARTINEZ

SAN SALVADOR, MARZO DE 2001.

Trabajo de Graduación Aprobado por:

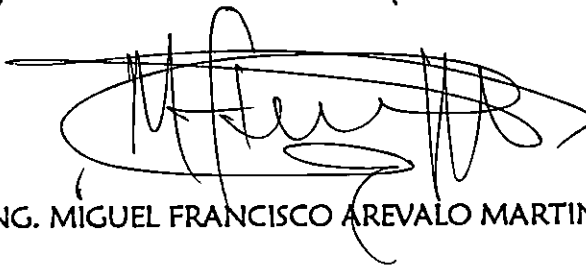
Coordinadora

: 

ING. EUGENIA SALVADORA GAMERO RODRIGUEZ



Asesor

: 

ING. MIGUEL FRANCISCO AREVALO MARTINEZ

1901

11



1901

1901

1901

1901

1901

AGRADECIMIENTO.

Desde lo mas profundo de mi corazón agradezco a Dios todo poderoso por darme la fortaleza, el carácter, la paciencia y sobre todo mantener firme mi FÉ en Cristo y en que puedo realizar todo aquello que me proponga.

Quiero darle las gracias a mi madre por su incondicional apoyo en los momentos más duros de mi carrera, a esa mujer abnegada que con su diario sudor logró coronar mi carrera, Madre porque para mí tú eres el ejemplo vivo de sabiduría, honestidad y todo aquello que vuelve a una persona intachable, este triunfo no es mío sino TUYO..

TE AMO MAMÁ.

Por ser mi primer titulo, por ser mi primera responsabilidad, por ser lo que más grande que Dios me ha dado, MI HIJA, te dedico este triunfo, y quiero que sepas que TE AMO..

ANDREA RAQUEL.

A esa persona que me enseñó tanto, que me apoyó y compartió parte de su vida conmigo, quiero que sepa, si alguna vez lee mi tesis, que la llevo en ese rincón que no he podido llenar, mi corazón, no te deseo sino lo mejor en la vida, y recuerda que cuando el campo se llena de flores blancas no son rosas sino

BOLITAS DE ALGODÓN.

Porque más que un Tío y un amigo fue también un PADRE, a ese pequeño gran hombre que me educó con mano dura, para que fuera lo que ahora soy, un hombre de provecho, muchas GRACIAS.

TIO ALONSO.

A mis hermanos, mis primas, mis amigos, en especial a mi NOVIA donde quiera que se encuentre gracias por creer en mí.

*Triunfar es un arte que se reduce a tener una mentalidad positiva
en todo lo que se hace ...*

MARLON PARADA

AGRADECIMIENTOS ESPECIALES

HOSPITAL NACIONAL DE NEUMOLOGÍA Y MEDICINA GENERAL

Dr. JOSÉ ANTONIO SALDAÑA

DIRECTOR GENERAL

Dr. Jorge Edwin Montoya

EXDIRECTOR GENERAL

Dr. Oscar Salomón Zepeda

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE MANTENIMIENTO

Ing. Héctor Eduardo Gomes

JEFE DE LABORATORIO

Líc. Sonia Beltrán

JEFE DEL DEPARTAMENTO DE LIMPIEZA

Sra. Ana Gloria Castellanos

PERSONAL DE MANTENIMIENTO

PERSONAL DEL AREA DE ARSENAL Y RAYOS – X

PERSONAL ADMINISTRATIVO

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

ESCUELA DE INGENIERIA QUIMICA

Ing. Eugenia Camero

Ing. Miguel Francisco Arévalo Martínez

Ing. Teodoro Ramírez

Lic. José Alonso Martínez Maltez

Ing. Tania Torres

Sra. Sandra Lorena Recinos

Sr. Juan Rodolfo Mendoza

Sr. Oscar Alfredo Morán Flores

ESCUELA DE INGENIERIA MECANICA

Ing. Francisco Zuleta

Ing. Salomón Torres Ríos Lazos

Ing. Saturnino Gamez

Sr. Juan Bautista

Sr. Simeón Navarrete Leonor

Lic. Ramiro Edgar Méndez

Sr. Rafael Antonio Peralta Ponce

FACULTAD DE QUIMICA Y FARMACIA

Lic. Arturo García Mazzini

MINISTERIO DE SALUD PUBLICA Y ASISTENCIA SOCIAL
(MSPAS)

VICEMINISTRO DE SALUD PUBLICA

Dr. Herbert Betancourt

DEPARTAMENTO DE ATENCIÓN AL MEDIO

Ing. Luis Alberto Guerrero

Lic. José Plácido Lemus

Ing. Vivian Saade Saade

Lic. Rigoberto Rivera

Sra. Gloria de Chamagua

ORGANIZACIÓN PANAMERICANA PARA LA SALUD.
(OPS)

Dr. Horacio Toro Ocampo

Ing. Patricia De Segurado

Sra. Alma Concepción Sosa de Gomes

Ing. Roberto Argüello

RESUMEN.

En el presente estudio se propone una alternativa para el tratamiento de las aguas residuales descargadas por el Hospital Neumológico al río Casa de Piedra, el cual actualmente genera un impacto negativo a la salud; contribuyendo a la degradación de ese cuerpo receptor, así como a la propagación de enfermedades transmitidas por el agua.

El hospital en años anteriores utilizó algunos métodos de tratamiento para sus vertidos los cuales se describen en este estudio.

Los métodos de tratamiento así como los parámetros de diseño, fueron definidos a partir de análisis físicos, químicos y microbiológicos realizados a muestras de aguas residuales. También se realizaron pruebas de coagulación, sedimentación, filtración; simulando las condiciones normales de descarga del vertido.

Las pruebas de coagulación se realizaron utilizando el polímero Clear Pool con el cual se eliminó el 92.5 % de los sólidos suspendidos, 68.5 % de la DBO, el 55 % de la DQO, el 95 % de la turbidez, el 86.8 % de los fosfatos y el 100 % de las bacterias coliformes totales.

El marco legal, que comprende la ley de medio ambiente, sus reglamentos y normas específica, entre otros, cuales son los parámetros máximos permisibles de descarga para un efluente, en este caso los resultados obtenidos por análisis de laboratorio efectuados a muestras de agua residual sometidas al tratamiento propuesto, demuestra que los resultados obtenidos se apegan a lo establecido por la norma.

ÍNDICE.

CONTENIDO	No Pg.
INTRODUCCIÓN	i
1.0 CARACTERÍSTICAS EPIDEMIOLÓGICAS DE LA CONTAMINACIÓN DE FUENTES DE AGUA POR AGUAS RESIDUALES.	1
1.1 RIESGOS BIOLÓGICOS Y SUS CONSECUENCIAS.	1
1.1.1 ENFERMEDADES DIARREICAS AGUDAS (EDA).	1
1.1.2 EL CÓLERA.	2
1.1.3 DISENTERÍA BACILAR (SHIGELOSIS).	2
1.1.4 DISENTERÍA AMEBIANA.	2
1.1.5 FIEBRE TIFOIDEA.	2
1.1.6 HEPATITIS INFECCIOSA TIPO A.	3
1.1.7 ESQUISTOSOMIASIS.	3
1.1.8 GENERALIDADES DE LA TUBERCULOSIS.	3
1.2 RIESGOS QUÍMICOS RELACIONADOS CON EL AGUA DE CONSUMO.	4
1.2.1 DUREZA DEL AGUA.	5
1.2.2 NITRITO Y NITRATOS.	5
1.2.3 METALES TOXICOS.	6
1.3 ENFERMEDADES CONTAGIOSAS RELACIONADAS CON LAS AGUAS RESIDUALES	6
1.4 DESCRIPCIÓN DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO EFECTUADOS A LAS AGUAS RESIDUALES.	9
1.4.1 ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO.	9
1.4.2 ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO.	11
2.0 CARACTERÍSTICAS QUE DEBEN TOMARSE EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.	11

2.1 PRETRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES. -----	12
2.2 TRATAMIENTO PRIMARIO DE LAS AGUAS RESIDUALES. -----	12
2.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO CONVENCIONAL. -----	12
2.4 CONTROL Y ELIMINACION DE NUTRIENTES. -----	13
3.0 CLASIFICACIÓN DE LOS METODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES. -----	13
3.1 OPERACIONES UNITARIAS. -----	14
3.1.1 TAMIZADO. -----	14
3.1.2 HOMOGENIZACIÓN DE CAUDALES. -----	14
3.1.3 MEZCLADO. -----	17
3.1.4 SEDIMENTACIÓN. -----	20
3.1.4.1 ECUACIONES DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE SEDIMENTACIÓN. -----	22
3.1.4.2 ANÁLISIS DE LA SEDIMENTACIÓN DE SUSPENSIONES FLOCULENTAS. (Tipo 2) -----	23
3.1.4.3 EFICIENCIA DE UN TANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL. -----	24
3.1.4.4 REDUCCIÓN EN LA EFICIENCIA DE SEDIMENTACIÓN POR LAS CORRIENTES. -----	26
3.1.4.5 CIRCUITOS CORTOS Y ESTABILIDAD DEL TANQUE. -----	28
3.1.4.6 ARRASTRE DE LOS DEPÓSITOS DE FONDO. -----	30
3.1.4.7 HIDRÁULICA DE LA ENTRADA. -----	31
3.1.4.8 HIDRÁULICA DE LA DESCARGA. -----	31
3.1.5 FLOTACIÓN. -----	33
3.1.6 FILTRACIÓN. -----	36
3.1.6.1 HIDRÁULICA DE LA FILTRACIÓN. -----	38
3.1.6.2 HIDRÁULICA DE LOS LECHOS ESTRATIFICADOS. -----	40
3.1.6.3 HIDRAULICA DE LOS LECHOS FLUIDIFICADOS. -----	40
3.1.6.4 PROFUNDIDAD DEL LECHO. -----	43
3.1.6.5 SISTEMAS DE DRENAJE INFERIOR. -----	44
3.1.6.5.1 Pisos de los Filtros. -----	45

3.1.6.6 INTENSIFICACIÓN DEL RETROLAVADO. -----	46
3.1.6.7 RECOMENDACIONES EN EL DISEÑO DE FILTROS. -----	46
3.1.6.8 DURACIÓN DE LOS CICLOS DE LOS FILTROS. -----	47
3.1.6.9 PROBLEMAS Y SOLUCIONES A LOS INCONVENIENTES DE LOS FILTROS. -----	47
3.2 PROCESOS UNITARIOS.-----	48
3.2.1 PRECIPITACIÓN QUÍMICA. -----	48
3.2.1.1 REACCION QUIMICA DE LOS COAGULANTES UTILIZADOS EN EL ESTUDIO. -----	50
3.2.2 FLOCULACIÓN.-----	51
3.2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA PRECIPITACIÓN POR POLIELECTROLITOS. -----	52
3.2.3.1 MECANISMO DE ACCIÓN DE LOS POLIELECTROLITOS. -----	52
3.2.4 DESINFECCIÓN. -----	53
3.2.4.1 MECANISMO DE ACCIÓN DE LOS DESINFECTANTES. -----	55
3.2.4.2 DESINFECCIÓN CON CLORO.-----	56
3.2.4.3 QUIMICA DE LA CLORACIÓN. -----	57
3.2.4.4 LA DECLORACIÓN.-----	59
3.3 CARACTERISTICAS DE LOS LODOS PRODUCIDOS EN UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. -----	61
3.3.1 EXAMEN DE LOS SEDIMENTOS Y LODOS DE FONDO. -----	62
4.0 RESIDUOS LÍQUIDOS HOSPITALARIOS-----	63
4.1 CLASIFICACIÓN. -----	63
4.2 ELIMINACIÓN DE RESIDUOS LÍQUIDOS A LA RED DE ALCANTARILLADO. -----	64
4.3 RESIDUOS LÍQUIDOS TÓXICOS O PELIGROSOS. -----	64
4.3.1 CRITERIOS DE TOXICIDAD O PELIGROSIDAD. -----	64
4.4 RESIDUOS LÍQUIDOS DE VERTIDO PROHIBIDO NO ELIMINABLES.-----	65
4.5 RESIDUOS LÍQUIDOS CON TRATAMIENTO PREVIO A SU VERTIDO. -----	66

4.6 CLASIFICACIÓN DE LOS RESIDUOS LÍQUIDOS HOSPITALARIOS.....	66
5.0 DESCRIPCIÓN DE LOS METODOS O SISTEMAS EMPLEADOS POR EL HOSPITAL SALDAÑA PARA EL TRATAMIENTO DE SUS AGUAS RESIDUALES.....	67
5.1 FOSA SEPTICA No 1.....	67
5.2 FOSA SEPTICA No 2.....	69
5.3 FOSAS SEPTICAS EN SERIE.....	70
5.4 CAMARAS DE SEPARACION No 1.....	71
5.5 CAMARAS DE SEPARACION No 2.....	72
5.6 LAGUNA DE OXIDACIÓN ENZIMÁTICA.....	73
5.7 TANQUES SÉPTICOS.....	74
6.0 TOMA DE MUESTRAS.....	74
6.1 PROCEDIMIENTO DE TOMA DE MUESTRAS.....	78
7.0 RESULTADO DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICO-QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA DE LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL DEL HOSPITAL SALDAÑA.....	80
8.0 DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO FÍSICO – QUÍMICO.....	81
8.1 SISTEMA DE SEPARACIÓN DE SÓLIDOS GRUESOS, GRASAS Y ACEITES PRESENTES EN EL AGUA RESIDUAL.....	83
8.1.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO.....	84
8.2 DISEÑO DEL TANQUE HOMOGENIZADOR DE CAUDALES.....	87
8.2.1 DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE AGITACIÓN MECÁNICA.....	88
8.2.2 DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE AIREACIÓN.....	89
8.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE COAGULACIÓN Y FLOCULACIÓN QUÍMICA.....	92

8.3.1 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS REALIZADAS EN EL SISTEMA DE JARRAS.-----	92
8.3.1.1 PRUEBA REALIZADA CON: $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ -----	92
8.3.1.2 PRUEBA REALIZADA CON $Fe_2(SO_4)_3 \cdot nH_2O$ -----	94
8.3.1.4 PRUEBA REALIZADA CON $FeCl_3 \cdot 2H_2O$.-----	95
8.3.1.3 COMBINACIÓN DE SULFATO DE ALUMINIO Y POLIMERO CLEAR POOL.-----	96
8.3.1.5 PRUEBA REALIZADA CON EL POLÍMERO “ CLEAR POOL ”.-----	96
8.3.2 RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO OBTENIDOS CON EL COAGULANTE SELECCIONADO CLEAR POOL.-----	99
8.3.3 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE FLOCULACIÓN.-----	101
8.4 DISEÑO DEL SISTEMA DE SEDIMENTACIÓN.-----	104
8.4.1 ESTIMACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE LODOS.-----	107
8.4.2 PROPUESTA DEL SISTEMA DE REMOCIÓN DE LODOS.-----	108
8.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE FLOTACIÓN POR AIREACIÓN.-----	110
8.6 DISEÑO DE UN SISTEMA DE FILTRACIÓN SEMICONTINUO.-----	113
8.6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO Y RESULTADO DE CALCULOS.-----	113
8.7 DISEÑO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN CON HIPOCLORITO DE CALCIO.-----	115
8.7.1 CUIDADOS Y RECOMENDACIONES SOBRE EL HIPOCLORITO DE CALCIO. (6)-----	115
8.7.2 EQUIPO PARA LA DOSIFICACIÓN DE SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO DE CALCIO.-----	116
8.8 TRATAMIENTO PROPUESTO PARA LOS LODOS.-----	118
8.8.1 CONCENTRACIÓN DE LOS LODOS.-----	118
8.8.2. DESHIDRATACIÓN DE LOS LODOS.-----	119
8.8.3 SECADO POR CALOR.-----	120
8.8.4 INCINERACIÓN DE LODOS SECOS.-----	121
8.8.4.1 INCINERADORAS DE PARRILLA.-----	121

8.8.4.2 INCINERADORAS DE HORNO.	121
8.8.4.3 INCINERADORES DE LECHO FLUIDO.	122
8.8.4.4 FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE INCINERACIÓN EN HORNOS.	124
9.0 RESULTADO DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO EFFECTUADOS A LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL CRUDA Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO.	125
9.1 EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO PROPUESTO.	127
10.0 MARCO LEGAL.	128
10.1 LEGISLACIÓN AMBIENTAL.	128
10.2 REGLAMENTO ESPECIAL DE AGUAS RESIDUALES.	129
11.0 MANUAL DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN.	131
11.1 ASPECTOS GENERALES DEL MANTENIMIENTO.	131
11.2 OBJETIVOS DEL MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN EN LA PLANTA.	131
11.3 IMPLEMENTACIÓN DEL PROGRAMA DE MANTENIMIENTO.	132
11.4 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO DE LA PLANTA.	133
11.5 SEGURIDAD EN LA PLANTA DE TRATAMIENTO.	134
11.5.1 DAÑOS FÍSICOS.	134
11.5.2 INFECCIONES CORPORALES	135
11.5.2.1 Hábitos personales.	135
11.6 PROGRAMA DE OPERACIÓN DE LA PLANTA.	136
11.6.1 OBJETIVOS DEL PROGRAMA.	136
11.7 FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA.	138
11.7.1 ETAPA DE SEPARACIÓN DE SÓLIDOS GRUESOS, GRASAS Y ACEITES.	138
11.7.2 ETAPA DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL AL TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN.	139
11.7.3 ETAPA DE HOMOGENIZACIÓN.	139
11.7.4 ETAPA DE FLOCULACIÓN.	139
11.7.5 ETAPA DE SEDIMENTACIÓN.	139

11.7.6 ETAPA DE FLOTACIÓN. -----	140
11.7.7 ETAPA DE FILTRACIÓN. -----	140
11.7.8 ETAPA DE DESINFECCIÓN. -----	140
11.7.9 ETAPA DE TRATAMIENTO DE LODOS. -----	141
11.7.10 ETAPA DE TOMA DE MUESTRAS. -----	141
12.0 CONCLUSIONES -----	142
13.0 RECOMENDACIONES -----	145
14.0 REFERENCIAS. -----	147
15.0 ANEXOS -----	149

ANEXO I
RESULTADO DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICO-QUÍMICA Y
MICROBIOLÓGICA DE LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL
DEL HOSPITAL SALDAÑA.

ANEXO II
MEMORIA DE CÁLCULO.

ANEXO III
PROCEDIMIENTOS DEL TRAMITE DEL
PERMISO AMBIENTAL.

ANEXO IV
COEFICIENTES DE RESISTENCIA VALIDOS PARA VÁLVULAS
Y ACCESORIOS.

ANEXO V
ARTICULOS DE LEY DEL MEDIO AMBIENTE Y DEL REGLAMENTO
ESPECIAL DE AGUAS RESIDUALES CITADOS EN EL ESTUDIO.

ÍNDICE DE TABLAS.

TABLA 1. ALGUNAS ENFERMEDADES CONTAGIOSAS DEL HOMBRE, EN LAS CUALES LAS AGUAS RESIDUALES PUEDEN SERVIR COMO HABITAT DE LOS AGENTES PATOGENOS O COMO FUENTE INFECCIOSA. (3)-----	7
TABLA 2. TIPOS DE SEDIMENTACIÓN QUE INTERVIENEN EN EL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.-----	21
TABLA 3. CARACTERÍSTICAS OPERACIONALES DE LOS FILTROS GRANULARES COMÚNMENTE UTILIZADOS.-----	36
TABLA 4. MAGNITUD DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD PARA DIFERENTES CLASES DE SUELOS (2 VOL. 1)-----	38
TABLA. 5. VALORES DE $1 / (1 - F_e)$ CORRESPONDIENTES A VALORES DE $F_e^3 / (1 - F_e)$ VARIANDO DE 0.1 A .9-----	43
TABLA 6. ÍNDICE DE FUGA PARA DIFERENTES MAGNITUDES DE AGUAS INFLUENTES.-----	44
TABLA 7. PRODUCTOS QUÍMICOS EMPLEADOS EN EL TRATAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.-----	49
TABLA 8. COMPARACIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS IDEALES Y PRACTICAS DE LOS DESINFECTANTES QUÍMICOS NORMALMENTE UTILIZADOS. (1)-----	54
TABLA 9. ELIMINACIÓN O DESTRUCCIÓN DE BACTERIAS MEDIANTE DIVERSOS PROCESOS DE TRATAMIENTO.-----	55
TABLA 10. CARACTERÍSTICAS DEL TANQUE DE MEZCLADO.-----	88
TABLA 11. VALORES PROMEDIO DE RESISTENCIA EN ALGUNOS ACCESORIOS. (2)-----	90

TABLA 12. TABLA DE RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE JARRAS EFECTUADAS PARA DIFERENTES CONCENTRACIONES DE POLÍMERO 1.-----	100
TABLA 13. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE SEDIMENTACIÓN.-----	104
TABLA 14. PARÁMETROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE FILTRACIÓN.-----	113
TABLA 15. RESULTADO DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO EFECTUADOS A LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL CRUDA. Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO.-----	126
TABLA 16. EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO PROPUESTO.-----	127

ÍNDICE DE FIGURAS.

FIGURA 3-1. DIAGRAMA DE FLUJO TÍPICOS DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INCORPORANDO HOMOGENIZACIÓN DEL CAUDAL. -----	16
FIGURA 3-2. AGITADORES TÍPICOS EMPLEADOS EN LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES. -----	19
FIGURA 3-3. TRAYECTORIAS DE SEDIMENTACIÓN DE PARTÍCULAS DISCRETAS EN TANQUES DE FLUJO HORIZONTAL (IDEALIZADO). -----	25
FIGURA 3-4 CURVAS DE COMPORTAMIENTO PARA TANQUES DE SEDIMENTACIÓN DE EFECTIVIDAD VARIABLE.-----	28
FIGURA 3-5. LOS ESPACIOS MUERTOS Y LOS CIRCUITOS CORTOS EN UN TANQUE DE SEDIMENTACIÓN SE REFLEJA EN LA CONCENTRACIÓN Y EL TIEMPO DE RECUPERACIÓN DE LA SUBSTANCIA TRAZADORA. -----	29
FIGURA 3-6. DESCENSO DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN UN CANAL DE SALIDA. -----	32
FIGURA 3-7. ESQUEMA DE LOS SISTEMAS DE FLOTACIÓN POR AIRE DISUELTO. -----	35
FIGURA 3-8. DIAGRAMA ESQUEMÁTICO DE LA ESTRATIFICACIÓN DEL LECHO DESPUÉS DEL LAVADO DE FILTROS DE MEDIO ÚNICO, DOBLE Y TRIPLE.-----	37
FIGURA 3-9 DISTRIBUCIÓN DEL ÁCIDO HIPOCLOROSO Y DEL IÓN HIPOCLORITO EN AGUA PARA DIFERENTES VALORES DE PH. -----	58
FIGURA 5-1. DIAGRAMA DE LA PRIMERA FOSA SÉPTICA IMPLEMENTADA EN EL HOSPITAL PARA EL TRATAMIENTO DE SUS DESECHOS SÓLIDOS Y LÍQUIDOS. -----	68
FIGURA 5-2. ESQUEMA DE LA SEGUNDA FOSA SÉPTICA CONSTRUIDA POR EL HOSPITAL. -----	69
FIGURA 5-3. ESQUEMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA SERIE DE FOSAS SÉPTICAS.-----	70

FIGURA 5-4. ESQUEMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO.-----	71
FIGURA 5-5. ESQUEMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LAS CÁMARAS DE SEPARACIÓN.-----	72
FIGURA 5-6. ESQUEMA DE LA DISTRIBUCIÓN DE LA LAGUNA DE OXIDACIÓN ENZIMÁTICA.-----	73
FIGURA 8-0 DIAGRAMA DE FLUJO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO PROPUESTO.-----	82
FIGURA 8-1 SISTEMA DE TAMIZADO Y DE SEPARACIÓN DE GRASAS Y ACEITES-----	85
FIGURA 8-2 TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN.-----	91
FIGURA 8-3 SISTEMA DE FLOCULACION.-----	103
FIGURA 8-4 TANQUE DE SEDIMENTACIÓN.-----	109
FIGURA 8-5 SISTEMA DE FLOTACIÓN POR INYECCIÓN DE AIRE.-----	112
FIGURA 8-6 SISTEMA DE FILTRACIÓN SEMICONTINUA.-----	114
FIGURA 8-7. DIAGRAMA DE FLUJO ESQUEMÁTICO DEL PROCESO DE HIPOCLORACIÓN.-----	117
FIGURA 8.8. BOSQUEJOS DE FILTROS DE TAMBOR AL VACÍO.-----	119
FIGURA 8-9. INCINERADOR DE HORNO ROTATIVO.-----	122
FIGURA 8-10. INCINERADOR DE LECHO FLUIDIZADO.-----	123

INDICE DE FOTOGRAFIAS.

FOTOGRAFIA 1. PUNTO DE DESCARGA DE LAS AGUAS RESIDUALES Y DE TOMA DE MUESTRAS, EN UNA HORA PICO.-----	76
FOTOGRAFIA 2. LUGAR Y EQUIPO CON QUE SE REALIZO DE LA TOMA DE MUESTRAS.-----	76
FOTOGRAFIA 3. CANALETA DE DESCARGA AL RÍO.-----	77
FOTOGRAFIA 4. CONDICIÓN EN LA QUE SE ENCUENTRA EL RÍO POR LA DESCARGA DE AGUAS RESIDUALES.-----	77
FOTOGRAFIA 5. AGUA RESIDUAL CRUDA, SIN LA ADICIÓN DE POLÍMERO.-----	98
FOTOGRAFIA 6. AGUA RESIDUAL CON FORMACIÓN DE FLOCULOS POR LA ADICIÓN DE POLÍMERO.-----	98
FOTOGRAFIA 7. FINALIZACIÓN DEL PROCESO DE FLOCULACIÓN SEGUIDO DE LA SEDIMENTACIÓN.-----	98
FOTOGRAFIA 8. APARIENCIA DE LA JARRA QUE PRESENTA LA DOSIS ÓPTIMA DE COAGULANTE, CON LA FORMACIÓN DE UN VOLUMEN DE LODOS PROMEDIO.-----	100
FOTOGRAFIA 9. COLUMNA PARA PRUEBAS DE SEDIMENTACIÓN.-----	105
FOTOGRAFIA 10. FORMACIÓN DE FLÓCULO A SEDIMENTAR.-----	105
FOTOGRAFIA 11. MUESTRA DE AGUA RESIDUAL CLARIFICADA DESPUÉS DE LA SEDIMENTACIÓN.-----	106
FOTOGRAFIA 12. VOLUMEN DE LODOS FORMADOS AL FINAL DE LA SEDIMENTACIÓN.-----	106
FOTOGRAFIA 13. TIPO DE LODOS OBTENIDA DESPUÉS DE UNA DESHIDRATACIÓN AL VACÍO.-----	118

INTRODUCCIÓN.

El actual Hospital de Neumología nace en octubre de 1909, en ese año fue fundada una directiva para la creación del Sanatorio Nacional de Tuberculosis. En enero de 1972 se fusiona el Sanatorio y se convierte en Hospital de Neumología; en febrero de 1990 se crea el servicio de consulta externa; pero fue hasta en 1995 que se convierte en Hospital General.

El Hospital en el desarrollo de sus actividades, es generador de un volumen considerable de aguas residuales, por lo que el objetivo de este estudio es proponer el diseño de un sistema de tratamiento para contribuir a la reducción de las enfermedades de transmisión hídrica y la mitigación del impacto al medio ambiente.

Para el diseño del sistema de tratamiento de las aguas residuales, se tomaron en cuenta muchos factores como son el origen del vertido, características físicoquímicas y microbiológicas del vertido, el tipo de cuerpo receptor, la ubicación futura de la planta, condiciones del terreno, etc. Todo esto para determinar las etapas del tratamiento y así poder establecer el diseño de la planta.

La propuesta comprende tratamientos clasificados como primarios, secundarios y terciarios. El primario, contempla la separación de los sólidos gruesos, grasas, aceites, y la homogenización de las diferentes caudales con el tiempo, en las etapas de tamizado y homogenización. El secundario, elimina la fracción de los sólidos coloidales, en suspensión y la materia orgánica del agua residual, por medio de las etapas de floculación, sedimentación, flotación y filtración. La etapa de desinfección que corresponde al tratamiento terciario, está diseñada para utilizar como agente desinfectante hipoclorito de calcio.

La propuesta también incluye el tratamiento a los lodos generados por el sistema, el cual comprende las etapas de concentración, deshidratación, secado e incineración de los lodos, como solución para el subproducto generado en el sistema de sedimentación por coagulación.

Otro punto importante que comprende el documento, es el marco legal que se ha tomado en cuenta en la propuesta y para el desarrollo del estudio.

1.0 CARACTERÍSTICAS EPIDEMIOLÓGICAS DE LA CONTAMINACION DE FUENTES DE AGUA POR AGUAS RESIDUALES.

Los riesgos a la salud derivados del agua destinada al consumo humano contaminada con aguas residuales, por contacto directo o indirecto, por infiltración, etc., se pueden clasificar en dos grandes grupos: Biológicos y Químicos, según la exposición sea originada por microorganismos patógenos y sustancias químicas presentes en el agua.

1.1 RIESGOS BIOLÓGICOS Y SUS CONSECUENCIAS.

Los principales agentes biológicos transmitidos al hombre mediante el consumo de agua para la bebida o preparación de alimentos pertenecen a las categorías siguientes: bacterias patógenas, virus, parásitos intestinales y otros organismos que dan origen a las denominadas enfermedades de transmisión hídrica.

Dentro del extenso grupo de enfermedades de transmisión hídrica merecen destacarse por su importancia: las enfermedades diarreicas agudas, el cólera, la fiebre tifoidea y la hepatitis infecciosa. Otras enfermedades ocasionadas por agentes biológicos, transmitidas por contacto con el agua, son la anquilostomiasis, la estrongiloidiasis, la amebiasis, la giardiásis, la leptospírosis y la squistosomiasis.

1.1.1 ENFERMEDADES DIARREICAS AGUDAS (EDA).

Es conocido que la mayor parte de los cuadros diarreicos son producidos por rotavirus, Escherichia coli enterotoxigénica, Yersinia enterocolítica o ciertos bacilos enteropatógenos. Las cepas de Escherichia coli enterotoxigénica causa diarreas profusas y acuosas sin mucus ni sangre, acompañadas comúnmente de cólicos abdominales, vómitos, deshidratación y acidosis, acompañados o no de fiebre. La yersiniosis o enterocolitis, también llamada pseudotuberculosis, es una enfermedad entérica aguda que afecta sobre todo a niños de corta edad. Las enfermedades diarreicas agudas originadas por rotavirus ocurren en forma grave y son causa de defunción en el grupo de niños de edad temprana.

1.1.2 EL CÓLERA.

Es producida por el *Vibrio cholerae* O1, de los biotipos “clásicos” y el Tor sin distinción inmunológica, y de los Serotipos Inaba u Ogawa. La enfermedad es causada por una enterotoxina similar elaborada por el organismo, de ahí que el cuadro clínico sea semejante. Se transmite fundamentalmente por la vía fecal-oral, y tiene gran importancia en su transmisión las malas condiciones de abastecimiento de agua, y *de las evacuaciones de las excretas y de aguas residuales.*

1.1.3 DISENTERÍA BACILAR (SHIGELOSIS).

Es una infección bacteriana aguda del intestino grueso, caracterizada por diarreas, acompañada de fiebre, náuseas y a veces vómitos, cólicos y tenesmo. En los casos graves las heces contienen sangre, mucus y pus, se presentan también infecciones leves y asintomáticas. La gravedad de la afección y la letalidad, dependen de la edad del enfermo, del estado nutricional existente, de la magnitud de la dosis infectante y del serotipo del agente casual.

1.1.4 DISENTERÍA AMEBIANA.

Infección debida a un parásito protozoario que está presente en dos formas: el quiste infeccioso y resistente y el trofozoíto, más frágil (potencialmente invasor), de la *Entamoeba histolytica*. La enfermedad intestinal varía desde una disentería aguda y fulminante, hasta un malestar abdominal leve y diarrea con sangre y mucus, alternando con períodos de estreñimiento o remisión.

1.1.5 FIEBRE TIFOIDEA.

Es producida por la *Salmonella typhi*, la enfermedad se transmite por el agua y los alimentos contaminados con heces u orina de un paciente portador; su período de incubación es variable, de una a tres semanas, como promedio 14 días. Se encuentran bacilos en la sangre al principio de la enfermedad y en las heces u orina después de la primera semana. Esta enfermedad es característica de deficientes condiciones sanitarias del ambiente, dependiendo de las cifras de notificación de la existencia y funcionamiento de programas de vigilancia epidemiológica.

1.1.6 HEPATITIS INFECCIOSA TIPO A.

Su inicio es generalmente súbito, con fiebre, malestar general, anorexia, náuseas y molestias abdominales, seguidos de íctero pocos días después. La enfermedad varía desde casos leves que duran de una a dos semanas, hasta una forma grave e incapacitante que continúa por varios meses. Lo más común es que haya recuperación total sin secuelas o recaídas. La vía de transmisión más frecuente de la hepatitis infecciosa es la buco-intestinal y se contrae debido a la presencia de malas condiciones de saneamiento ambiental y el hacinamiento en el hogar.

1.1.7 ESQUISTOSOMIASIS.

Es una enfermedad producida por variedades de esquistosomas (tremátodos): el *Schistosoma mansoni*, el *S. Hematobium*, el *S. Japonicum* y los parásitos afines *S. Macongi* y *S. Intercalatum*. La sintomología de esta enfermedad, también llamada bilharziasis, depende de la localización del parásito en el hospedero humano. El *S. Mansoní* y el *S. Japonicum*, originan principalmente manifestaciones intestinales, mientras que el *S. haematobium* causa manifestaciones urinarias. Las larvas de algunas especies de esquistosomiasis de aves y mamíferos pueden penetrar la piel humana y producir una dermatitis conocida como “prurito de los nadadores”. Estos esquistosomas, que no maduran en el hombre, afectan a personas que se bañan en los lagos y ciertas playas marítimas.

1.2 RIESGOS QUIMICOS RELACIONADOS CON EL AGUA DE CONSUMO.

Las enfermedades relacionadas con la contaminación del agua de bebida y la evacuación inadecuada de aguas residuales y excretas se cuentan entre las tres causas principales de enfermedad y muerte en el mundo. (Agua y salud, 1992).

El hombre puede estar expuesto durante la mayor parte de su vida a niveles bajos de una amplia variedad de sustancias químicas ambientales. Por lo común, el grado de exposición es insuficiente para producir signos manifiestos de toxicidad y por esa razón no es posible, en la mayoría de los casos, establecer claramente las relaciones de causa-efecto.

Por otra parte, la exposición simultánea a varias sustancias químicas a través de los diferentes elementos del ambiente, hace más difícil la evaluación del grado de peligrosidad vinculado a una sola de ellas.

Algunos contaminantes químicos, si exceden de cierta concentración pueden constituir un riesgo tóxico directo cuando se ingieren con el agua, tal es el caso, por ejemplo, de los nitratos, el arsénico y el plomo. Otros componentes del agua, potable como los fluoruros, resultan beneficiosos a la salud, aunque puedan afectarla al variar sus concentraciones en este medio (por exceso o defecto).

Para evitar las consecuencias que pueda tener la contaminación química de las aguas de consumo sobre la salud humana se han establecido los llamados " valores guía o normas de potabilidad ", cuyo propósito es definir un tipo de agua de calidad tal que pueda ser consumida por todas las personas durante toda su vida. A continuación describiremos alguno efectos en la salud producto de la contaminación de las aguas de consumo, por agentes químicos arrastrados por las aguas residuales, como carbonatos, nitratos, metales tóxicos, etc.

1.2.1 DUREZA DEL AGUA

Diferentes investigadores han destacado una relación estadística inversa entre la dureza del agua de consumo y la tasa de mortalidad por enfermedades cardiovasculares. Las zonas abastecidas con aguas blandas presentan casi en forma sistemática una prevalescencia significativamente mas elevada de cardiopatías arterioescleróticas o de enfermedades degenerativas del corazón, hipertensión y muerte repentina de origen cardiovascular o por una combinación de esas afecciones.(4)

1.2.2 NITRITO Y NITRATOS.

Cantidades elevadas de nitrato pueden causar una enfermedad llamada metahemoglobinemia o cianosis de los nitratos en los infantes, especialmente en aquellos que se les da leche preparada, debido a que los jugos gástricos de los recién nacidos son neutros en vez de ácidos, los nitratos se reduce a nitritos.

La absorción de los nitritos por la corriente sanguínea y su combinación con la hemoglobina, que no es un portador de oxígeno, priva a los organismos y tejidos de este elemento vital; la cianosis (una coloración azul de la piel) es el síntoma de envenenamiento.

Además, los nitratos podrían ser causantes, junto con otras sustancias, de la producción del bocio, con predominio de esta enfermedad en las regiones que tienen pozos muy contaminados (3). Los nitratos pueden ser reducidos a nitritos por la microflora intestinal, sobretodo en los lactantes pequeños; en adultos normales los nitratos absorbidos se excretan rápidamente por el riñón. (4)

1.2.3 METALES TOXICOS.

La separación de los metales pesados del agua residual es de vital importancia en un sistema de tratamiento, lo mejor será eliminarlos de las corrientes principales antes de que lleguen a dicho sistema, evitando así, la contaminación de las otras corrientes de aguas, en este caso se registra como fuentes de generación de metales tóxicos, los desechos líquidos provenientes del área de Rayos X, los cuales contienen plata (Ag); este es un metal tóxico a largo plazo, provoca la decoloración grisácea de la piel, ojos y membranas mucosas.

1.3 GENERALIDADES DE LA TUBERCULOSIS.

Enfermedad que no es de transmisión hídrica, pero de la que es muy importante conocer como se transmite, sus síntomas, precauciones y tratamiento a seguir para una total rehabilitación. Esta es una de las enfermedades para la cual el Hospital Saldaña ofrece tratamiento, entre otras, y así servir a la población.

Es una enfermedad que generalmente ataca a los pulmones, pero también ataca al cerebro (Meningitis, huesos, riñón, corazón, intestino, ganglios, piel). Causada por un microbio llamado Mycobacterium, comúnmente llamado Bacilo de Koch, la cual se transmite por un paciente enfermo que al toser expulsa gotas de saliva que contiene el Bacilo de Koch, las gotas son aspiradas por la nariz de una persona sana y el bacilo logra llegar al pulmón y así es como se transmite. Sus síntomas son tos, fiebre que dura más de un mes, escalofríos, pérdida de peso, espuce con sangre.

Esta enfermedad se diagnostica a través del examen de esputo. El examen que se le aplica a la muestra de esputo se llama Baciloscopía, este se realiza por microscopio. Para tratarla se utilizan medicamentos. Por la naturaleza y característica particular del bacilo se usan cuatro medicamentos. El tiempo que se necesita para llegar a curar esta enfermedad requiere de seis a nueve meses. Si una persona abandona el tratamiento corre el peligro de morir o de quedar como un inválido respiratorio (siempre cansado para respirar, dificultad para caminar o correr).

1.4 ENFERMEDADES CONTAGIOSAS RELACIONADAS CON LAS AGUAS RESIDUALES.

A continuación presentamos en la tabla 1, algunas enfermedades contagiosas adquiridas por el hombre, producto del contacto con las aguas residuales, en general, en fuentes superficiales y/o subterráneas de abastecimiento de agua, o por contacto directo con la piel.

TABLA 1. ALGUNAS ENFERMEDADES CONTAGIOSAS DEL HOMBRE, EN LAS CUALES LAS AGUAS RESIDUALES PUEDEN SERVIR COMO HABITAT DE LOS AGENTES PATOGENOS O COMO FUENTE INFECCIOSA. (3)

Enfermedad	Difusión	Organismo Infeccioso y Hábitat	Forma de Transmisión
Cólera: infección general aguda.	Original de la india y Bangladesh, de donde a veces se expande en forma epidémica; el tipo El Tor es propio del pacífico Sur, Asia y el Cercano Oriente.	Vibriones cólera: bacterias eliminadas en las heces y los vómitos de las personas infectadas.	Transmisión especialmente a través del agua, pero también a través de los alimentos contaminados, moscas, suelo.
Amebiasis: enfermedad intestinal	Difundida en todo el mundo: con frecuencia en un 50% o más de la población de lugares sin instalaciones sanitarias, especialmente en regiones tropicales.	Entamoeba histolytica. Organismo monocelular, eliminado en las heces humanas.	Agua, transmisión de heces frescas de mano a boca, verduras en estado de descomposición; moscas: manipulación de alimentos con las manos sucias.
Fiebre tifoidea: enfermedad intestinal.	Muy difundida en todo el mundo: enfermedad usual en el Lejano Oriente, el Cercano Oriente, Centro América, Sur América y África.	Salmonella typhii: bacilo expulsado en las heces y la orina de las personas infectadas.	La vía de transmisión, más importante es por el agua y los alimentos contaminados; las verduras cultivadas en suelos infectados constituyen un factor importante en algunos países, así como las moscas.
Leptospirosis: infección general severa.	Extendida en todo el mundo; enfermedad ocupacional típica de los trabajadores agrícolas que tienen contacto con tierras o aguas infectadas.	Leptospira icterohaemorrhagiae y otros, expulsado en la orina de animales infectados, especialmente reces, perros, roedores y cerdos.	Por el contacto con el agua, el lodo o el suelo contaminado por la orina de animales infectados.
Ascariasis: enfermedad intestinal	Difundida en todo el mundo; alta incidencia en regiones tropicales húmedas, donde ataca a más del 50% de la población.	Ascaris Lumbricoides. Lombriz redonda, eliminada en las heces humanas.	Transmisión directa o indirecta de las larvas de la mano a la boca, también transmisión a través del polvo.

Continuación... TABLA 1

ALGUNAS ENFERMEDADES CONTAGIOSAS DEL HOMBRE, EN LAS CUALES LAS AGUAS RESIDUALES PUEDEN SERVIR COMO HABITAT DE LOS AGENTES PATOGENOS O COMO FUENTE INFECCIOSA. (3)

Enfermedad	Difusión	Organismo Infeccioso y Hábitat	Forma de Transmisión
Shigelosis: enfermedad intestinal aguda.	Todas las regiones del mundo, zonas árticas, templadas y tropicales.	Veintisiete serotipos de la clasificación Shigella: bacteria expulsada en las heces de personas infectadas.	Mediante contacto directo a consecuencia del transporte de materia fecal a la boca, pero también a través de alimentos contaminados o por acción de las moscas o el contacto con tierra contaminada.
Tétanos: enfermedad virulenta, con frecuencia mortal, provocada por la toxina del bacilo del tétanos.	Difundida en todo el mundo, pero los casos mortales se presentan principalmente en las áreas rurales de las zonas tropicales.	Clostridium tetani: bacilos propios de los animales, especialmente del caballo, expulsados hacia la tierra, donde permanecen activos por mucho tiempo.	Esporas en la tierra, en la calle, el polvo y en las heces de personas y animales que se introducen en el organismo a través de lesiones, especialmente heridas.
Anquilostomiasis: infección intestinal originada por sanguijuelas	Endémica principalmente en zonas tropicales y subtropicales de las Américas, en la región del Mar mediterráneo y en Asia.	Nactor americanus y Ancylostoma doudenale: nematodos eliminados en las heces de las personas infectadas.	Las larvas, que se encuentran en tierras calientes y húmedas, penetran bajo la piel, especialmente por los dedos de los pies.
Estrongiloidosis: enfermedad contagiosa, normalmente ubicada en el tracto intestinal.	Su difusión geográfica es igual a la de la anquilostomiasis	Strongiloides stercoralis: lombriz expulsada por un perro o una persona, infectados.	Las larvas que se encuentran en tierras húmedas infectadas se introducen a través de la piel, especialmente por la de las piernas.
Infección con Tricurtis: enfermedad infecciosa del intestino grueso.	Difundida en todo el mundo, especialmente en zonas de clima cálido y húmedo.	Trichurtis trichiura: lombriz expulsada en las heces de personas infectadas.	Ingreso de lombrices que se encuentran en tierras infectadas.

1.5 DESCRIPCIÓN DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO EFECTUADOS A LAS AGUAS RESIDUALES.

Los análisis realizados a las muestras de aguas residuales están contemplados dentro de los parámetros que exige la Ley de Medio Ambiente y se incluyen otros que proporcionarán la información necesaria para definir el diseño del sistema de tratamiento.

1.5.1 ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO.

Sólidos en Suspensión (SS): los sólidos en suspensión pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de fango y de condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar al entorno acuático. El análisis de estos sólidos se emplea habitualmente para determinar la estabilidad biológica de sistemas con fangos de aguas residuales.

Sólidos Totales Disueltos (STD): estos engloban también los sólidos coloidales, que no pueden ser eliminados por sedimentación, para esto es necesario la oxidación biológica o la coagulación química. Además este es un parámetro de diseño importante, porque refleja la cantidad de partículas que no se eliminan por sedimentación simple.

Sólidos Totales (ST): como su nombre lo indica es la totalidad de la materia orgánica e inorgánica que se encuentra presente en un volumen de agua residual, después de un proceso de evaporación entre 103 y 105 °C. Este dato nos da una pauta de la cantidad de materia a ser removida y el volumen de lodo que se puede obtener en procesos como la sedimentación por precipitación química.

DBO: es un parámetro que se utiliza para medir el grado de contaminación orgánica presente en las aguas residuales y también es una medida de la cantidad aproximada de oxígeno disuelto que se requerirá para estabilizar la materia orgánica presente.

DQO: al igual que la DBO se emplea para medir el contenido de materia orgánica, siendo su valor mayor que la DBO debido a que en las aguas residuales existe mayor número de compuestos cuya oxidación tiene lugar por vía química, que las que se oxidan vía biológica.

Turbidez: es un parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas, se debe tomar en cuenta que la apariencia de las agua no debe ser desagradable a la vista y al olfato.

Grasas y Aceites: La presencia de grasas y aceites en las aguas residuales pueden causar problemas en el sistema de drenaje o alcantarillado como en la planta de tratamiento, además si no se elimina su contenido, antes del vertido del agua residual a un cuerpo receptor (río), puede interferir con la vida biológica de las aguas superficiales y crear películas y acumulaciones de materia flotante desagradable.

Cloruros: La presencia de los cloruros en concentraciones superiores a las normales pueden constituir indicadores de que la masa de agua receptora está siendo utilizada para el vertido de aguas residuales.

Nitratos y Fosfatos: el contenido de nitrógeno presente en el agua residual, expresado como nitrato, al igual que el contenido de fósforo, expresado como fosfato, es esencial para el crecimiento de protistas (algas, hongos, protozoos) y plantas (de semilla, musgos y helechos), razón por la cual reciben el nombre de nutrientes o bioestimuladores. La formación o crecimiento de algas en los cauces de los ríos, son la principal muestra de contaminación por nitrógeno y fósforo, la presencia de ellas afecta el valor del agua de abastecimiento, ya que puede originar problemas de olor y sabor. La eliminación de estos compuestos presentes en el agua residual es de vital importancia en la planta de tratamiento, de modo que los efluentes no favorezcan el crecimiento de las algas y demás plantas acuáticas, también las trazas de hierro son elementos nutritivos para el crecimiento de algas.

Sulfatos: los sulfatos se reducen químicamente a sulfuros y a sulfuros de hidrógeno (H_2S), bajo la acción bacteriana en condiciones anaerobias, por lo que se deben mantener las condiciones aerobias durante el tiempo de residencia en el sistema de tratamiento.

1.5.2 ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO.

Estos análisis han sido empleado para hacer énfasis en el diseño de un eficiente sistema de desinfección, ya que los organismos bacterianos patógenos que pueden ser excretados por el hombre son causantes de enfermedades del aparato intestinal y deben ser eliminados del efluente.

Bacterias coliformes totales: El grupo de coliformes incluye cuatro géneros de la familia enterobacteriácea estas son: el escherichia, klebisella, citrobactor y enterobacter. Este análisis se utiliza como indicador de la presencia de organismos patógenos en el agua residual.

Bacterias coliformes fecales: Especies de organismos que pueden fermentar la lactosa con generación de gas (o colonias) a una temperatura de incubación elevada ($44.5 \pm 0.2^{\circ}\text{C}$ durante $24 \pm 2\text{h}$), al igual que el análisis anterior este también es un indicador de contaminación por patógenos.

Escherichia coli: es parte de la población bacteriana y es el género de coliformes mas representativo de las fuentes de contaminación fecal; su presencia en las aguas superficiales o sistemas de distribución mal clorados, y su consumo, provoca una enfermedad llamada gastroenteritis, conocida como diarrea.

2.0 CARACTERÍSTICAS QUE DEBEN TOMARSE EN CUENTA PARA EL DISEÑO DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

Conocer las características físicas, químicas y biológicas de la materia que se encuentra presente en las aguas residuales y que serán sometidas a tratamiento, es de vital importancia para poder adaptar técnicas, procesos y mecanismos que hagan posible la separación de los elementos que dan coloración al vertido, que demandan mayor cantidad de oxígeno para ser degradados y que podrían ser causantes de enfermedades contagiosas para el ser humano. Todo esto se analiza para obtener al final un sistema de tratamiento capaz de mitigar el impacto negativo que un vertido como el hospitalario, causa al medio ambiente.

2.1 PRETRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

El pretratamiento de las aguas residuales se define como el proceso de eliminación de los constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares. Como ejemplo de pretratamiento podemos citar el desbaste y dilaceración para la eliminación de sólidos gruesos y trapos, la flotación para la eliminación de grasas y aceites y el desarenado para la eliminación de la materia en suspensión gruesa que pueda causar obstrucciones en los equipos y un desgaste excesivo en los mismos.

2.2 TRATAMIENTO PRIMARIO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

En el tratamiento primario se elimina una fracción de los sólidos en suspensión y de la materia orgánica del agua residual. Esta eliminación suele llevarse a cabo mediante operaciones físicas tales como el tamizado y la sedimentación. El efluente del tratamiento primario suele contener una cantidad considerable de materia orgánica y una DBO alta.

2.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO CONVENCIONAL.

El tratamiento secundario de las aguas residuales está principalmente encaminado a la eliminación de los sólidos en suspensión y de los compuestos orgánicos biodegradables, aunque a menudo se incluye la desinfección como parte del tratamiento secundario. Se define el tratamiento secundario convencional como la combinación de diferentes procesos normalmente empleados para la eliminación de estos constituyentes, estos pueden ser: la floculación ó precipitación química seguida de una sedimentación tipo floculenta y la filtración; la cual puede ser rápida o lenta dependiendo de las características del flóculo formado.

2.4 CONTROL Y ELIMINACION DE NUTRIENTES.

La eliminación y control de los nutrientes presentes en el agua residual es importante por diversas razones. Normalmente, es necesaria debido a :

1. Vertido a cuerpos de aguas receptores confinados, en los que se pueda crear o acelerar los procesos de eutricación.
2. Vertidos a cursos de agua en los que la nitrificación pueda limitar los recursos de oxígeno o en los que puedan proliferar el arraigamiento de las plantas acuáticas.
3. Recarga de aguas subterráneas que pueden ser usadas indirectamente para el abastecimiento público de agua.

Los principales nutrientes contenidos en aguas residuales son el nitrógeno y el fósforo, y su eliminación puede llevarse a cabo por procesos químicos, biológicos o una combinación de ambos. En muchos casos, la eliminación de nutrientes se realiza en combinación con el tratamiento secundario; por ejemplo, se pueden añadir sales metálicas en los tanques de aireación para provocar la precipitación del fósforo en el proceso de decantación final. (1)

3.0 CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse con procesos químicos, físicos y/o biológicos. Los métodos individuales pueden clasificarse en operaciones físicas unitarias, procesos químicos unitarios y procesos biológicos unitarios. (1)

Por las características que presenta el agua residual en estudio, como son, su alto contenido de compuestos químicos, entre los cuales tenemos residuos de laboratorio, detergentes, desinfectantes y elementos tóxicos, como iones de plata, no se considera necesario hablar de sistemas de tratamiento biológico, ya que el medio en que se desarrollarían las bacterias no es el conveniente, además la zona en estudio donde se planea construir la planta de tratamiento, no es la adecuada debido a que se generarían olores, lo que podría causar un serio daño a las personas que laboran y se rehabilitan de enfermedades respiratorias en el Hospital.

3.1 OPERACIONES UNITARIAS.

Los métodos de tratamiento en los que predomina la acción de fuerzas físicas se conocen como operaciones físicas unitarias. Puesto que estos métodos han evolucionado directamente a partir de las primeras observaciones de la naturaleza por parte del hombre, fueron los primeros en ser aplicados al tratamiento de las aguas residuales. El desbaste, mezclado, floculación, sedimentación, flotación, transferencia de gases y filtración son operaciones unitarias típicas. A continuación se presentan características importantes de las operaciones físicas unitarias adoptadas para la propuesta de diseño.

3.1.1 TAMIZADO.

La primera operación unitaria que tiene lugar en las plantas de tratamiento es la operación de tamizado o desbaste. Los elementos separadores pueden estar constituidos por barras, alambres, varillas paralelas, rejillas, telas metálicas o placas perforadas y las aberturas pueden ser de cualquier forma, aunque normalmente pueden ser ranuras rectangulares u orificios circulares. Los elementos formados por varillas o barras paralelas reciben el nombre de rejas de barrotes. El término tamiz se circunscribe al uso de placas perforadas y mallas metálicas de sección cuneiforme.

La función que desempeñan las rejas y tamices se conoce con el nombre de desbaste y el material separado de esta operación recibe el nombre de basuras o residuos de desbaste. Según el método de limpieza que se emplee, los tamices o rejas pueden ser de limpieza manual o automática. Generalmente, las rejas tienen aberturas (separación entre las barras) superiores a 15 mm, mientras que los tamices tienen tamaños inferior a este valor.

3.1.2 HOMOGENIZACIÓN DE CAUDALES.

La homogenización del caudal es una medida que se emplea para superar los problemas de incremento y disminución en la concentración y el volumen del caudal ya que estas variaciones provocan un mal funcionamiento en las instalaciones, reduciendo la efectividad de los procesos de tratamiento situados aguas abajo.

La homogenización consiste simplemente en amortiguar por laminación las variaciones de caudal con el objeto de conseguir un caudal constante o casi constante.

La homogenización se aplica cuando se tiene:

1. Caudales en tiempo seco.
2. Caudales procedentes de las redes de alcantarillados separativas en épocas lluviosas.
3. Caudales procedentes de redes de alcantarillado unitarias, combinación de aguas pluviales y aguas residuales sanitarias.

La aplicación de la homogenización de caudales en el tratamiento de aguas residuales se muestra en la fig. 3-1. En la disposición que recibe el nombre " en línea " (fig. 3 - 1a) la totalidad del caudal pasa por el tanque de homogenización. Este sistema permite reducir las concentraciones de los diferentes constituyentes y amortiguar los caudales de forma considerable. En la disposición en " derivación " en línea (fig. 3 - 1b), solo se hace pasar en el tanque de homogenización el caudal que excede un límite prefijado. Aunque con este segundo sistema se minimizan las necesidades de bombeo, la reducción de la concentración de los diferentes constituyentes no es tan alta como en el primero.

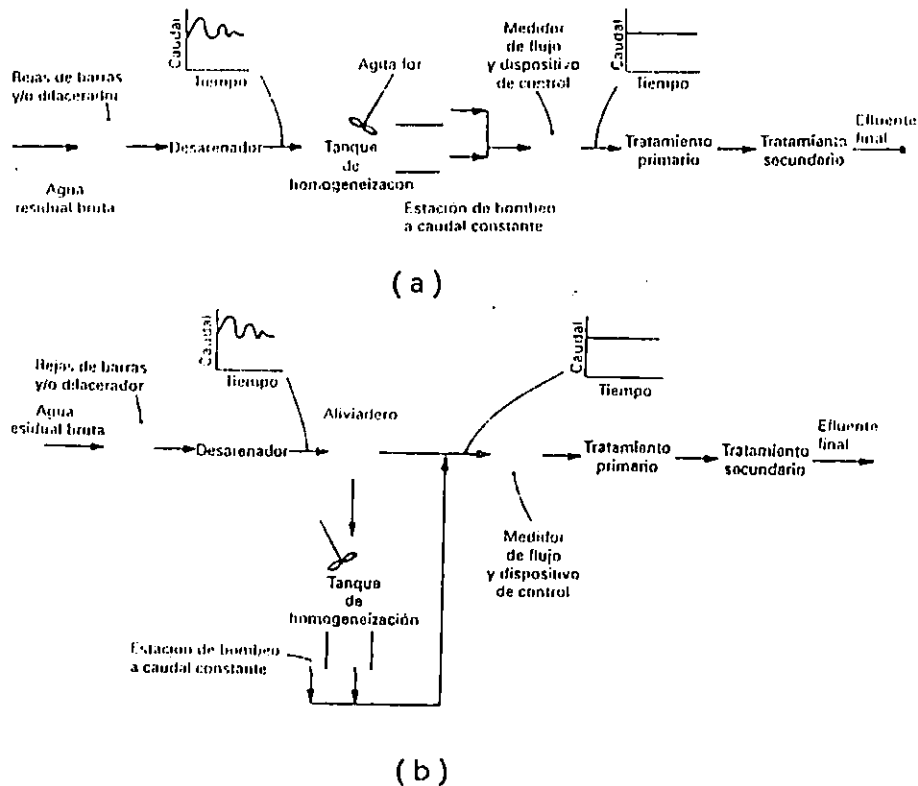


FIGURA 3 - 1

Diagrama de flujo típicos de una planta de tratamiento de aguas residuales incorporando homogenización del caudal. a) Homogenización en línea;
b) Homogenización en derivación

Las principales ventajas que produce la homogenización de los caudales son las siguientes:

1. Mejora el tratamiento biológico, ya que elimina o reduce las cargas de choque, se diluyen las sustancias inhibitoras, y se consigue estabilizar el pH.
2. Mejora la calidad del efluente y del rendimiento de los tanques de sedimentación secundario al trabajar con carga de sólidos constantes.
3. Reducción de las superficies necesarias para la filtración del efluente, mejora de los rendimientos de los filtros y posibilidad de conseguir ciclos de lavado más uniformes.
4. En el tratamiento químico, el amortiguamiento de las cargas aplicadas mejora el control de la dosificación de los reactivos y la fiabilidad del proceso.

Aparte de la mejora de la mayoría de las operaciones y procesos de tratamiento, la homogenización del caudal es una opción alternativa para incrementar el rendimiento de las plantas de tratamiento que se encuentran sobrecargadas.

La ubicación óptima de las instalaciones de homogenización debe determinarse para cada caso concreto. Dado que la localización óptima variará en función del tipo de tratamiento, de las características de la red de alcantarillado y del agua residual, es preciso realizar un estudio detallado de las diferentes posibilidades.

3.1.3 MEZCLADO.

El mezclado es una operación unitaria de gran importancia en muchas fases del tratamiento de aguas residuales, entre las que podemos citar:

1. Mezcla completa de una sustancia con otra
2. Mezclas de suspensiones líquidas
3. Mezclas de líquidos miscibles
4. Floculación
5. Transferencia de calor

Como ejemplo podemos citar la mezcla de productos químicos con agua residual (cloro o hipoclorito de sodio se mezclan con el efluente a la salida de los tanques de sedimentación secundarios).

La mayoría de las aplicaciones de mezclado relacionadas con el tratamiento de aguas residuales pueden clasificarse en *continuas* y *rápidas continuas* (30 segundos o menos). Estas últimas suelen emplearse en los casos en los que debe mezclarse una sustancia con otra, mientras que las primeras tienen su aplicación en aquellos casos en los que debe de mantenerse en suspensión el contenido del reactor o depósito.

Mezcla continuas en reactores y tanques de retención: en el proceso de mezcla continua, el principal objetivo consiste en mantener en un estado de mezcla completa el contenido del reactor o del tanque de retención. El mezclado continuo puede llevarse a cabo mediante diversos sistemas, entre los cuales se encuentran:

1. Los mezcladores mecánicos.
2. Mecanismos pneumáticos.
3. Mezcladores estáticos.
4. Por bombeo.

El mezclado mecánico se lleva a cabo mediante los mismos procedimientos y medios que el mezclado mecánico rápido continuo. El mezclado pneumático comporta la inyección de gases, que constituye un factor importante en el diseño de los canales de aireación del tratamiento biológico del agua residual. Un canal con pantallas deflectoras es un tipo de mezclador estático que se emplea en el proceso de floculación.

Mezcla rápida continua de productos químicos: en el proceso de mezcla rápida continua, el objetivo es mezclar una sustancia con otra. La mezcla rápida puede durar desde una fracción de segundo hasta alrededor de 30 segundos. La mezcla rápida de productos químicos se puede llevar a cabo mediante diversos sistemas, entre los que destacan:

1. Resalto hidráulico en canales.
2. Dispositivos venturi.
3. Conducciones.
4. Por bombeo.
5. Mediante mezcladores estáticos.
6. Mediante mezcladores mecánicos.

En los cuatro primeros el mezclado se consigue como consecuencia de las turbulencias que se crean en el régimen de flujo. En los mezcladores estáticos las turbulencias se producen como consecuencia de la disipación de energía mientras que en los mezcladores mecánicos las turbulencias se consiguen mediante la aportación de energía con impulsadores giratorios como las paletas, hélices y turbinas. En la figura 3 – 2 se ilustran algunos dispositivos típicos empleados para el mezclado en plantas de tratamiento de aguas residuales.

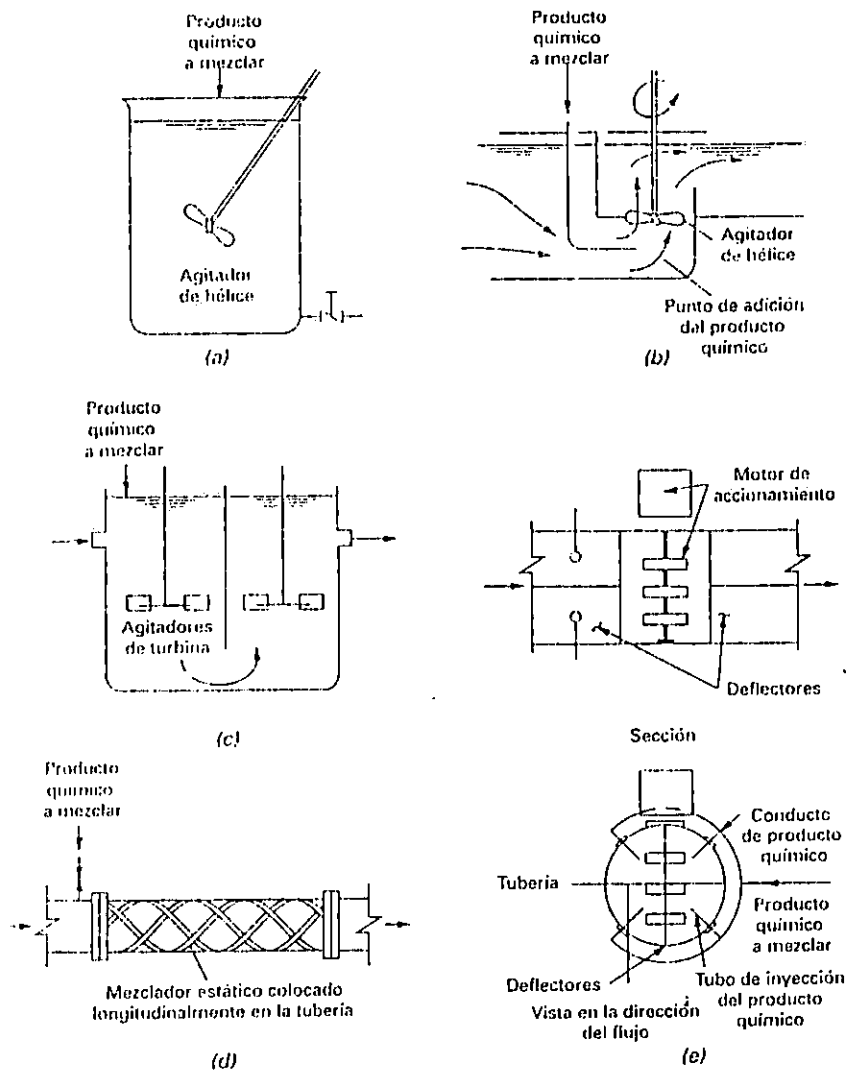


FIGURA 3 – 2

Agitadores típicos empleados en las plantas de tratamiento de aguas residuales:
 (a , b) agitador de hélice. (c) mezclador de turbina, (d) mezclador estático en línea, y
 (e) mezclador de turbina en línea (sección vista en dirección de flujo) (1).

3.1.4 SEDIMENTACIÓN.

Este es un proceso mediante el cual se verifica la deposición de las partículas en suspensión por acción de la gravedad, es decir, por la fuerza que desarrolla la partícula al caer. Esta operación se emplea para la eliminación de arenas, de la materia en suspensión, de los flóculos químicos cuando se emplea la coagulación química de los flóculos biológicos en los decantadores secundarios en los procesos de fango activado y para la concentración de los sólidos en los espesadores de fango.

En la mayoría de los casos, el objetivo principal es la obtención de un efluente clarificado, pero también es necesario producir un fango cuya concentración de sólidos permita su fácil tratamiento y manejo.

En función de la concentración y de la tendencia a la interacción de las partículas, en la sedimentación se dan cuatro tipos: Discretas, Floculenta, Retardada, (también llamada zonal) y por compresión, (Tabla 2). Es frecuente que durante el proceso de sedimentación, ésta se produzca por diferentes mecanismos en cada fase, y también es posible que los cuatro mecanismos de sedimentación se lleven a cabo simultáneamente.

TABLA 2. Tipos de sedimentación que intervienen en el tratamiento del agua residual.(1)

Tipo de Fenómeno de sedimentación	Descripción	Aplicación / Situaciones en que se presenta
De partículas Discretas (Tipo I)	Se refiere a la sedimentación de partículas en una suspensión con baja concentración de sólidos. Las partículas sedimentan como entes individuales y no existen interacción sustancial con las partículas vecinas.	Eliminación de las arenas del agua residual.
Floculenta (Tipo II)	Se refiere a una suspensión bastante diluída de partículas que se agregan, o floculan, durante el proceso de sedimentación. Al unirse, las partículas aumentan de masa y sedimentan a mayor velocidad.	Eliminación de una fracción de los sólidos en suspensión del agua residual bruta en los tanques de sedimentación primaria, y en la zona superior de los decantadores secundarios. También elimina los flóculos químicos de los tanques de sedimentación.
Retardada También llamada zonal (Tipo III)	Se refiere a suspensiones de concentración intermedia, en las que las fuerzas entre partículas son suficientes para entorpecer la sedimentación de las partículas vecinas. Las partículas tienden a permanecer en posición relativa fijas, y la masa de partículas sedimenta como una unidad. Se desarrolla una interfase sólido-líquido en la parte superior de la masa que sedimenta.	Se presenta en los tanques de sedimentación secundaria empleados en las instalaciones de tratamiento biológico.
Compresión (Tipo IV)	Se refiere a la sedimentación en la que las partículas están concentradas de tal manera que se forma una estructura, y la sedimentación solo puede tener lugar como consecuencia de la compresión de esta estructura. La compresión se produce por el peso de las partículas, que se van añadiendo constantemente a la estructura por sedimentación desde el líquido sobrenadante.	Generalmente se produce en las capas inferiores de una masa de fango de gran espesor, tal como ocurre en el fondo de los decantadores secundarios profundos y en las instalaciones de espesamiento de fangos.

3.1.4.1 ECUACIONES DE DISEÑO PARA EL SISTEMA DE SEDIMENTACIÓN.

En el proyecto de tanques de sedimentación, el procedimiento normal es seleccionar una partícula con una velocidad vertical final v_o y diseñar el tanque de modo que queden eliminadas todas aquellas partículas cuya velocidad vertical final sea igual o superior a v_o . Entonces, la producción de agua clarificada por unidad de tiempo es:

$$Q = Av_o \quad 3-1$$

donde A es el área de la superficie del tanque de sedimentación. La ecuación 3-1 proporciona la siguiente expresión:

$$v_o = \frac{Q}{A} = \text{carga de superficie } m^3 / m^2.d \quad 3-2$$

que demuestra que la carga de superficie, parámetro habitual de diseño, es equivalente a la velocidad de sedimentación. En el caso de sedimentación a caudal continuo, la longitud del tanque y el tiempo que permanece en él un volumen unitario de agua (tiempo de retención) deben ser tales que permitan el depósito en el fondo del tanque de todas aquellas partículas cuya velocidad de sedimentación sea v_o . La velocidad de sedimentación de proyecto, el tiempo de retención y la profundidad del tanque se relacionan mediante la siguiente expresión:

$$v_o = \frac{\text{Profundidad}}{\text{Tiempo de detención}} \quad 3-3$$

En la práctica se deben adoptar ciertos factores de proyecto como son: el efecto de la turbulencia en la salida del tanque, de la formación de cortocircuitos, de las acumulaciones de fango, y de los gradientes de velocidad causados por los equipos de evacuación de los fangos, de esto hablaremos más adelante.

3.1.4.2 ANÁLISIS DE LA SEDIMENTACIÓN DE SUSPENSIONES FLOCULENTAS. (Tipo 2)

En soluciones relativamente diluídas, las partículas no se comportan como partículas discretas sino que tienden a agregarse unas a otras durante el proceso de sedimentación. Conforme se produce la coalescencia o floculación, la masa de partículas va aumentando, y se deposita a mayor velocidad. La medida en que se desarrolla el fenómeno de floculación depende de la posibilidad de contacto entre las diferentes partículas, que a su vez es función de la carga de superficie, de la profundidad del tanque, del gradiente de velocidad del sistema, de la concentración de partículas y de los tamaños de las mismas. El efecto de estas variables sobre el proceso se determinará mediante ensayos de sedimentación.

Para determinar las características de sedimentación de una suspensión de partículas floculentas se puede emplear una columna de sedimentación. El diámetro de la misma puede ser cualquiera, pero su altura deberá ser la misma, que la del tanque de sedimentación de que se trate. Para el estudio se utilizará una columna de plástico transparente de 12 cm de diámetro por 1.50 m de alto. Los orificios de muestreo se colocaron cada 30 cm. La solución materia en suspensión se introduce en la columna de modo que se produzca una distribución uniforme de tamaños de las partículas en toda la profundidad del tubo.

También es necesario mantener la temperatura uniforme durante el ensayo, con objeto de evitar la presencia de corrientes de convección. La sedimentación debe tener lugar en condiciones de reposo. La toma de muestras, y su posterior análisis para conocer el contenido total de sólidos se realiza a diferentes intervalos de tiempo. Para cada muestra analizada se calcula el porcentaje de eliminación, y los resultados se representan en una gráfica en función de la profundidad y el tiempo de toma de muestra. Una vez dibujados los puntos, se trazan las curvas que pasan por los puntos de idéntico porcentaje de eliminación.

La mayor parte de los agregados de flóculos formados en las aguas residuales, son relativamente frágiles. Conforme crecen en tamaño, aumentan los gradientes de velocidad a través de ellos. Esto los puede romper hasta un determinado tamaño límite. Como regla, las suspensiones floculentas que entran a los tanques de sedimentación en las plantas de

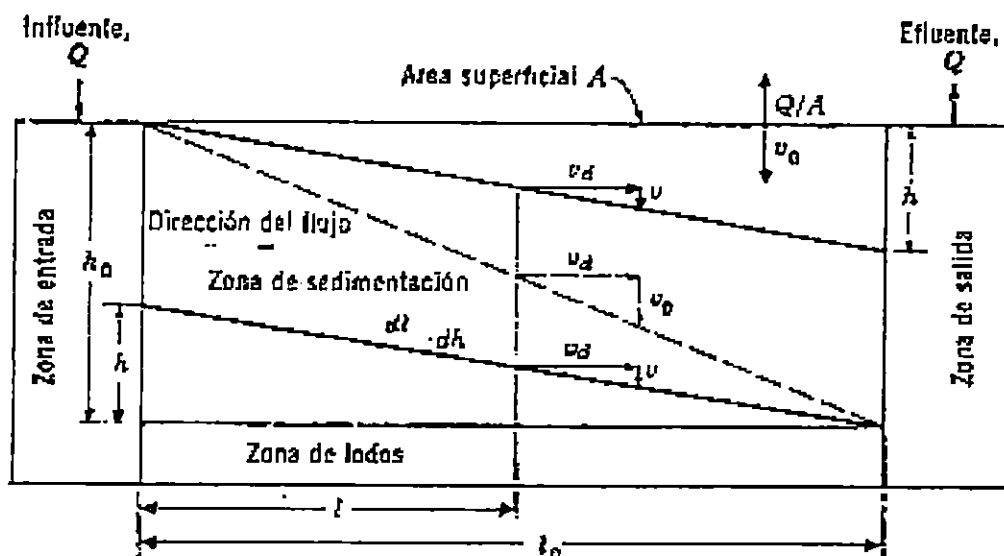
tratamiento de aguas residuales no han alcanzado todavía este límite, y la sedimentación se mejora materialmente mediante un crecimiento adicional de los flóculos. La formación de flóculos según la naturaleza de los sólidos que se encuentran en suspensión y el proceso de sedimentación, se puede inducir mediante coagulación química controlando la agitación para favorecer el crecimiento de los flóculos.

Los agregados floculados absorben agua y por eso aumentan en volumen, pero disminuyen en densidad. El contenido de agua de los agregados floculados y de los agregados de partículas discretas se reduce por compresión en las acumulaciones del fondo (lodos o flujo inferior). Sin embargo, el grado de compactación rara vez es grande, debido a que las profundidades acumuladas y las fuerzas compresivas resultantes son generalmente pequeñas.

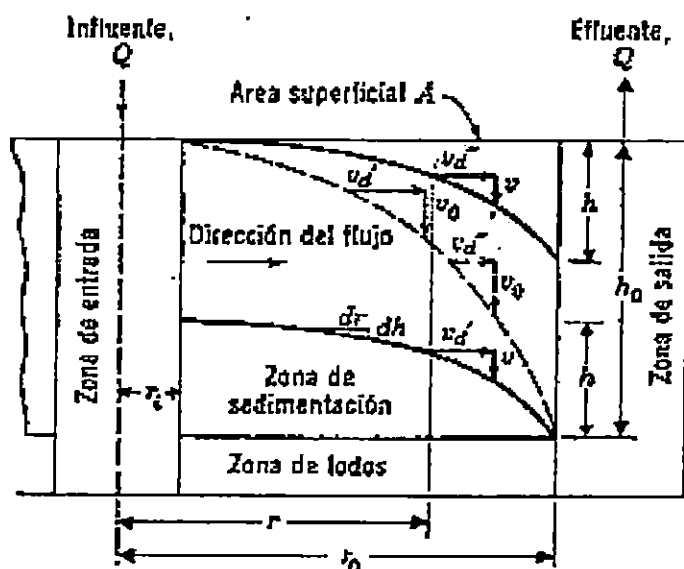
3.1.4.3 EFICIENCIA DE UN TANQUE DE SEDIMENTACIÓN IDEAL. (2)

Para comprender los fenómenos que suceden durante la sedimentación se hace necesario dividir en zonas las partes que componen un tanque de sedimentación con flujo continuo, ya sea esté rectangular o circular, con el fin de comprender como influyen cada una de estas zonas en el comportamiento del flóculo a sedimentar:

- 1) Una zona de entrada, en la que el flujo entrante y la materia suspendida se dispersan a través de la sección transversal en ángulo recto al flujo.
- 2) Una zona de sedimentación, en la que las partículas en suspensión se sedimentan dentro del agua sujeta a flujo.
- 3) Una zona de fondo, en la que los sólidos removidos se acumulan, y se extraen de ahí como flujo inferior.
- 4) Una zona de salida, en la que el flujo y las partículas en suspensión remanentes se llevan al conducto del efluente. (Fig. 3-3).



a. Sección transversal vertical de un tanque rectangular



b. Sección transversal vertical de un tanque circular

Figura 3-3

Trayectorias de sedimentación de partículas discretas en tanques de flujo horizontal (idealizado).

La capacidad de la zona de sedimentación es C , y su área superficial es A .

El flujo orientado hacia el centro produciría una imagen a espejo de la trayectoria de sedimentación respecto al eje horizontal sobre la zona de los lodos.

Con objeto de elaborar un marco para la formulación de la sedimentación en los tanques de flujo continuo, se deben introducir ciertas suposiciones simplificadoras que incluyen las siguientes:

1. Dentro de la zona de sedimentación, el asentamiento tiene lugar, exactamente, como sucedería en un recipiente en reposo de la misma profundidad.
2. El flujo es estable entrando a la zona de sedimentación, la concentración de las partículas en suspensión de cada tamaño es uniforme en toda la sección transversal perpendicular al flujo.
3. Una vez que las partículas se encuentran en el fondo, permanecen ahí y se separan.

3.1.4.4 REDUCCIÓN EN LA EFICIENCIA DE SEDIMENTACIÓN POR LAS CORRIENTES. (2)

La eficiencia de los tanques de sedimentación es reducida por las corrientes, entre las que se encuentran:

1. Las corrientes turbulentas creadas por la inercia del fluido entrante.
2. Las corrientes superficiales producidas por el viento en los tanques abiertos.
3. Las corrientes verticales de debida a la densidad, convección, de origen térmico.
4. Las corrientes que originan que el agua fría o pesada recorra al tanque por la parte inferior y el agua caliente o ligera fluya a través de su superficie.

Las corrientes de esta clase producen cortos circuitos en el flujo.

De acuerdo con los conceptos del cambio longitudinal en la respuesta al tratamiento, la cantidad de sedimentos de velocidad de asentamiento v_o que llegan al fondo del tanque en el tiempo t , es:

$$\frac{Y}{Y_o} = 1 - (1 + nkt)^{-1/n} \quad 3 - 4$$

en donde n es un coeficiente que identifica al comportamiento del tanque y $k = 1/t_o = v_o/h_o$ es un coeficiente del sedimento que caracteriza a la sedimentabilidad de la suspensión de acuerdo con el tiempo t_o que se requiere para que una partícula con velocidad de asentamiento v_o se sedimente a través de la profundidad llena h_o del tanque. El coeficiente del tanque n tiene un límite inferior a cero y un límite superior a 1.

Debido a que $t/t_o = v/(Q/A)$, además,

$$\frac{y}{y_o} = 1 - \left[1 + \frac{nv_o}{(Q/A)} \right]^{-1/n} \quad 3-5$$

En la Fig. 3-4 se muestran las curvas de sedimentación para $n = 1, 1/2, 1/3, 1/5, 1/8$ y 0 en las Ecs. 3-4 y 3-5. Para $n = 0$, $y/y_o = 1 - \exp(-t/t_o) = 1 - \exp [-v/(Q/A)]$.

La remoción máxima asociada con un valor de $v_o(Q/A)$ ó t/t_o igual a la unidad, esta próxima a 63 % en vez del 100 % que se esperaría para un reposo perfecto. Para una remoción del 75 % de las partículas a una velocidad determinada de sedimentación, los valores de t/t_o y $v_o(Q/A)$ son iguales a:

1. 1.4 para el mejor comportamiento posible ($n=0$).
2. 1.5 para muy buen comportamiento ($n=1/8$).
3. 1.7 para buen comportamiento ($n=1/3$).
4. 2.0 para comportamiento deficiente ($n=1/2$) y
5. 3.0 para comportamiento muy deficiente ($n=1$).

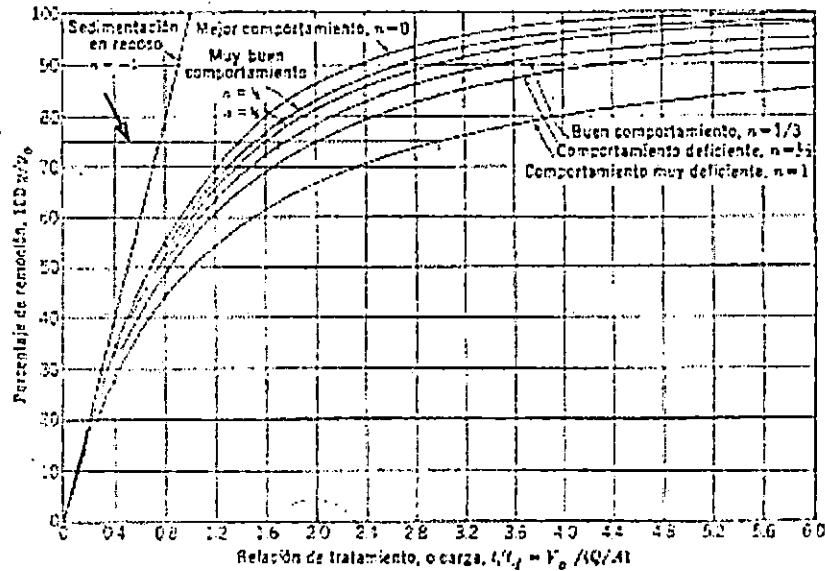


Figura 3-4

Curvas de comportamiento para tanques de sedimentación de efectividad variable.

Estos valores implican que para una remoción del 75 %, el tiempo de desplazamiento debe ser de 40 % a 200 % mayor que con reposo perfecto, y la carga superficial o velocidad de derrame se debe reducir a un valor entre $100 / 1.4 = 71$ % y $100/3.0 = 33$ % de la velocidad de sedimentación de las partículas que se van a remover.

El acercamiento de estas curvas de comportamiento a la sedimentación en reposo, está mostrado mediante la línea recta para el reposo perfecto. El mezclado completo durante el reposo coincide con el mejor comportamiento de un tanque continuo.

3.1.4.5 CIRCUITOS CORTOS Y ESTABILIDAD DEL TANQUE. (2)

El desplazamiento en un tanque ideal es estable y uniforme, y cada volumen unitario de fluido se retiene durante un tiempo $t_d = C/Q$. Sin embargo, aún en los tanques bien diseñados, una parte del influente llega a la salida en un tiempo menor que el período teórico de retención, y otra parte tarda mucho más. El grado de formación de circuitos cortos y la magnitud del retardo se pueden medir agregando una cantidad sencilla pero adecuada de colorante, electrolito, u otra substancia trazadora, al influente del tanque y observando el aumento en concentración de la substancia que llega a la salida conforme transcurre el tiempo (Fig. 3-5).

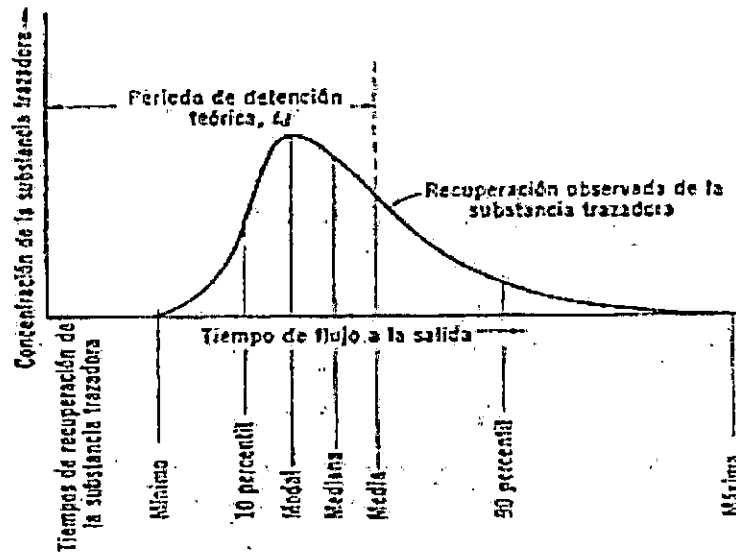


Fig. 3-5

Los espacios muertos y los circuitos cortos en un tanque de sedimentación se refleja en la concentración y el tiempo de recuperación de la sustancia trazadora.(2)

Los períodos modal, mediano y medio de flujo a través del tanque identifican la tendencia central de la distribución tiempo-concentración, y los percentiles reflejan su variancia.

Relacionando los tiempos observados con el período teórico de retención t_d , se permite hacer comparaciones entre diferentes tanques.

Los espacios en los que el flujo gira sobre sí mismo, no reciben sólidos flotantes, no trabajan y reducen la capacidad efectiva del tanque al acortar los tiempos de flujo de recorrido en relación con el período teórico de retención, t_d . En ausencia de estas corrientes, la relación entre el tiempo medio y t_d debe ser igual a la unidad. En ausencia de circuitos cortos, la media, la mediana y la modal deben coincidir. Por consiguiente, la formación de circuitos cortos se caracteriza porque la relación de la modal, o de la mediana, a la media es menor que la unidad, o bien, porque es grande la diferencia entre la media y la modal, o entre la media y la mediana respecto a la media (la relación de la diferencia entre la media y la modal a la media es el producto del coeficiente de variación y del coeficiente de desviación de la distribución tiempo-frecuencia).

Si existe algún intercambio de flujo entre los espacios ineficaces y las porciones activas del tanque, la curva tiempo-concentración se hace indebidamente larga, debido a que hay pequeñas cantidades del material trazador que se desprenden con suma lentitud para ser arrastradas en el efluente.

La proporción de substancia trazadora que llega a la salida en un tiempo dado es equivalente a la relación del área bajo la curva de frecuencia correspondiente al tiempo dado transcurrido, al área total o a la dosificación total de la substancia trazadora. Entonces, las relaciones percentiles identifican el grado de variabilidad de la exposición a la sedimentación. Morrill sugirió la relación del período 10 percentil al período 90 percentil como un parámetro de la eficiencia volumétrica de los tanques de sedimentación.

Si la curva tiempo-concentración de un tanque no se reproduce a sí misma, en forma razonablemente aceptable en pruebas repetidas, el flujo a través del tanque no es estable y el comportamiento del tanque puede ser errático. (2)

3.1.4.6 ARRASTRE DE LOS DEPÓSITOS DE FONDO. (2)

Los sólidos finos, ligeros y floculentos que se sedimentan de aguas coaguladas, pueden ser levantados de la zona de lodos cuando $v_s = (\tau/\rho)^{1/2}$. En este caso τ es el esfuerzo cortante en la interfase líquido-lodo y ρ es la densidad del agua sobrenadante. Debido a que $\tau/\rho = g r_s$ y $r_s = (f/8g) v_d$ en la ecuación de Weisbach-Darcy, $(\tau/\rho)^{1/2} = v_s = v_d(f/8)^{1/2}$, en donde v_d es la velocidad de desplazamiento, y:

$$v_d = \left[\left(\frac{8}{f} \right) \left(\frac{\tau}{\rho} \right) \right]^{1/2} = \left(\frac{8}{f} \right)^{1/2} v_s \quad 3-6$$

Se deduce que, como una medida de seguridad, v_d deberá mantenerse en un valor bastante inferior al de $18 v_s$ para $f = 2.5 \times 10^{-2}$, siendo una relación útil $10 v_s$.

De acuerdo con esto, la relación de longitud a profundidad en tanques rectangulares de área superficial A al área transversal a deberá mantenerse inferior a:

$$\frac{A}{a} = \frac{l_o}{h_o} = \frac{v_d t_d}{v_o t_o} = \left(\frac{8}{f}\right)^{1/2} \left(\frac{t_d}{t_o}\right) \quad 3-7$$

digamos, $A/a = l_o/h_o = 10 (t_d/t_o)$

3.1.4.7 HIDRÁULICA DE LA ENTRADA. (2)

Para obtener una elevada eficiencia, las entradas deben, en forma más o menos igual, distribuir el flujo y la materia en suspensión a los tanques y dentro de los tanques individuales. Para tener una igualdad hidráulica, el flujo dividido debe encontrar resistencias iguales a la fricción, o sujetarse a una pérdida de carga controlante, por ej., una carga grande en comparación con las resistencias por fricción entre las entradas o aberturas de entrada. Si la materia en suspensión se desplaza a lo largo del fondo del conducto del influente, la igualdad hidráulica no asegura necesariamente una igualdad en la carga. En estos casos, se pueden hacer los ajustes necesarios únicamente mediante pruebas.

Los muros de mampara enfrente de las aberturas de entrada, destruirán mucha energía cinética del agua entrante y proporcionarán asistencia para distribuir el flujo lateral y verticalmente sobre el tanque. Los muros orientadores o dispersores perforados mediante orificios o ranuras, operan introduciendo una carga controlante. La resistencia a la fricción al frente de las aberturas es una función de la carga de velocidad de las corrientes turbulentas. Las mamparas de esta clase promueven la estabilidad del flujo. Sin embargo, al crear y destruir a la velocidad, las mamparas pueden acumular pérdidas de carga que no se compensan por el aumento en la eficiencia del tanque. Las velocidades en los conductos y orificios deben ser suficientemente elevadas para prevenir la deposición de sólidos, pero también deben ser suficientemente bajas para evitar que los flóculos frágiles se destruyan.

3.1.4.8 HIDRÁULICA DE LA DESCARGA. (2)

Por lo general, el flujo de salida se controla mediante un vertedor sujeto a uno o ambos lados del canal de salida, sencillo o múltiples. Si los vertedores del efluente están sumergidos, el grado de sumergencia variará a lo largo del canal. La extracción se hace entonces desigual y produce circuitos cortos, a menos que un muro orientador similar al de la entrada introduzca nuevamente una pérdida de carga controlante.

Los canales de salidas son vertederos laterales. Las dimensiones requeridas se dan por la curva de abatimiento de la superficie del agua en el canal (Fig. 3-6).

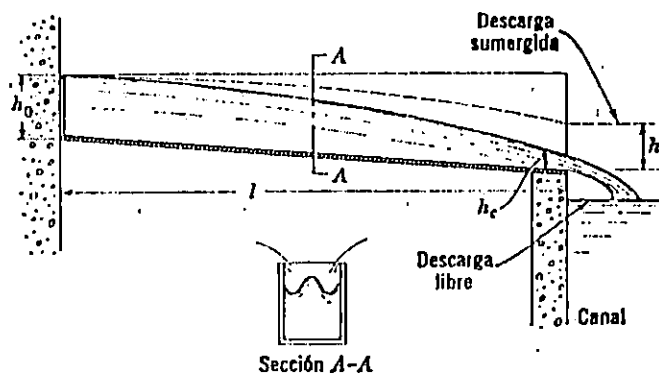


Figura 3-6

Descenso de la superficie del agua en un canal de salida.

La profundidad del agua h_o en el extremo aguas arriba de un canal con fondo a nivel (pendiente = 0), puede calcularse a partir de la Ec. 4-8. Despreciando la fricción:

$$h_o = \left[h_l^2 + \frac{2(nql)^2}{gb^2h_l} \right]^{1/2} \quad 3-8$$

en donde h_l es la profundidad del agua a una distancia l a partir del extremo aguas arriba; n es 1 cuando el flujo se regula por un vertedor dotado de un solo lado, y n es 2 cuando hay dos vertedores; q es la velocidad de descarga a lo largo, de una longitud unitaria de vertedor; g es la constante debida a la gravedad y b es la anchura del canal. Para canales largos, se deben tomar en cuenta las pérdidas por fricción. Para fondos de nivel (pendiente = 0) y para una profundidad crítica $h_c = Q^2/gb^2$ la ecuación se transforma en:

$$h_o = \left(h_l^2 + 2 \frac{h_c^3}{h_l} \right)^{1/2} \quad 3-9$$

Cuando la descarga es libre $h_l = h_c$ por lo tanto la ecuación 3-9 se transforma en:

$$Q = 2.49bh_o^{3/2} \quad 3-10$$

La longitud del vertedero en relación con el área superficial determina la fuerza de las corrientes de salida. Una longitud unitaria de vertedor (canal de salida), sirve a un área numérica igual a la longitud del tanque en los tanques rectangulares. Multiplicando estos valores por la carga superficial del tanque se obtiene la velocidad de descarga del vertedor.

La experiencia dice, que ésta se deberá encontrar por debajo de 30,000 gdp por pie (2,450 lpd por metro) para evitar sobrecargas bruscas (2). Para prevenir la descarga no uniforme a velocidades bajas de flujo por el viento, pequeñas obstrucciones al flujo por sólidos detenidos en algún punto y ligeras variaciones en el nivel del vertedor, éste se puede subdividir en ranuras triangulares. Al mismo tiempo, esto ventilará la lámina vertiente de los chorros salientes de las ranuras y evitará cambios en las velocidades de flujo causadas por desviaciones del flujo libre.

En el tratamiento de aguas residuales, una mampara para las espumas, o una placa de poca altura paralela a los vertederos de salida, evitará que los sólidos flotantes, la grasa y aceite se detengan sobre los vertedores o lleguen al efluente. En circunstancias ordinarias, las variaciones en el flujo son de escaso interés en el diseño y preparación de los tanques de sedimentación. Evitando que se exceda el flujo máximo de diseño, la masa de agua que contienen es suficientemente grande para regularizar las variaciones normales de flujo.

3.1.5 FLOTACIÓN.(1)

Es una operación unitaria que se emplea para la separación de partículas sólidas o líquidas en un fase líquida. La separación se consigue introduciendo finas burbujas de gas, normalmente aire, en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas, y la fuerza ascensional que experimenta el conjunto partícula - burbuja de aire hace que suban hasta la superficie del líquido. De esta forma, es posible hacer ascender a la superficie partículas cuya densidad es mayor que la del líquido, además de favorecer la ascensión de las partículas cuya densidad es inferior, como el caso del aceite en el agua.

En el tratamiento de aguas residuales la flotación se emplea para la eliminación de la materia suspendida y para la concentración de fangos biológicos. La principal ventaja de los procesos de flotación frente a los de sedimentación consiste en que permite eliminar mejor

y en menos tiempo las partículas pequeñas o ligera cuya deposición es lenta. Una vez las partículas se hallan en superficie, pueden recogerse mediante un rasgado superficial.

La aplicación práctica de la flotación en las instalaciones de tratamiento de aguas residuales, se limita al uso de aire como agente responsable del fenómeno. Las burbujas se añaden o se induce su formación, mediante uno de los siguientes métodos:

1. Inyección del aire en el líquido sometido a presión y posterior liberación de la presión a la que está sometido el líquido (flotación por aire disuelto).
2. Aireación a presión atmosférica (flotación por aireación).
3. Saturación con aire a la presión atmosférica, seguido de la aplicación del vacío al líquido (flotación por vacío)

Esta operación será considerada en el diseño si la eficiencia de la sedimentación por precipitación química (evaluada en la prueba de jarras), no es suficiente para la clarificación de los vertidos, y así no sobrecargar el trabajo del sistema de filtración, que se encuentra inmediatamente después, y que a continuación describimos. La figura 3-7, muestra un esquema de los componentes de un sistema de flotación por aire disuelto.

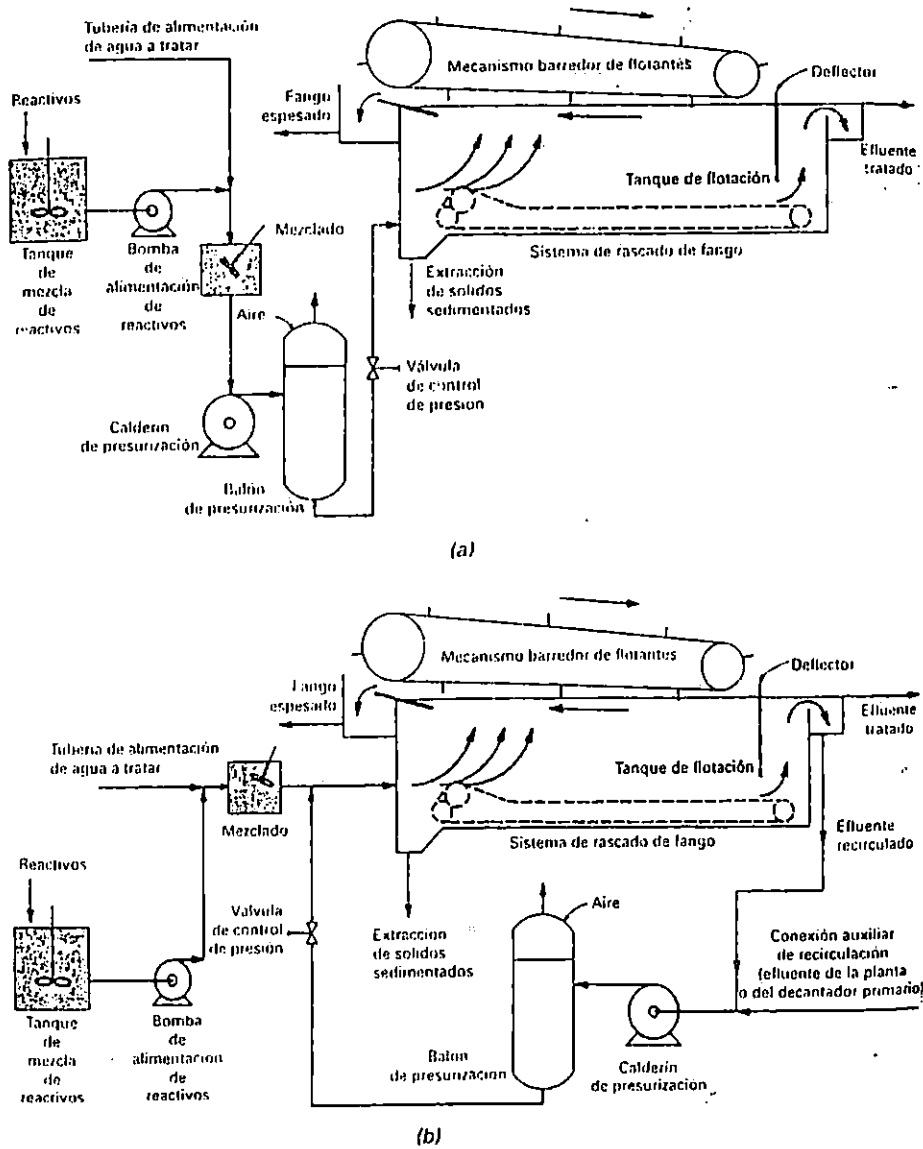


Figura 3 - 7

Esquema de los sistemas de flotación por aire disuelto;

a) sin recirculación, b) con recirculación. (1)

3.1.6 FILTRACIÓN. (1)

Este proceso consiste en la remoción de las partículas que no alcanzaron a sedimentar haciendo pasar el agua a través de un material poroso. Hoy en día, la filtración se emplea, de modo generalizado, para conseguir una mayor eliminación de sólidos en suspensión de los efluentes de los procesos de tratamiento biológicos y químicos, y también se emplea para la eliminación de fósforo precipitado por vía química.

La operación completa de filtración consta de dos fases: filtración y lavado o regeneración (comúnmente llamado lavado a contracorriente). Mientras la descripción de los fenómenos que se producen mediante la fase de filtración es, prácticamente, idéntica para todos los sistemas de filtración que se emplean para las aguas residuales, la fase de lavado es diferente en función de si el filtro es de funcionamiento continuo o semicontinuo. Tal como expresan sus nombres, en los filtros de funcionamiento semicontinuo, la filtración y el lavado son fases que se dan una a continuación de la otra, mientras que en los filtros de funcionamiento continuo ambas fases se producen en forma simultánea. En la tabla 3 se muestran las características de funcionamiento de los filtros de medio granular que se emplean para el tratamiento de las aguas residuales.

Tabla 3.
Características operacionales de los filtros granulares comúnmente utilizados. (1)

Tipo de filtro	Funcionamiento durante la fase de filtración	Funcionamiento durante la fase de lavado
Convencional semicontinuo, mono, bi y multimedio, flujo descendente	El líquido a filtrar circula a través del lecho filtrante en sentido descendente. En función del método del caudal circulante, éste puede ser constante o variable.	Cuando la turbiedad del efluente empieza a aumentar, o cuando se alcanza la máxima pérdida de carga admisible, se lava el filtro invirtiendo el sentido de circulación en el mismo. En la operación de lavado se emplea agua y alre.
Lecho profundo semicontinuo, mono-medio, flujo descendente	El líquido a filtrar circula a través del lecho filtrante en sentido descendente. En función del método del caudal circulante, éste puede ser constante o variable.	Cuando la turbiedad del efluente empieza a aumentar, o cuando se alcanza la máxima pérdida de carga admisible, se lava el filtro invirtiendo el sentido de circulación en el mismo. En la operación de lavado se emplea agua y aire.
Lecho profundo semicontinuo, mono-medio, flujo ascendente	El líquido a filtrar circula a través del lecho filtrante en sentido ascendente. El caudal circulante suele ser constante.	Cuando la turbiedad del efluente empieza a aumentar o cuando se alcanza la máxima pérdida de carga admisible, se lava el filtro aumentando el caudal en la parte inferior del mismo. En la operación de lavado se emplea aire y agua.
Lecho profundo Continuo, Mono-medio, Flujo ascendente	El líquido a filtrar circula en sentido descendente a través del lecho filtrante, que se desplaza hacia abajo en dirección a contracorriente. El caudal circulante suele ser constante.	El medio filtrante se lava a contracorriente de forma continua bombeando la arena desde el fondo del filtro con un air-lift hasta un dispositivo de lavado de arenas. Una vez limpia, la arena se distribuye en la parte superior del lecho filtrante.
Puente móvil, continuo, mono y bimedia, flujo descendente	El líquido a filtrar circula a través del lecho filtrante en sentido descendente. El líquido se sigue filtrando mientras se lavan las celdas individuales. El caudal circulante suele ser constante.	Cuando se alcanza la máxima pérdida de carga admisible, las celdas individuales se lavan sucesivamente, invirtiendo el sentido de flujo en cada una de ellas. El agua de lavado se elimina mediante una bomba.

Clasificación de los sistemas de filtración: los principales tipos de medio granular se clasifican atendiendo a:

1. Tipo de funcionamiento.
2. Tipo de medio filtrante empleado.
3. Sentido de flujo durante la fase de filtración.
4. Procedimiento de lavado a contracorriente.
5. Método de control de flujo.

Los principales tipos de configuración de los lechos filtrantes empleados actualmente para la filtración de aguas residuales se puede clasificar en función del número de capas de material filtrante, lo cual da lugar a los filtros de una única capa, los de doble capa y los filtros multicapa, como lo muestra la figura 3-8.

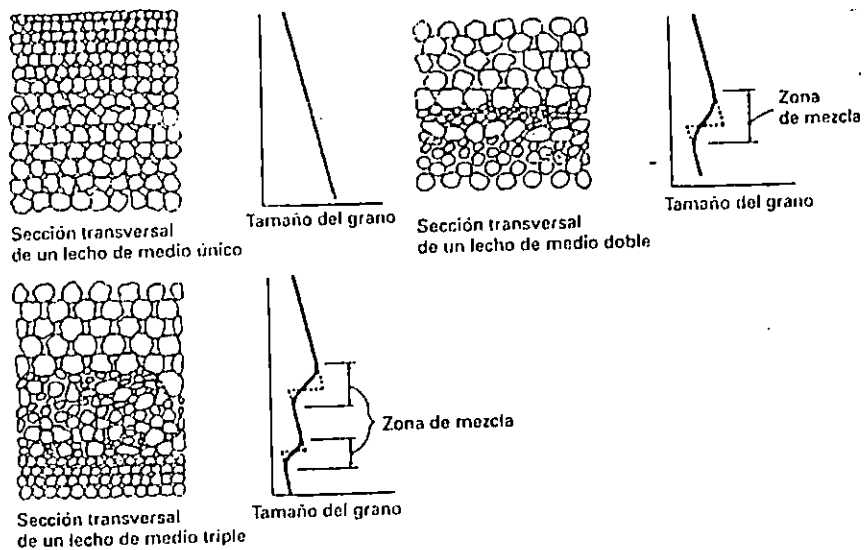


Figura 3-8

Diagrama esquemático de la estratificación del lecho después del lavado de filtros de medio único, doble y triple. (1)

En filtros de flujo descendentes convencionales, los tamaño de granos de cada capa se distribuyen, de menor a mayor, después del lavado a contracorriente. En los filtros que cuentan con más de una capa, el grado con que se mezclan los materiales de las diferentes capas depende de la densidad y de la diferencia de tamaños entre los granos del material que compone cada una de las capas.

Los lechos filtrantes de doble y triple capa, así como los de capa única profundos, se desarrollaron para permitir que los sólidos en suspensión presentes en el líquido a filtrar puedan penetrar a mayor profundidad dentro del lecho filtrante, con lo cual se aprovecha más la capacidad de almacenamiento de sólidos dentro del filtro. En cambio, en los filtros de capa única pocos profundos, se ha podido comprobar que gran parte de la eliminación de sólidos en suspensión se produce en los primeros milímetros de la capa filtrante. El hecho de que los sólidos penetren a mayor profundidad, también permite ciclos de filtración más largos, puesto que se reduce el ritmo de aumento de pérdidas de cargas producidas.

3.1.6.1 HIDRÁULICA DE LA FILTRACIÓN. (2)

A las velocidades empleadas generalmente en los filtros granulares, el flujo es normalmente laminar y obedece a la ley de Darcy, $v = Ks$, en donde v es la velocidad frontal o de aproximación del agua sobre el lecho de arena; $s = h/l$, es la pérdida de carga por unidad de longitud en la dirección del flujo, h , en una profundidad del lecho l ; y K es el coeficiente de permeabilidad de Darcy Tabla 4.

Tabla 4.

Magnitud del coeficiente de permeabilidad para diferentes clases de suelos (2)

Coeficiente de permeabilidad cm/seg	10 ²	10	1	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Naturaleza de los suelos	Grava limpia		Arena limpia; mezclas de arena y grava limpias			Arenas muy finas; barros; mezclas de arena, barro y arcillas; terrenos de origen glaciario; arcillas estratificadas, etc.				Arcillas no expuestas a la intemperie.		
Características de flujo	Acuíferos buenos					Acuíferos pobres				Impermeables		
Características de retención	Buen drenado					Drenaje pobre			No drenantes			

Los componentes identificables del coeficiente K de Darcy son la densidad, ρ , y la viscosidad, μ , del agua, la porosidad, f , del lecho, y el tamaño y la forma de los granos constituyentes de arena que determinan el área superficial A de los granos dentro del lecho en relación con su volumen V .

Específicamente, la resistencia a la filtración de agua limpia de un lecho limpio de arena está dada por la ecuación de Kozeny:

$$\frac{h}{l} = \frac{k \mu}{g \rho} v \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{A}{V} \right)^2 \quad 3-11$$

Aquí, todos los factores reconocibles se han introducido en el coeficiente de permeabilidad de Darcy, el coeficiente k (Koseny) se convierte en un residual no dimensional que supone una magnitud próxima a 5.0 bajo la mayor parte de las condiciones de filtración de aguas. El factor de porosidad $(1-f)^2/f^3$, se deriva en parte de la conversión del término velocidad de acercamiento, v , a un término de velocidad intersticial v/f , y en parte de la identificación del radio hidráulico, r de los canales intersticiales como:

$$r = \frac{\text{área transversal del flujo} \times \text{longitud del canal}}{\text{perímetro húmedo del canal} \times \text{longitud del canal}}$$

$$r = \frac{\text{volumen de agua en los insterticios}}{\text{área superficial de la arena}}$$

Debido a que el volumen de agua en los intersticios es f (volumen de los poros del lecho) y a que el volumen del lecho es $V/(1-f)$,

$$r = \frac{f V}{1-f A} = \frac{f \psi d}{1-f 6} \quad 3-12$$

Por lo tanto, de acuerdo con el tamaño y la forma de sus granos constituyentes de arena, la velocidad de pérdida de carga se convierte en:

$$\frac{h}{l} = \frac{K}{g} v_0 \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{6}{\psi d} \right)^2 \quad 3-13$$

ó

$$\frac{h}{l} = \frac{K}{g} v_0 \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{5}{d} \right)^2 \quad 3-14$$

aquí la viscosidad cinemática v reemplaza a la relación μ/ρ . (2)

3.1.6.2 HIDRÁULICA DE LOS LECHOS ESTRATIFICADOS. (2)

En un filtro limpio, estratificado por el retrolavado, la pérdida de carga es la suma de las pérdidas en las capas sucesivas de arena. Debido a que el espesor de cada una de las n capas es estrechamente proporcional al peso fraccional, p_i , del tamaño tamizado d_i , la ecuación 3-13, como la propusieron Fair y Hatch, se convierte en:

$$\frac{h}{l} = \frac{K}{g} v_0 \frac{(1-f)^2}{f^3} \left(\frac{6}{\psi} \right)^2 \sum_{i=1}^n \frac{p_i}{d_i^2} \quad 3-15$$

Aquí, el diámetro promedio tal como el diámetro geométrico medio o la raíz cuadrada del producto, de los tamaños de malla superior e inferior que representan a una fracción p_i de muestra analizada. Por lo común, los valores de los tamaños y fracciones pertinentes son respectivamente, los de las mallas contiguas empleadas y la proporción, p_i , de la arena retenida entre ellas. (2)

3.1.6.3 HIDRAULICA DE LOS LECHOS FLUIDIFICADOS. (2)

La operación de los filtros granulares es discontinua, la carga se detiene antes de que se desarrolle una pérdida de carga indeseada en el lecho sujeto a obstrucción, o de que se deteriore la calidad del agua producida, por ejemplo, su claridad. La producción se interrumpe hasta que el lecho es cuidadosamente retrolavado. La velocidad del retrolavado debe ser bastante alta para:

- 1) Fluidificar la porción activa del lecho, y
- 2) Abrir las vías de paso entre los granos contiguos suficientemente amplias para permitir que los flóculos y otros residuos depositados en el lecho durante la filtración escapen con el agua de lavado que se derrama.

En su concepto, la hidráulica de los lechos fluidificados difiere de la hidráulica de la filtración principalmente por el aumento en el volumen de poros de la arena expandida (elevada). Sin embargo, con los materiales y grados de expansión empleados, el flujo en un lecho filtrante fluidificado es laminar, aun cuando los granos suspendidos se encuentren en movimiento.

Si es que un grano va a mantenerse en suspensión, el arrastre por fricción del agua que pasa a su alrededor debe igualar a la atracción de la gravedad sobre éste; es decir, la diferencia o pérdida de carga, h , entre el fondo y la parte superior de cualquier capa de espesor l_e debe ser igual al peso en agua del material suspendido.

Para cada área unitaria del filtro:

$$hpg = l_e(\rho_s - \rho)g(1 - f_e) \quad 3-16$$

en donde f_e es la relación de porosidad de la capa expandida de espesor l_e

De donde:

$$\frac{h}{l_e} = \left[\frac{(\rho_s - \rho)}{\rho} \right] (1 - f_e) \quad 3-17$$

Por lo tanto, de acuerdo con la ecuación 3-13:

$$\frac{h}{l_e} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} (1 - f_e) = \frac{k_e}{g} v_w \frac{(1 - f_e)^2}{f_e^3} \left(\frac{6 l}{\psi d} \right)^2 \quad 3-18$$

En donde k_e es una función de f_e . Por experimentación, se supone un valor cercano a 4 cuando el lecho comienza a fluidificarse. Si la i -ésima capa consta de granos de tamaño d_i , la Ec. 3-17 se reduce a:

$$\frac{f_{ei}^3}{1-f_{ei}} = \frac{k_e \mu}{g \rho_s - \rho} v \left(\frac{6}{\psi d_i} \right)^2 \quad 3-19$$

Para esta capa la relación de la profundidad expandida l_{ei} , a la profundidad no expandida l_i , es:

$$\frac{l_{ei}}{l_i} = \frac{(1-f)}{(1-f_{ei})} \quad 3-20$$

y la expansión total es:

$$L_e = \sum l_{ei} = \sum l_i \frac{(1-f)}{(1-f_{ei})} \quad 3-21$$

Si la relación de porosidad f del lecho no expandido es constante para todas las capas, el espesor no expandido, l_i , de cualquier capa, es igual al total de la profundidad, L , multiplicado por el porcentaje, p_i , de diámetro d_i , y L_e se convierte en:

$$L_e = L(1-f) \sum_{i=1}^n \left[\frac{p_i}{(1-f_{ei})} \right] \quad 3-22$$

El recíproco de $(1-f_{ei})$ se puede evaluar a partir de la relación $f_{ei}^3 / (1-f_{ei})$ en la ecuación 3-19, con ayuda de la tabla 5.

Tabla. 5.
Valores de $1/(1-f_e)$ correspondientes a valores de $f_e^3/(1-f_e)$
variando de 0.1 a 9.9. (2)

f_e^3 ($1-f_e$)	0.0	0.12	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
0	0.00	1.62	1.89	2.10	2.28	2.44	2.59	2.74	2.88	3.01
1	3.14	3.27	3.40	3.52	3.65	3.78	3.89	4.01	4.13	4.24
2	4.35	4.47	4.58	4.70	4.81	4.93	5.05	5.16	5.27	5.38
3	5.49	5.60	5.71	5.82	5.92	6.03	6.14	6.24	6.35	6.46
4	6.57	6.68	6.78	6.88	6.99	7.10	7.20	7.31	7.41	7.52
5	7.62	7.73	7.83	7.94	8.04	8.15	8.25	8.35	8.46	8.56
6	8.67	8.77	8.88	8.98	9.08	9.18	9.29	9.39	9.49	9.60
7	9.70	9.81	9.91	10.01	10.11	10.21	10.32	10.42	10.52	10.62
8	10.72	10.83	10.93	11.03	11.14	11.24	11.35	11.45	11.56	11.66
9	11.76	11.86	11.96	12.06	12.16	12.27	12.37	12.47	12.58	12.68

3.1.6.4 PROFUNDIDAD DEL LECHO. (2)

Por lo general, el diseño de los filtros rápidos está relacionado al tamaño de los granos, pérdida de carga terminal, y turbidez terminal o una medida adecuada alternativa de la calidad terminal del efluente. En un análisis del comportamiento del lecho, Hudson concluyó que un agua inadecuadamente filtrada brota de los filtros rápidos, cuando:

$$\frac{Qd^3h}{l} = B$$

3-23

Aquí, Q es la velocidad de filtración en galones por minuto por pie cuadrado de filtro, d es el tamaño de la arena en centímetros, h es la carga terminal de velocidad en pies, l es la profundidad del lecho en pulgadas y B es el índice de fuga, que supone las siguientes magnitudes para diferentes aguas influentes tabla 6:

Tabla 6.

Índice de fuga para diferentes magnitudes de aguas influentes.(2)

Respuesta a la Coagulación	Grado de tratamiento Previo	Valor de B
Pobre	Promedio	4×10^{-4}
Promedio	Promedio	1×10^{-3}
Promedio	Elevado	2×10^{-3}
Promedio	Excelente	6×10^{-3}

Para temperaturas diferentes de 10 °C se pueden dar margen para los efectos de viscosidad, multiplicando el índice de fuga por $60/(T+10)$

3.1.6.5 SISTEMAS DE DRENAJE INFERIOR. (2)

Los sistemas de drenaje inferior de los filtros rápidos efectúan dos funciones primordiales:

- 1) Recogen el filtrado y lo conducen hacia el recipiente de aguas claras y
- 2) Distribuyen el agua de lavado al lecho durante las operaciones de limpieza.

Debido a que la velocidad de lavado es muchas veces superior a la de la filtración, la hidráulica de los drenajes inferiores, está gobernada por los requerimientos del flujo ascendente. Si éstos se cumplen, la distribución del flujo descendente será satisfactoria.

Una función secundaria de los sistemas de drenaje inferior consiste en extraer y conducir de vez en cuando, las soluciones químicas agregadas a los lechos filtrantes para:

- 1) Romper, aflojar y remover las incrustaciones acumuladas sobre los granos del filtro.
- 2) Romper las bolas de lodo que se forman y desarrollan cerca del plano de separación situado entre los granos de apoyo y los granos que filtran y se expanden.

En los filtros rápidos se emplean dos tipos de drenaje inferior:

- 1) Redes de tuberías.
- 2) Pisos filtrantes o falsos fondos.

En este estudio se consideró adoptar la opción dos, ya que el diseño del sistema de redes de tuberías es más complejo, además este descansa entre una capa de grava graduada, y este arreglo de la grava de apoyo no es tan estable como el diseñador lo desearía.

3.1.6.5.1 Pisos de los Filtros. (2)

Los pisos de los filtros, también denominados falsos fondos o pisos falsos, tienen como fin reemplazar a las redes de tubos y cumplir dos funciones:

- 1) Sostener el lecho filtrante, posiblemente sin piedra ni grava, en las capas de transición situadas bajo el lecho filtrante mismo.
- 2) Crear una sola guía de agua, en forma de caja que constituya el emisor del agua de lavado y el colector del agua filtrada.

El piso, de acuerdo con su espesor, se encuentra perforado mediante tubos cortos u orificios de una dimensión tal que descargan una pérdida carga controlante que origina una distribución uniforme del agua de lavado. Las aberturas deben ser relativamente pequeñas y estrechamente espaciadas, y sus chorros deben fraccionarse por medio de una descarga desde una boquilla efectiva.

Los cálculos necesarios encuentran mejor apoyo en la prueba de modelos, debido a que el balance hidráulico del sistema de drenaje interior es delicado y se disturba fácilmente por la obstrucción diferencial de las placas porosas y del lecho filtrante.

3.1.6.6 INTENSIFICACIÓN DEL RETROLAVADO. (2)

Este capítulo describe el método a emplear para intensificar la limpieza de los granos del filtro, por medio de la inyección de aire a través de boquillas. Por lo general, la velocidad de lavado con aire se encuentra entre 3 y 5 pies cúbicos por minuto por pie cuadrado (915 y 1,520 lpm por m²) de filtro. Normalmente, se mantiene este flujo de aire durante varios minutos antes de que el lecho se encuentre listo para la expansión hidráulica para la remoción coincidente de los depósitos que se desprenden de los granos del filtro y que se liberan de los espacios de los poros durante el lavado con aire.

El aire se suministrará desde una red que se colocará justamente sobre el piso del filtro. Los elementos de diseño de la red de aire tienen como regla: que los sistemas hidráulicos deben encontrarse optimizados utilizando el 25% de la pérdida total de energía en conducir los flujos requeridos a los puntos de control. Por lo tanto, el 75% de la energía total que no se emplea permanece para que sea gastado en impulsar, en forma continua el aire de lavado a través de las boquillas y el lecho fluidificado.

3.1.6.7 RECOMENDACIONES EN EL DISEÑO DE FILTROS. (2)

Los filtros deben ser suficientemente grandes para dar margen a un tiempo fuera de servicio que se emplea para limpieza y reparación. Los filtros rápidos se sacan de operación por un lapso de unos 10 min durante cada ciclo que, que por lo general será de 1 día. El tiempo fuera de servicio está formado por:

1. El tiempo necesario para bajar el nivel del agua hasta la altura del canal de drenaje o más abajo.
2. El tiempo requerido para fluidificar el lecho, el cual se alarga intencionalmente para permitir a los depósitos superficiales y que la materia suspendida en las capas superiores escapen antes de que el se encuentre totalmente expandido
3. El tiempo de lavado el cual es de unos 2 min por pie de profundidad (30.48 cm)
4. El tiempo requerido para que los granos más pequeños bajen a su lugar por sedimentación disturbada después de que se ha cortado la entrada de agua de lavado.

5. El tiempo requerido para llenar de nuevo la caja del filtro hasta la línea de flujo.

Además, se debe tener en cuenta la cantidad de agua filtrada consumida en el lavado de los lechos y para reparaciones ocasionales.

3.1.6.8 DURACIÓN DE LOS CICLOS DE LOS FILTROS. (2)

Las impurezas que llegan al filtro desde el agua del sedimentador, junto con los agentes coagulantes y precipitantes, obstruyen sus poros y aumentan la carga hidráulica. Los ciclos de los filtros se terminan cuando la pérdida excede de un valor razonable o cuando la calidad del agua filtrada no cumple una norma razonable de turbidez. Para las pérdidas de carga terminales y las turbidez terminal común, la duración de los ciclos de los filtros se determinan generalmente por el aumento de carga en las unidades de grano fino y por el aumento de turbidez en las unidades grano grueso. Cuando el factor gobernante es la pérdida de carga, la duración del ciclo generalmente varía en forma inversa al producto de la pérdida inicial de carga de la arena limpia y a la raíz cuadrada de la velocidad de filtración. La pérdida de carga terminal se establece en un valor en el que el lecho y su sistema de drenaje inferior se encuentran bajo vacío parcial ó *carga negativa*.

3.1.6.9 PROBLEMAS Y SOLUCIONES A LOS INCONVENIENTES DE LOS FILTROS. (2)

Los filtros rápidos presentan una variedad de inconvenientes:

1. Agrietamiento del lecho.
2. Formación de bolas de lodo.
3. Obstrucción de algunas porciones del lecho.
4. Fuga de arena hacia el sistema de drenado inferior.

Las dificultades de las operaciones relacionadas con el trabajo de los filtros pueden ser tan grandes que se puede llegar a necesitar remover el medio filtrante que sirve de soporte cada dos o tres años: limpiarlos, reclasificarlos y colocarlos nuevamente en el orden apropiado.

Se puede reestablecer la utilidad a los filtros que se encuentran sumamente obstruidos por medio de los siguientes métodos:.

- 1) Por eyección de la arena y limpieza de la misma en un lavador de aire.
- 2) Por agitación del lecho expandido a mano con la ayuda de rastras de puntas alargadas.
- 3) Dirigiendo chorros de manguera dentro del lecho expandido.
- 4) Agregando un detergente, como por ejemplo, solución de soda cáustica de 2 a 5% p/p, drenándola hacia el exterior a través de la conexión del filtro para desecho y lavando el lecho hasta dejarlo totalmente limpio.

3.2 PROCESOS UNITARIOS.

Los métodos de tratamiento en los cuales la eliminación o conversión de los contaminantes se consigue con la adición de los productos químicos o gracias al desarrollo de ciertas reacciones químicas, se conoce como procesos químicos unitarios.

Fenómenos como la precipitación química, adsorción y la desinfección son ejemplos de los procesos de aplicación mas común en el tratamiento de las aguas residuales. En la precipitación química, el tratamiento se lleva a cabo produciendo un precipitado que se recoge por sedimentación. En la mayoría de los casos, el precipitado sedimentado no solo contendrá los constituyentes que puedan haber reaccionado con los productos químicos añadidos, sino que también estará compuesto por algunas sustancias arrastradas al fondo durante la sedimentación del precipitado. Las características de los procesos químicos unitarios adoptados por la propuesta de diseño se describen a continuación.

3.2.1 PRECIPITACIÓN QUÍMICA.

La precipitación química en el tratamiento de las aguas lleva consigo la adición de productos químicos con la finalidad de alterar el estado físico de los sólidos disueltos y en suspensión, y facilitar su eliminación por sedimentación. En algunos casos, la alteración es pequeña, y la eliminación se logra al quedar atrapados dentro de un precipitado voluminoso, constituido principalmente por el propio coagulante. Otra consecuencia de la

adición de productos químicos es el incremento neto en los constituyentes disueltos del agua residual. Los procesos químicos, junto con algunas de las operaciones físicas unitarias, se han desarrollado para proporcionar un tratamiento secundario completo a las aguas residuales no tratadas, incluyendo la eliminación del nitrógeno, fósforo, o de ambos a la vez.

A lo largo de los años, se han empleado muchas sustancias de diversa naturaleza, como agentes de precipitación; las más comunes se presentan en la Tabla 7.

Tabla 7.

Productos químicos empleados en el tratamiento del agua residual. (1)

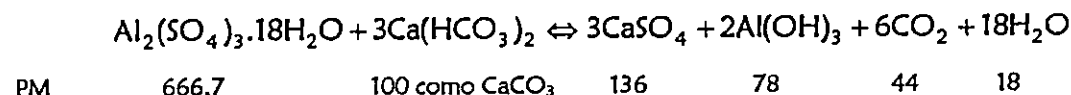
Productos químicos	Fórmula	Peso molecular	Densidad, Kg / l	
			Seca	Líquida
Sulfato de alúmina	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	666.7	0.92-1.201	1.25 - 1.28 (49%)
	$Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$	594.3		1.33 - 1.361(49%)
Cloruro férrico	$FeCl_3$	162.1	0.96-1.201	1.345 - 1.490
Sulfato férrico	$Fe_2(SO_4)_3$	400		1.20 - 1.153
	$Fe_2(SO_4)_3 \cdot 3H_2O$	454		
Sulfato ferroso (capa rosa)	$FeSO_4 \cdot 7H_2O$	278.0	0.993-1.057	
Cal	$Ca(OH)_2$	56 como CaO	0.56-0.800	

El grado de clarificación resultante depende tanto de la cantidad de productos químicos que se añade, como del nivel de control de los procesos. Mediante precipitación química, es posible conseguir efluentes clarificados básicamente libres de materia en suspensión o en estado coloidal y se puede llegar a eliminar del 80 al 90 por 100 de la materia total suspendida, entre el 40 y el 70 por 100 de la DBO₅, del 30 al 60 por 100 de la DQO y entre el 80 y el 90 por 100 de las bacterias. Estas cifras contrastan con los rendimientos de eliminación de los procesos de sedimentación simple, en los que la eliminación de la materia suspendida sólo alcanza valores del 50 al 70 por 100 y en la eliminación de la materia orgánica sólo se consigue entre el 30 y el 40 por 100. Los productos químicos que se añaden al agua residual reaccionan con las sustancias habitualmente presentes en el agua; las reacciones químicas que se dan en el agua se describen a continuación.

3.2.1.1 REACCION QUIMICA DE LOS COAGULANTES UTILIZADOS EN EL ESTUDIO. (1)

Sulfato de Aluminio.

Cuando se añade sulfato de aluminio al agua residual que contiene alcalinidad en forma de bicarbonato cálcico y magnésico, la reacción que tiene lugar se ilustra de la manera siguiente:

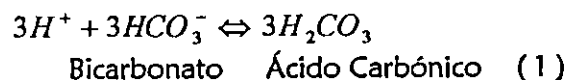
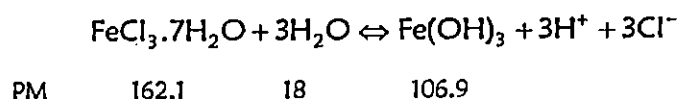


Es el más común de los coagulantes, su rango de pH óptimo para coagular aguas turbias se encuentra entre 6 y 8 (3). Otro parámetro de operación es la alcalinidad, la cantidad necesaria de alcalinidad en su equivalencia como carbonato de calcio (PM 100), que se necesita para reaccionar con 1 mg/l de sulfato de aluminio será:

$$\text{Alcalinidad} = 1\text{mg/l} \times \frac{3 \times 100\text{g/mol}}{666.7\text{g/mol}} = 0.45\text{mg/l}$$

Cloruro de Hierro.

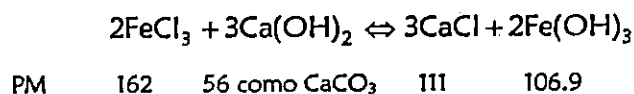
Las reacciones para el cloruro de hierro son las siguientes:



Todas las formas del cloruro férrico son muy higroscópicas y pueden absorber suficiente humedad del aire como para formar soluciones espontáneamente. En solución es ácido y por tanto altamente corrosivo. Es muy efectivo en el tratamiento de aguas con color porque tiene un rango de pH muy amplio entre 5 y 8. (3)

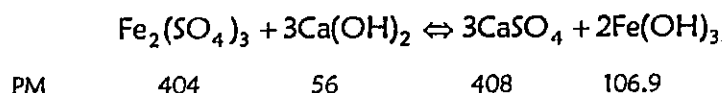
Cloruro de Hierro y Cal.

La reacción de cloruro de hierro y cal es la siguiente:



Sulfato de Hierro y Cal.

La reacción para el sulfato de hierro y la cal es la siguiente:



3.2.2 FLOCULACION. (3)

Generalmente se entiende por floculación a los procesos que convierten los sólidos suspendidos en el agua en forma coloidal, en aglomerados mas importantes. En estos procesos los "flocs" resultantes alcanzan un estado y tamaño que los vuelve sedimentables, flotables o filtrables, permitiendo una separación casi completa de los sólidos suspendidos presentes en el agua.

Floculación = Desestabilización + Proceso de Transporte

La primera etapa suele denominarse simplemente "coagulación", se neutralizan las fuerzas que se oponen a una combinación o unificación de las partículas coloidales suspendidas en el agua, lo cual significa que se "desestabiliza" el sistema de dispersión para permitir la aglomeración. Este proceso ocurre inmediatamente después de la mezcla del agente de coagulación adecuado y de la subsecuente mezcla rápida.

Mientras que en el siguiente proceso de transporte se forman los " flocs " quienes lentamente van aumentando de tamaño (esta etapa suele denominarse incorrectamente como floculación).

La desestabilización de un sistema coloidal se puede lograr por coagulación: esta comprende la adición de iones de carga opuesta para reducir la carga electrostática superficial (potencial z) de las partículas suspendidas, lo cual evita la aproximación física de las mismas. Así las partículas pueden atraerse mutuamente aglomerándose (colisión) y produciéndose el crecimiento de las "flocs".

3.2.3 CARACTERÍSTICAS DE LA PRECIPITACIÓN POR POLIELECTROLITOS. (2)

La adición de moléculas de cadena larga (polímeros) cuyas subunidades sean ionizables, y que por tanto, son conocidos como polielectrolitos, que producen la eliminación de partículas por medio de la absorción y la formación de puentes entre ellas.

Los polielectrolitos se dividen en dos categorías: naturales y sintéticos. Los polielectrolitos naturales importantes incluyen polímeros de origen biológico, y los derivados del almidón, de la celulosa y alginatos. Los polielectrolitos sintéticos consisten en monómeros simples que se polimerizan para formar sustancias de alto peso molecular. Según el signo de la carga en el momento de introducirlos al agua (negativo, positivo o neutro) se clasifican en polielectrolitos aniónicos, catiónicos y no iónicos respectivamente.

3.2.3.1 MECANISMO DE ACCIÓN DE LOS POLIELECTROLITOS.

La acción de los polielectrolitos se puede dividir en tres categorías generales:

1. En la primera los polielectrolitos actúan como coagulantes rebajando la carga de las partículas. Puesto que las partículas del agua residual están cargadas negativamente, se emplean polielectrolitos catiónicos.
2. La segunda forma de acción de los polielectrolitos es la formación de puentes entre las partículas. En este caso, los polímeros aniónicos y no iónicos (por lo general, ligeramente aniónicos al introducirlos en agua) se adhieren a un número de puntos de adsorción de la superficie de las partículas presentes en el efluente sedimentado. El puente se forma entre las partículas que son adsorbidas por un mismo polímero,

las cuales se entrelazan en el proceso de floculación, aumentando su tamaño tridimensionalmente hasta poder ser eliminadas por sedimentación.

3. El tercer tipo de acción de los polielectrolitos puede clasificarse como una acción de coagulación-formación de puentes, que resulta al emplear polielectrolitos catiónicos de alto peso molecular. Además de reducir la carga, estos polielectrolitos también formarán puentes entre las partículas.

3.2.4 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 total de los organismos. En el campo de las aguas residuales, las tres categorías de organismos entéricos de origen humano de mayor consecuencia en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos.

Los requisitos que debe cumplir un desinfectante químico ideal se muestran en la Tabla 8, en la que se puede apreciar que un desinfectante ideal debería de tener una gran variedad de características.

Tabla 8.

Comparación de las características ideales y prácticas de los desinfectantes químicos normalmente utilizados. (1)

CARACTERÍSTICA	PROPIEDADES RESPUESTAS	CLORO	HIPOCLORITO DE SODIO	HIPOCLORITO DE CALCIO
Toxicidad para los microorganismos	Debe ser altamente tóxico a altas concentraciones	Alta	Alta	Alta
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o en tejido celular	Ligera	Alta	Alta
Estabilidad	La pérdida de acción germicida con el tiempo debe ser baja	Estable	Ligeramente estable	Relativamente estable
No tóxico para las formas de vida superiores	Debe ser tóxico para los microorganismos y no tóxico para el hombre y otros animales	Altamente tóxico para las formas de vida superiores	Tóxico	Tóxico
Homogeneidad	La disolución debe ser uniforme en su composición	Homogéneo	Homogéneo	Homogéneo
Interacción con materias extrañas	No debe ser absorbido por otra materia orgánica que las células bacterianas	Oxida la materia orgánica	Oxidante activo	Oxidante activo
Toxicidad a temperatura ambiente	Debe ser efectivo en el intervalo de temperaturas ambiente	Alta	Alta	Alta
Penetración	Debe tener la capacidad de penetrar a través de las superficies	Alta	Alta	Alta
No corrosivo y no colorante	No debe atacar los metales ni teñir la ropa	Muy corrosivo	Corrosivo	Corrosivo
Capacidad desodorante	Debe desodorizar a la vez de desinfectar	Alta	Moderado	Moderado
Disponibilidad	Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable	Coste bajo	Coste moderadamente bajo	Coste moderadamente bajo

También es importante que los desinfectantes sean seguros en su aplicación y manejo, y que su fuerza o concentración en las aguas tratadas sea medible y cuantificable. Los métodos más empleados para llevar a cabo la desinfección son:

1. Agentes químicos.
2. Agentes físicos.
3. Medios mecánicos.
4. Radiación.

Agentes químicos: Los agentes químicos utilizados para la desinfección incluye: a) cloro y sus compuestos; b) el bromo; c) el yodo, d) el ozono, e) el fenol y los compuestos fenólicos, f) los alcoholes, g) los metales pesados y los compuestos afines, h) los colorantes i) los jabones, j) los compuestos amoniacales cuaternarios, k) el agua oxigenada y l) ácidos y álcalis diversos.

Agentes físicos: Los agentes físicos que se pueden emplear son la luz y el calor. El agua caliente a la temperatura de ebullición, por ejemplo, destruye las principales bacterias causantes de enfermedades y no formadoras de esporas.

Medios mecánicos: Las bacterias también se pueden eliminar durante el tratamiento del agua residual. Los primeros cuatro procesos están considerados como procesos físicos. Las eliminaciones conseguidas se obtienen como subproducto de la función primaria del proceso. En la Tabla 9 se indican algunos rendimientos de eliminación, típicos para diferentes procesos de tratamiento.

Tabla 9.

Eliminación o destrucción de bacterias mediante diversos procesos de tratamiento.(1)

Procesos	Porcentaje de eliminación
Tamices de malla gruesa	0 - 5
Tamices de malla fina	10 - 20
Desarenadores	10 - 25
Sedimentación Primaria	25 - 75
Sedimentación química	40 - 80
Filtros percoladores	90 - 95
Fangos activados	90- 98
Cloración del agua residual tratada	98 - 99

Radiación: Los principales tipos de radiación son la radiación electromagnética, la acústica y la radiación de partículas.

3.2.4.1 MECANISMO DE ACCIÓN DE LOS DESINFECTANTES. (1)

La acción de los desinfectantes se ha pretendido explicar por cuatro mecanismos:

1. Daño a la pared celular.
2. Alteración de la permeabilidad de las células.
3. Alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma.
4. Inhibición de la actividad enzimática.

El daño o destrucción de la pared celular da lugar a la lisis celular y a la muerte de la célula. Algunos agentes como la penicilina, inhiben la síntesis de la pared celular y de las bacterias.

Los agentes tales como los compuestos fenólicos y los detergentes alteran la permeabilidad de la pared citoplasmática. Estas sustancias destruyen la permeabilidad selectiva de la membrana y permite que se escapen algunos nutrientes vitales, como el nitrógeno y el fósforo.

El calor, la radiación y los agentes fuertemente ácidos o alcalinos alteran la naturaleza coloidal del protoplasma. El calor coagula la proteína celular y los ácidos o bases desnaturalizan las proteínas, produciendo un efecto letal.

Otro modo de desinfección consiste en la inhibición de la actividad enzimática. Los agentes oxidantes, tales como el cloro, pueden alterar la estructura química de las enzimas dando lugar a su desactivación.

Los factores que deben tomarse en cuenta en la acción de la desinfección, en el momento de seleccionar un desinfectante son:

1. El tiempo de contacto.
2. El tipo y concentración del agente químico.
3. La intensidad y naturaleza del agente físico.
4. La temperatura de operación.
5. El número de organismos.
6. La naturaleza del medio líquido.

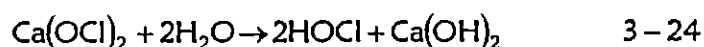
3.2.4.2 DESINFECCIÓN CON CLORO.

Los compuestos de cloro más comúnmente empleados en las plantas de tratamiento de aguas residuales son el cloro gas (Cl_2), el hipoclorito de sodio (NaOCl), el hipoclorito de calcio (Ca(OCl)_2) y el dióxido de cloro (ClO_2). Los hipocloritos sódicos y cálcico se suelen emplear en las plantas pequeñas, especialmente en las plantas paquete, en las que la simplicidad y el coste son criterios de mayor peso y coste. El hipoclorito de sodio también se emplea en las plantas de gran tamaño, principalmente por cuestiones de seguridad relacionadas con las condiciones locales.

El dióxido de cloro también se emplea en instalaciones de tratamiento, debido a que tiene algunas propiedades poco frecuentes (no reacciona con el amoníaco). (1)

3.2.4.3 QUIMICA DE LA CLORACIÓN.

La reacción química que se da entre el hipoclorito de calcio y el agua es la siguiente:



seguidamente se da una reacción de ionización que se puede describir mediante la siguiente ecuación:



Donde la constante de la reacción de ionización vale:

$$K_i = \frac{[\text{H}^+][\text{OCl}^-]}{[\text{HOCl}]} = 2.9 \times 10^{-8} \text{ a } 25^\circ \text{C} \quad 3-26$$

La cantidad de HOCl y de OCl⁻ que se halla presente en el agua se denomina cloro libre disponible. La distribución relativa de estas dos especies químicas es muy importante, puesto que la capacidad de destrucción de organismos del HOCl es entre 40 y 80 veces la del OCl⁻, como lo muestra la figura 3-9.

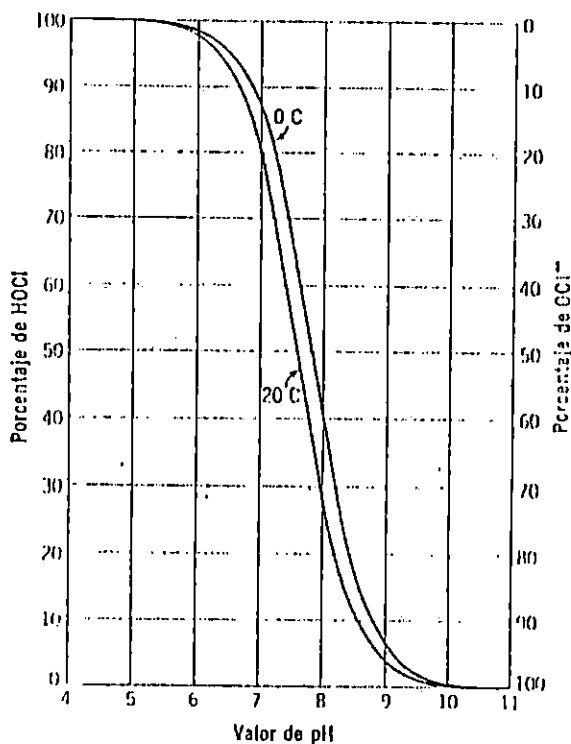


Figura 3-9

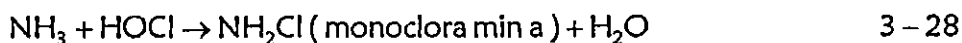
Distribución del ácido hipocloroso y del ión hipoclorito en agua para diferentes valores de pH.

La distribución porcentual de HOCl, a distintas temperaturas se puede calcular empleando la ecuación siguiente junto con el valor de K_1 a 25°C, para otras temperaturas K_1 se puede consultar la tabla 7-6 de la Ref. 1.

$$\frac{[\text{HOCl}]}{[\text{HOCl}] + [\text{OCl}^-]} = \frac{1}{1 + [\text{OCl}^-]/[\text{HOCl}]} = \frac{1}{1 + K_1/[H^+]} \quad 3-27$$

Por ejemplo, a 25°C y un pH de 8 el porcentaje de distribución del HOCl es $100 \times (1 + 2.9 \times 10^{-8} / 10^{-8})^{-1} = 100 / 3.9 = 25.64 \%$. En esta forma se identifican las especies de cloro que constituyen el cloro libre disponible.

Dado que el ácido hipocloroso es un agente oxidante de gran actividad, este reaccionará rápidamente con el nitrógeno en forma de amoníaco y diversas formas de materia orgánica combinada presente en el agua residual para formar tres tipos de cloraminas, de acuerdo con las siguientes reacciones:



El cloro presente en estos compuestos recibe el nombre de cloro combinado disponible, la distribución de estas especies es función del pH. Además las cloraminas sirven también como desinfectantes a pesar que su velocidad de reacción es extremadamente lenta. (1)

Cuando se adiciona una cantidad determinada de solución de hipoclorito hasta alcanzar un valor residual, para entonces ya se ha sobrepasado el llamado punto de quiebra o Breakpoint, durante ese lapso, parte de este, es consumido por sustancias inorgánicas que se oxidan como Fe^{+2} , Mn^{+2} , el H_2S y la materia orgánica, formándose así también lo que se conoce como cloraminas, ecuaciones 3- 28, 29, 30. Cuando se alcanza ese valor residual propuesto por las normas de vertidos de aguas residuales (500 mg/l) como máximo, finaliza la etapa de desinfección. Para este estudio se planea alcanzar 10 mg/l, siempre que esta cantidad asegure la desinfección, destruya los olores y sabores. Es de esperar que en esta etapa se den residuales indeseables, y estos se puedan remover por Decloración. En la práctica el cloro, el ácido hipocloroso, bióxido de cloro y el tricloruro de nitrógeno son lo suficientemente volátiles y se les remueve por aireación. Algunas especies no lo son.

3.2.4.4 LA DECLORACIÓN.

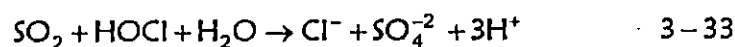
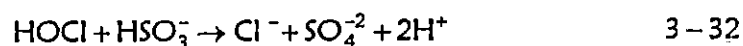
La decloración es la práctica que consiste en la eliminación de la totalidad del cloro combinado residual presente en el agua después de la cloración, para reducir los efectos tóxicos de los efluentes descargados a los cursos de agua receptores o destinados a la reutilización. (1)

El producto químico que más se emplea para llevar a cabo la decloración, tanto si es necesaria cumplir las normas de vertidos, como si se aplica para mejorar la calidad del efluente de la cloración al breakpoint para la eliminación del nitrógeno amoniacal, es el

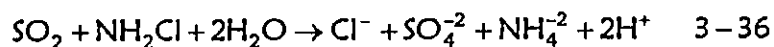
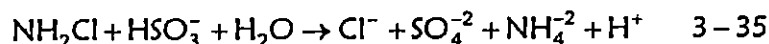
dióxido de azufre (SO_2). Otros que también se han utilizado son: el bisulfito de sodio (NaHSO_3), el sulfito de sodio (Na_2SO_3) y el metabisulfito de sodio ($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_5$). (1 y 2)

El gas dióxido de azufre elimina, sucesivamente, el cloro libre, la monocloramina, el tricloruro de nitrógeno y los compuestos policlorados. Cuando se añade dióxido de azufre al agua residual tiene lugar las siguientes reacciones:

Reacciones con cloro:



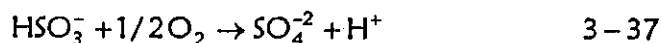
Reacciones con cloraminas:



De acuerdo a la practica se necesita 1 mg/l de dióxido de azufre para declorar 1 mg/l de cloro residual (expresado como Cl_2). Dado que las reacciones del dióxido de azufre con el cloro y las cloraminas son casi instantáneas, el tiempo de contacto no suele ser un factor esencial. Aunque es absolutamente imprescindible un mezclado rápido y eficaz en el punto de aplicación.

En la mayoría, de los casos la decloración con dióxido de azufre constituye un proceso unitario muy fiable en el tratamiento del agua residual, siempre que la precisión del sistema de control de cloro residual combinado (amperométrico) sea la adecuada. Es conveniente evitar dosificar el dióxido de azufre en exceso, no sólo por el gasto innecesario, sino

también a causa de la demanda de oxígeno que produce el exceso de dióxido de azufre. La reacción que tiene lugar entre el exceso del dióxido de azufre y el oxígeno disuelto, es relativamente lenta y obedece a la siguiente expresión:



El resultado de esta reacción es una reducción del contenido de oxígeno disuelto en el agua residual, junto con un aumento de los valores medidos de la DBO, la DQO, y un posible descenso del valor del pH. Todos estos efectos se pueden eliminar por medio de un control adecuado del sistema de dechloración.

3.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS LODOS PRODUCIDOS EN UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.

En un sistema de tratamiento de aguas residuales se obtienen dos productos finales principales, estos son:

1. El efluente producido en la planta de tratamiento.
2. Los lodos o suspensiones de sólidos obtenidos como subproductos.

El efluente producido en las plantas de tratamiento son productos terminados, mientras que los lodos y las suspensiones no lo son. Debido a su origen, su consistencia acuosa, volumen o putrescibilidad, la mayor parte de ellos requieren de otro proceso antes de ser evacuados. El proceso tiende a asegurar la higiene y aceptabilidad sensorial de los lodos, y a reducir el volumen y peso de los materiales que se van a manejar, transportar o evacuar.

El peso seco de los sólidos de desecho es el peso de los sólidos sedimentables en el momento de la separación de los sólidos o de la transferencia de fase desde el agua que los tiene en suspensión. En ellos se encuentran incluidos generalmente:

1. Los sólidos naturales presentes en las aguas residuales.
2. Los aditivos (coagulantes y precipitantes químicos). Por ejemplo, los que convierten los sólidos no sedimentables indeseados en sólidos sedimentables, para este caso un Polielectrolito llamado Clear Pool.
3. Las películas biológicas desprendidas y los flóculos Biológicos de desecho u otras biomásas generadas por los organismos vivientes a partir de materia orgánica nutritiva durante el tratamiento de las aguas residuales.

Durante el tratamiento físico – químico de las aguas residuales, se produce cierta cantidad de lodo; este lodo al alcanzar el fondo de las unidades de asentamiento, forma una estructura floja, como panales de materia floculenta entremezclada con volúmenes relativamente grandes de agua, la mayor parte de los sólidos están compuestos de materia orgánica y minerales.

3.3.1 EXAMEN DE LOS SEDIMENTOS Y LODOS DE FONDO.

El examen de lodos y sedimentos de fondo, eliminados por procesos de tratamiento físico y químicos, tiene casi los mismos objetivos que el examen de las aguas residuales a partir de las cuales se sedimentan y forman los lodos. De acuerdo con lo anterior, estas pruebas se encuentran dentro de las siguientes categorías:

1. Pruebas que registran la concentración del lodo y sedimento:
 - a) Pruebas para contenido de materia sólida o agua, y residuo total.
 - b) Pruebas para la materia orgánica y residuo volátil.
2. Pruebas que identifican la composición del lodo y sedimento:
 - a) Pruebas para contenido de materia orgánica (residuo volátil, grasa incluyendo contenido de hidrocarburos y materia grasa, DBO y nitrógeno total y orgánico).
 - b) Pruebas para valor del pH, alcalinidad y acidez del licor de los lodos, incluyendo ácidos, grasas solubles en agua, insolubles en agua y volátiles.
 - c) Pruebas para amoníaco, y
 - d) Pruebas para radiactividad.

3. Pruebas que miden la condición del lodo o sedimento:
 - a) Prueba para el aspecto (color y olor descriptivos).
 - b) Pruebas químicas DBO nitrógeno, y
 - c) Pruebas biológicas (floras y fauna de los fondos como función del estado contaminante de las aguas examinadas).

4. Pruebas relacionadas con los procesos de tratamiento:
 - a) Pruebas para la materia suspendida y su sedimentabilidad.
 - b) Pruebas para el volumen y densidad relativos de los lodos (índice de volumen del lodo e índice de densidad del mismo.

5. Pruebas funcionales, por ejemplo:
 - a) Pruebas para la degradabilidad de los lodos y sedimentos mediante la determinación de DBO, o mediante la velocidad de producción de gas y su descomposición, pH, y contenido de ácidos orgánicos.
 - b) Pruebas para la filtrabilidad del lodo y anticipación a la filtración por vacío o al secado.
 - c) Pruebas para el contenido calorífico del lodo secado. y
 - d) Pruebas para los constituyentes fertilizantes nitrógeno, fosfato y potasio.

4.0 RESIDUOS LÍQUIDOS HOSPITALARIOS

El problema principal que presenta la gestión de éstos, es su eliminación, pues en contraposición a los residuos sólidos, los líquidos, a altas concentraciones, sí pueden alterar el medio ambiente. En general y salvo los casos particulares que mencionamos en este apartado estos residuos serán eliminados directamente a la Red del Alcantarillado.

4.1 CLASIFICACIÓN.

Los residuos hospitalarios de tipo líquido se clasifican en tres categorías:

1. *Líquidos eliminables sin tratamiento* que son aquellos líquidos que no presentan peligrosidad y pueden ser vertidos libremente a la red de alcantarillado.

2. *Líquidos eliminables con tratamiento previo* que son aquellos que pueden ser evacuados a la red de alcantarillado del hospital siempre que previamente se les someta a un tratamiento específico.
3. *Líquidos no eliminables* al alcantarillado que incluye los residuos líquidos radiactivos y las sustancias citostáticas, ya que ambos tienen que someterse a un tratamiento específico y una eliminación diferenciada.

4.2 ELIMINACIÓN DE RESIDUOS LÍQUIDOS A LA RED DE ALCANTARILLADO.

La eliminación se hará a través de la red de alcantarillado, siempre que se cumplan lo siguiente:

1. Protección de los recursos hidráulicos.
2. Preservación de la red de alcantarillado.
3. Preservación de las estaciones depuradoras de agua residuales.

Por ello, se han de establecer las condiciones y limitaciones para el vertido de residuos líquidos a la red de alcantarillado, mediante una estación de registro o estación depuradora.

4.3 RESIDUOS LÍQUIDOS TÓXICOS O PELIGROSOS.

Los residuos peligrosos se clasifican con una serie de siglas que se identifican como CRETIB, esta comprenden todas aquellas sustancias corrosivas, reactivas, explosivas, tóxicas, inflamables y bioinfecciosas que no deben ser vertidas a una alcantarilla o medio receptor sin un tratamiento previo.

4.3.1 CRITERIOS DE TOXICIDAD O PELIGROSIDAD.

Por las características especiales de estos residuos es necesaria su clasificación, con arreglo a los siguientes factores:

1. Punto de inflamación menor o igual a 55 °C.

2. Características de corrosividad, determinadas por los siguientes parámetros:
 - a) Residuo acuoso: $\text{pH} > 12,5$ y $\text{pH} < 2$.
 - b) Residuo líquido que corroe más de 6,35 mm/año de acero a 55 °C.
 - c) Cuando la inhalación o contacto durante 15 minutos cause daño a tejidos humanos).
3. Características de reactividad, determinadas por los siguientes parámetros:
 - a) Inestabilidad y cambios violentos sin detonación.
 - b) Reaccionar violentamente con agua.
 - c) Desprender gases inflamables y/o tóxicos al estar en contacto con agua o aire húmedo.
 - d) Contener cianuros, sulfuros y otros que, cuyo pH sea mayor que 12,5 y menor de 2:
 - e) Detonar bajo fuentes energéticas de incineración si se calienta bajo confinamiento.
 - f) Detonar o reaccionar explosivamente en condiciones normales de presión o temperatura.
4. Contener productos cancerígenos en más de 0,01 % de acuerdo con la Agencia de Investigación contra el Cáncer (I.A.R.C.). (España).
5. Contener sustancias cancerígenas, mutagénicas o teratogénicas.
6. Toxicidad de los lixiviados, según los siguientes criterios:
 - a) < 3000 mg /l, utilizado *Photobacterium phosphoreum*.
 - b) < 750 mg/l, utilizando *Daphnia Magna*.

4.4 RESIDUOS LÍQUIDOS DE VERTIDO PROHIBIDO NO ELIMINABLES.

Los líquidos que a continuación se detallan no pueden ser vertidos a la red de alcantarillado:

1. Residuos radioactivos (definidos en el apartado específico para este tipo de residuos).
2. Citostáticos: Los líquidos que contengan productos cancerígenos en más de 0,01 %, de acuerdo con la IARC, los que contengan sustancias cancerígenas, mutagénicas o teratogénicas.

4.5 RESIDUOS LÍQUIDOS CON TRATAMIENTO PREVIO A SU VERTIDO.

Los residuos líquidos que a continuación se relacionan podrán ser evacuados a la red de alcantarillado siempre que se traten adecuadamente:

1. Aceites y grasas.
2. Mezclas explosivas:
 - a) Líquidos cuyo punto de inflamación sea menor o igual a 55 °C.
 - b) Líquidos que tengan alguna característica de reactividad.
3. Materiales coloreados (tintes, pinturas), dependiendo de cantidad.
4. Residuos corrosivos:
 - a) Líquidos acuosos con un pH > 12,5 ó pH < 2.
 - b) Líquido que corroa más de 6.35 mm de acero a 55 °C o que por inhalación o contacto durante 15 min cause daño a los tejidos.
 - c) Dependerá de la cantidad de contenido, cuando los valores anteriores estén al límite de los criterios de corrosividad.

Por ello todos los Centros Sanitarios que eliminan líquidos a la red de alcantarillado deberán tener estaciones de registro, situadas aguas abajo del último vertido para poder realizar análisis y mediciones del afluente. Estas mediciones deben estar por debajo de las concentraciones máximas permisibles de sustancias de contaminantes presentes en el vertido, de acuerdo a las normas de aguas residuales salvadoreñas vigentes o internacionales conocidas.

4.6 CLASIFICACIÓN DE LOS RESIDUOS LÍQUIDOS HOSPITALARIOS.

1. No eliminables al Alcantarillado:
 - a) Residuos Radiactivos
 - b) Citostáticos.
2. Eliminables con Tratamiento Previo:
 - a) Aceites y grasas.
 - b) Mezclas explosivas.
 - c) Materiales colorantes.
 - d) Residuos corrosivos.

3. Eliminables sin Tratamiento: Todos aquellos residuos líquidos que no presente peligrosidad.

5.0 DESCRIPCIÓN DE LOS MÉTODOS O SISTEMAS EMPLEADOS POR EL HOSPITAL SALDAÑA PARA EL TRATAMIENTO DE SUS AGUAS RESIDUALES.

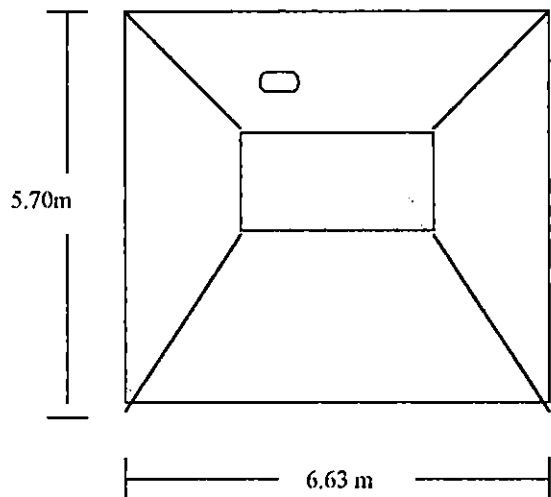
En el pasado el Hospital Saldaña trató de solventar la problemática de contaminación de los cuerpos receptores a través de la descarga de sus efluentes, adoptando diferentes métodos de tratamiento para sus aguas residuales, con base en las tecnologías existentes en esas épocas, que como ahora se caracterizan por su alta carga de materia orgánica, DBO y residuos químicos.

En un inicio, el entonces Sanatorio Nacional, construyó *dos fosas sépticas*, la primera, de forma rectangular y la segunda de forma cilíndrica, con las dimensiones que se muestran en la figura 5-1 y 5-2.

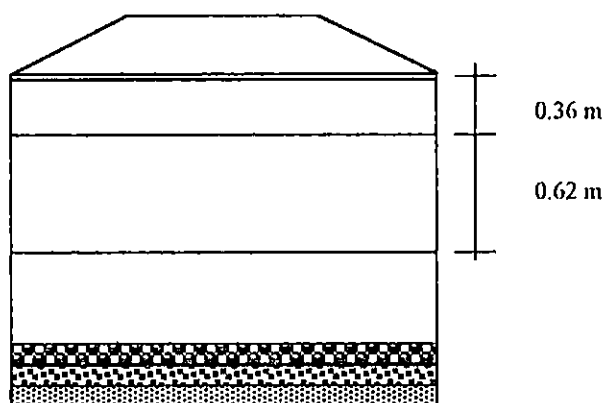
5.1 FOSA SEPTICA No 1.

La primera fosa, estaba totalmente repellada de cemento en sus alrededores, con la entrada del vertido por un extremo, con bases o arranque de piedra y grava, además el fondo se componía de capas de piedra, grava y arena, para dejar filtrar los líquidos al terreno, mientras los sólidos quedaban retenidos en la superficie; se estima que poseía una profundidad, desde el techo, no mayor de cuatro metros; el techo es de cemento con un pequeño respiradero; esta fosa actualmente se encuentra parcialmente llena y abandonado. Se supone que con el paso del tiempo los líquidos y sólidos que se retenían en la fosa se fueron infiltrando y asentando hasta llegar a formar una capa sólida.

Vista de planta.



Vista de frente.



Vista de perfil.

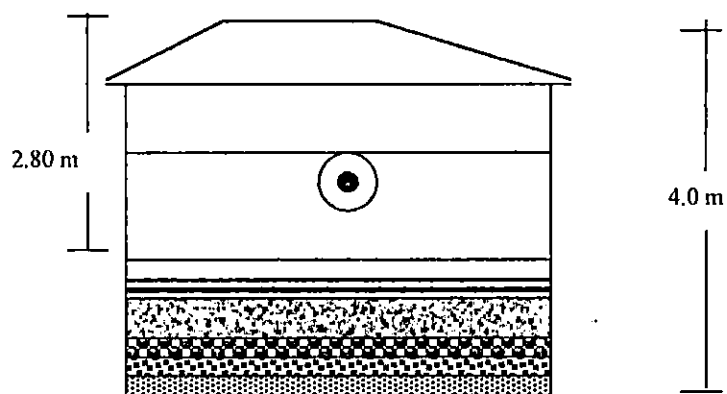


Figura 5-1.

Diagrama de la primera fosa séptica implementada en el hospital para el tratamiento de sus desechos sólidos y líquidos.

5.2 FOSA SEPTICA No 2.

La segunda fosa , es de forma circular, figura 5-2, con un broquel de ladrillo, techo de cemento en forma cónica, con un respiradero en la parte superior, con la entrada de los vertidos por un extremo, además el fondo es de la misma características que la primera fosa; se estima que tiene una profundidad de cuatro metros, encontrándose parcialmente llena, utilizándose además como depósito de tubos viejos de lámparas.

El tamaño era suficiente para ese entonces, ya que el Hospital o Sanatorio, por ser de especialidades respiratorias no contaba con muchos pacientes. Por sus dimensiones y forma de operación estas fosas tenían un tiempo de vida útil de 20 años aproximadamente (luego que se llenaban se clausuraban sellando la entrada de las aguas residuales).

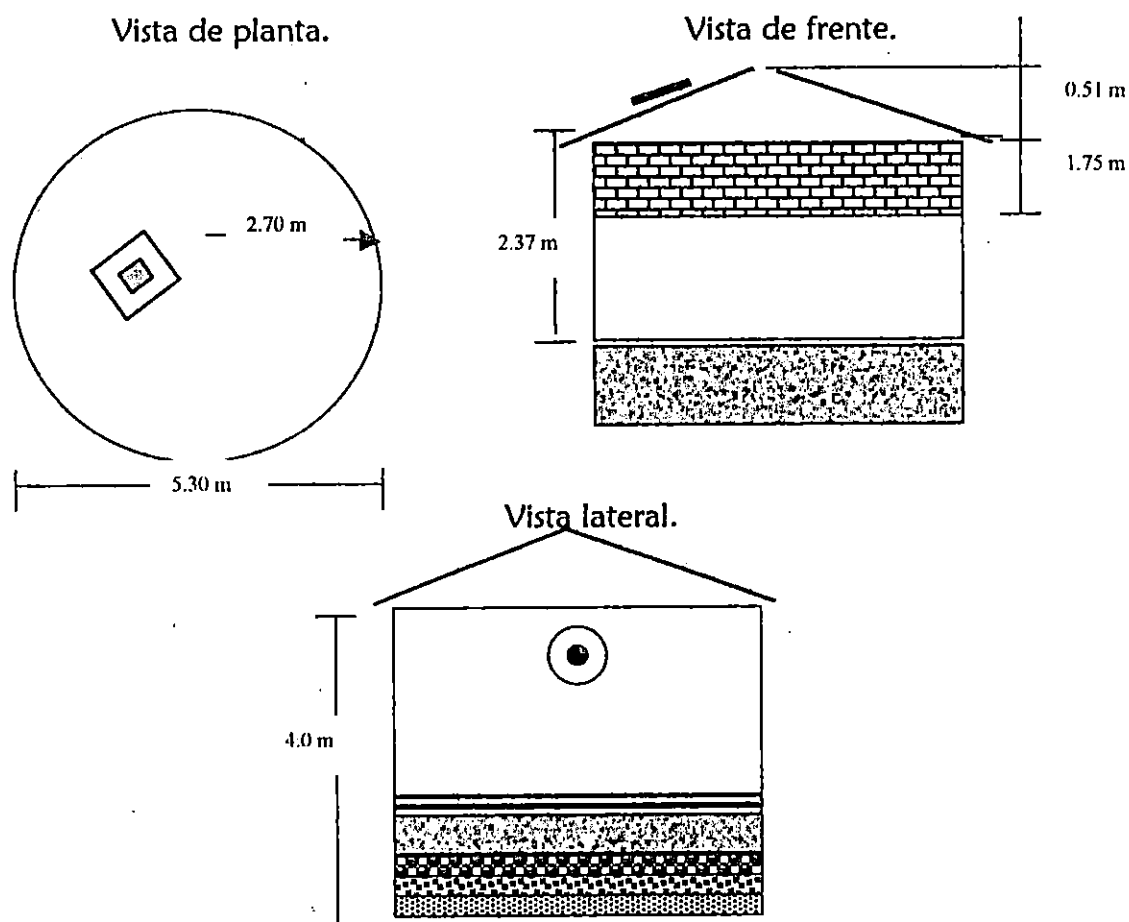


Figura 5-2.

Esquema de la segunda fosa séptica construida por el hospital.

5.3 FOSAS SEPTICAS EN SERIE.

Después del cierre de las fosas antes mencionadas, se adoptó otro sistema, el cual consistía en una serie de fosas sépticas, cinco en total, con el mismo principio de funcionamiento que las mencionadas anteriormente; no se sabe si a medida que se llenaba una se habilitaba la otra ó funcionaban en serie ya que es muy difícil apreciar si están conectadas entre sí por estar en su mayoría completamente llenas, y por ser tan antiguas, no existe personal laborando a la fecha, que las haya visto funcionar.

Estas fosas se encuentran ubicadas cerca de las instalaciones del ahora departamento de mantenimiento, a inmediaciones de un comedor o cafetín; en esta área no se perciben malos olores. Para observar su contenido la tapadera de la fosa fue removida. Una de las fosas, quizá la de mayor tamaño, está vacía, observándose el fondo conformado por arena y grava; cabe aclarar que además circulan aguas residuales a través de ella, (no se sabe de que tubería provienen, se presume que son vertidas por la lavandería). La figura 5-3, muestra un esquema del tamaño, área y forma de la batería de fosas.

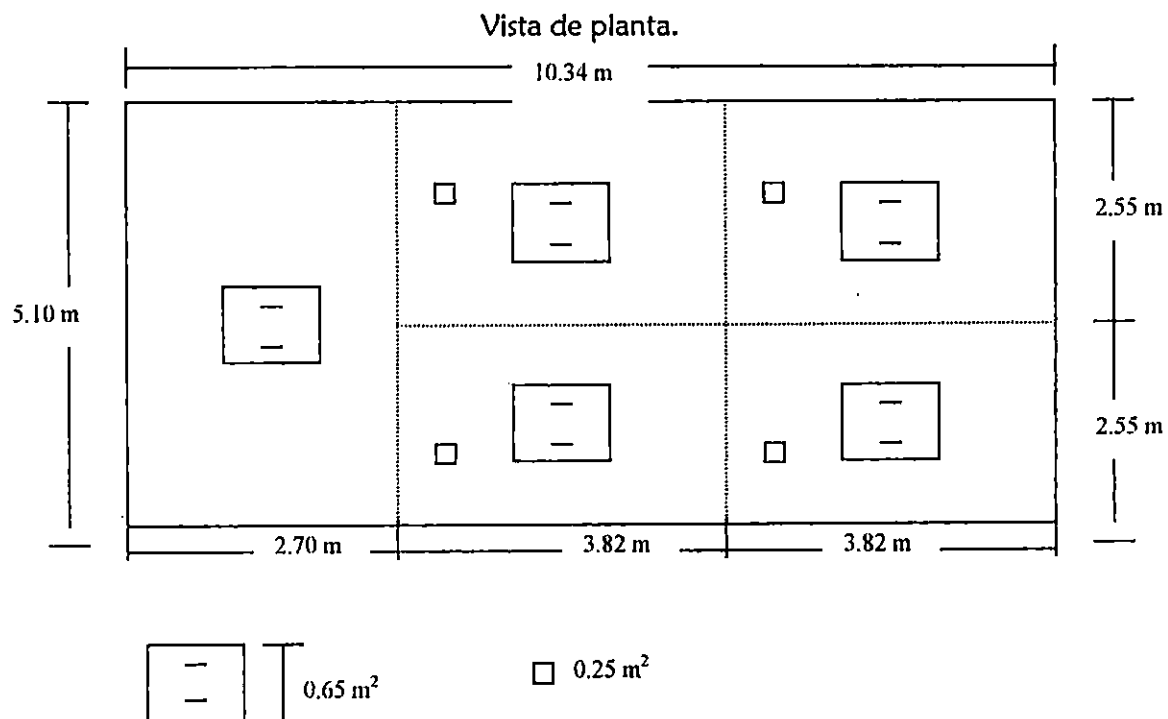


Figura 5-3.

Esquema de la distribución de la serie de fosas sépticas.

5.4 CAMARAS DE SEPARACION No 1.

Una vez que la batería de fosas había cumplido con su vida útil, el hospital adoptó otro sistema de tratamiento para sus vertidos, tecnología de punta para ese entonces, el cual consistía en una serie de cámaras comunicadas entre sí por unos agujeros en las paredes que las dividían, como lo muestra la figura 5-4. Estas funcionaban bajo el mismo principio de operación de las fosas sépticas; la separación de los sólidos contenidos en los líquidos, con la diferencia que este sistema no infiltraba directamente al terreno, sino hasta el final. Las paredes que comunican a la otra cámara tiene una serie de orificios, a una determinada altura, donde el líquido que la atraviesa deja depositados y retenidos los sólidos que la acompañan en la cámara anterior. Al final estos líquidos se conducían por tuberías de cemento, con orificios, enterradas en el terreno para que se produjese la infiltración de los líquidos al mismo. A la par de esta cámara existe otra que se encuentra soterrada y no se puede precisar sus detalles de construcción y funcionamiento, pero sí las dimensiones de esta.

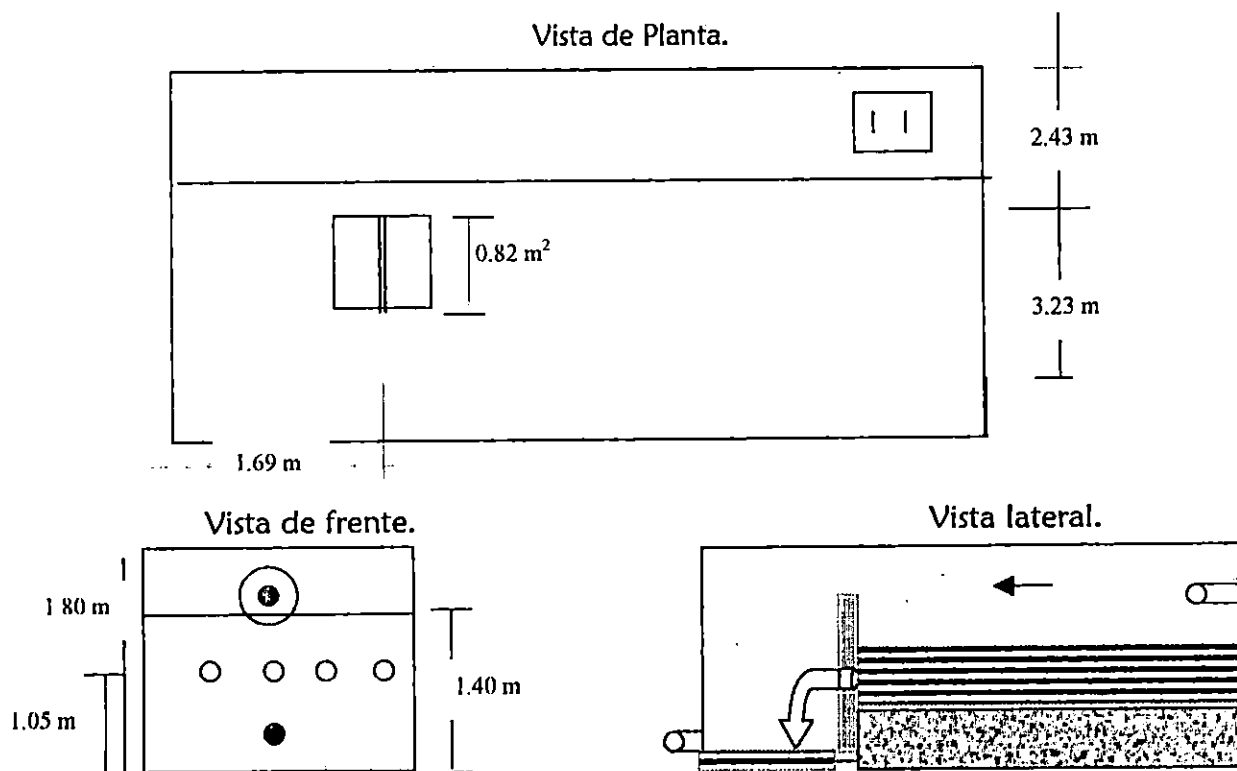


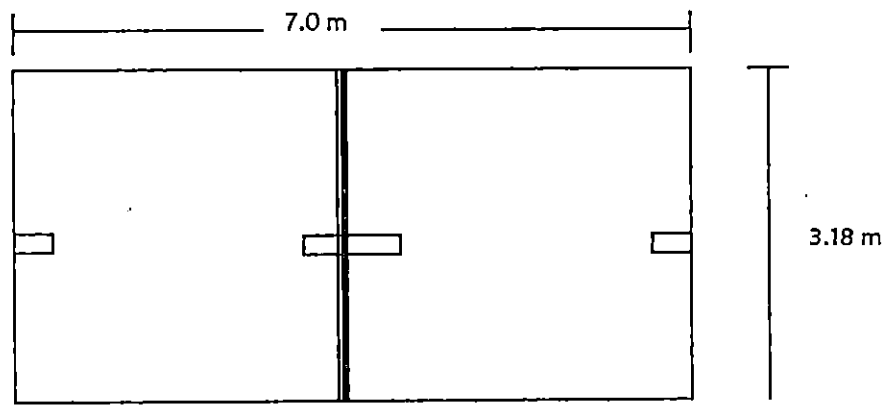
Figura 5-4.

Esquema de la distribución de un sistema de tratamiento.

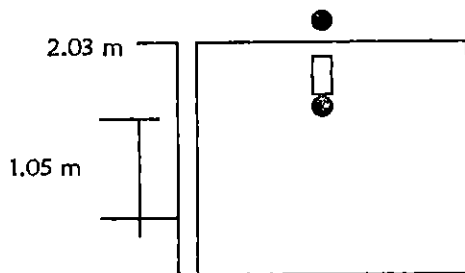
5.5 CAMARAS DE SEPARACION No 2.

Posteriormente se construyó otra serie de cámaras; a diferencia de la anterior, esta tenía más divisiones dentro de sus cámaras, comunicándose una con otra mediante una tubería que hace circular solamente los líquidos de una cámara a otra, como lo muestra la figura 5-5. La disposición final de los líquidos se realizaba por infiltración al terreno a través de tuberías de cemento con orificios. A continuación se encuentra otra que cámara que está soterrada. Actualmente han sido evacuados los sólidos y líquidos que permanecieron retenidos por muchos años en estas cámaras, con el fin de habilitarlas para volverlas a utilizar, siendo esta la última medida que a la fecha el hospital ha tomado como medida correctiva del problema de las aguas residuales.

Vista de planta.



Vista de frente.



Vista lateral.

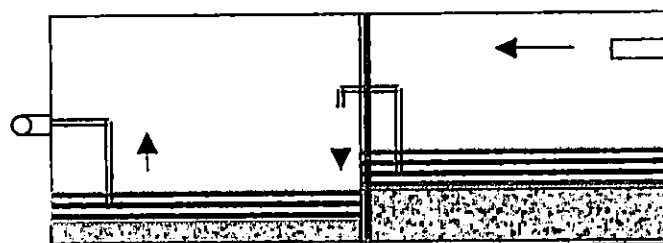


Figura 5-5.

Esquema de la distribución de la cámaras de separación.

5.6 LAGUNA DE OXIDACIÓN ENZIMÁTICA.

El sistema de tratamiento más reciente adoptado por el hospital, fue la construcción de una laguna de oxidación, para los inicios de 1987 y terminada en 1989. Funcionó durante cuatro años, finalizando su función, en 1993 debido a los altos costos de operación que ella demandaba, ya que funcionaba con la adición de productos químicos, tales como las enzimas de digestión anaerobia, las cuales se mezclaban con las aguas captadas en la laguna, utilizando para ello dos agitadores flotantes de paletas, amarrados a los extremos de la laguna como se muestra en la figura 5-6. Después de un tiempo de agitación se dejaba que las enzimas y los lodos formados precipitaran, y el efluente clarificado era descargado por un vertedero, ubicado en las paredes de la laguna, que se dirigía al río. Se desconoce la forma de mantenimiento de este sistema, la disposición final de los lodos sedimentados, el grado de clarificación alcanzado y la calidad de los vertidos.

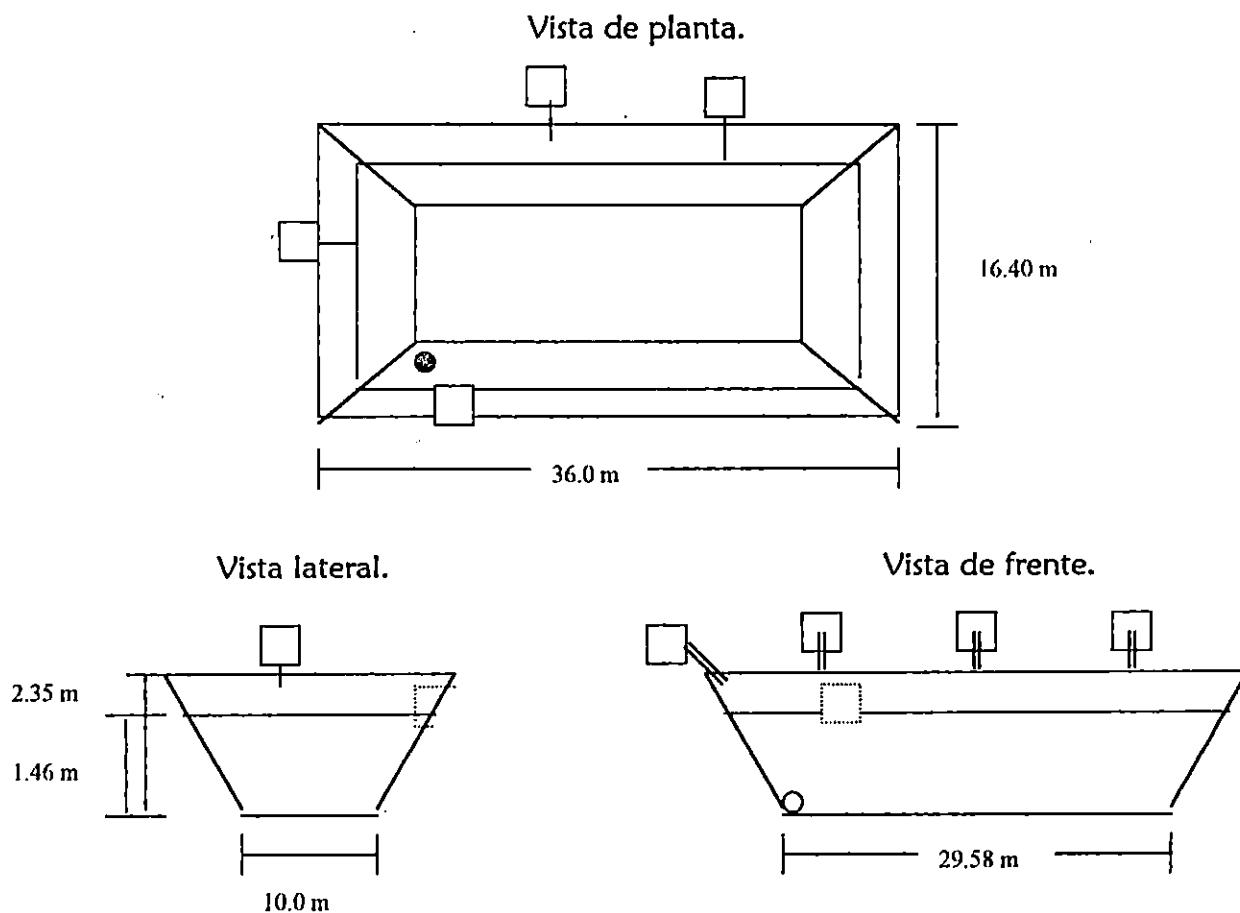


Figura 5-6.

Esquema de la distribución de la laguna de oxidación enzimático.

5.7 TANQUES SÉPTICOS.

En su forma más simple, los tanques sépticos son recipientes de sedimentación de un solo nivel, en los que los sólidos se mantienen por lapsos suficientemente largos para que sufran una digestión parcial y posiblemente completa. Estos tanques tienen un costo relativamente bajo y pueden ser útiles en conexión con las instalaciones pequeñas, generalmente residenciales, en las que sus malas características se compensan en alguna forma por su simplicidad.

Los tanques sépticos están orientados hacia la producción de:

- 1) Un lodo incoloro y granular que se acumula en el tanque y que se tiene que remover a intervalos regulares para evacuarlo generalmente al subsuelo por enterramiento.
- 2) De un efluente séptico que, en general, se evacúa por trasmisión al suelo desde los sistemas de irrigación subsuperficial.

La dilución en las corrientes superficiales rara vez es aceptable a menos que se haya dado al efluente del tanque la oportunidad de regenerarse a sí mismo en forma completa en tanques de tratamiento aeróbico tales como filtros intermitentes de arena y filtros de goteo contruidos de piedra triturada o de ramaje, es decir, de atados de ramas o de otros cortes semipermeables. (2)

6.0 TOMA DE MUESTRAS.

El muestreo, uno de los procedimientos más importantes de la investigación, ayuda a identificar, por medio de análisis de las muestras en laboratorios, el contenido o composición de la materia inorgánica y orgánica presente en el agua residual, y así conocer en menor ó mayor grado el efecto que podría tener en la salud y en el medio ambiente por el contacto directo o indirecto con este tipo de efluente.

El examen de las aguas residuales requiere análisis de los siguientes parámetros:

1. Físicoquímicos.
2. Bacteriológicos.

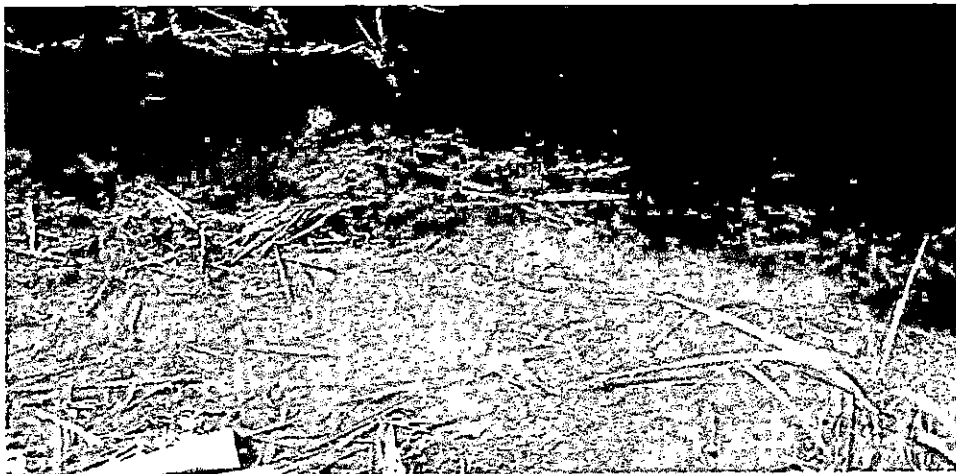
Estos parámetros nos dan a conocer el grado de contaminación química y microbiológica a los que está expuesto cualquier cuerpo receptor.

El resultados de los análisis realizados a las aguas residuales hospitalarias, sirve como base para la selección de las operaciones y procesos unitarios a que puede ser sometido el efluente, para lograr reducir o eliminar la carga contaminante presente. Para esto las técnicas de MUESTREO, utilizadas en el estudio deben asegurar la obtención de muestras representativas, por lo tanto, es necesario seleccionar adecuadamente los puntos donde se tomará la muestra, los intervalos de tiempo con que se tomara la muestra (45 min), entre una muestra simple y la otra para obtener al final una muestra compuesta. El muestreo compuesto se utiliza cuando se desea conocer el valor medio de ciertas propiedades de la población analizada, y no para conocer la variabilidad o distribución de los elementos presentes. Este método es el adecuado cuando el costo de muestreo es una variable importante.

La canaleta de descarga y la apariencia del río contaminado por la descarga de los vertidos hospitalarios se muestra en la fotografía 1 y 2. El punto y el equipo de toma de muestras de las aguas residuales se muestra en la fotografía 3 y 4.



FOTOGRAFIA 1.
Canaleta de descarga al río.



FOTOGRAFIA 2.
Condición en la que se encuentra el río por la descarga de aguas residuales.



FOTOGRAFIA 3.

Punto de descarga de las aguas residuales y de toma de muestras, en una hora pico.



FOTOGRAFIA 4.

Lugar y equipo con que se realizo la toma de muestras.



6.1 PROCEDIMIENTO DE TOMA DE MUESTRAS.

Para el iniciar el procedimiento de toma de muestras, primero es necesario conocer algunas características principales del vertido que definen su peligrosidad como son: su origen, su posible concentración o contenido de materia, los lugares de su descarga y el tipo de cuerpo receptor al que se descarga. En base a esto se selecciona el equipo necesario para la toma de muestras, se designan los puntos de toma de muestras y se aplica el método de muestreo seleccionado. A continuación se describe el equipo y material utilizado como también el procedimiento a seguir para la toma de muestras.

Material y equipo utilizado:

Material y Equipo	Capacidad	Características
Recipiente de vidrio	1000 y 150 ml	2 con tapadera
Hielo	2 lb	Conservar la muestra
Recipiente plásticos	25 gal y 3 gal	Para almacenar y trasegar la muestra
Guantes	1 par	Seguridad
Botas de hule	1 par	Seguridad
Delantal plástico	1	Seguridad
Mascarilla	1	Seguridad

Procedimiento:

1. Se seleccionaron dos puntos de muestreo, ambos a la salida de dos tuberías conectadas a una canaleta individual que descarga directamente al río.
2. Tomar de volumen de muestra (aproximadamente 2 litros). Para cada una de las descargas se tomaron muestras cada cinco minutos, durante 30 min, haciendo un total de muestra de 24 l aproximadamente, depositándolas en el recipiente de 25 gal agitándolo hasta homogenizar la mezcla.
3. Agitar fuertemente para homogenizar la mezcla.

4. Una vez finalizado el tiempo de recolección de muestras (30 min), mezclar durante 5 minutos para homogenizar y esperar hasta que los sólidos más gruesos sedimenten.
5. Anotar la temperatura de la mezcla de agua residual y la hora a la que han sido tomada las muestras.

Toma de muestras para análisis microbiológicos.

1. Con el cuidado de no derramar el líquido sobre el recipiente, y llenar hasta rebalse de manera que no quede espacio vacío entre el tapón y el nivel del líquido.
2. Abrir y cerrar inmediatamente el recipiente después de tomada la muestra.

Toma de muestra para análisis físico-químico.

1. Utilizar recipiente de vidrio de un litro con el cuidado de no derramar y contaminar el recipiente.
2. Colocar los recipientes de las muestra dentro una bolsa plástica, y posteriormente en una hielera para mantener la temperatura baja y evitar la descomposición o reacción de los elementos presentes en el agua residual.
3. Desinfectar los recipientes utilizados para el muestreo, con una solución concentrada de hipoclorito de sodio y conducir las muestras de agua residual a los laboratorios respectivos.

7.0 RESULTADO DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICO-QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA DE LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL DEL HOSPITAL SALDAÑA.

Los siguientes resultados, obtenidos por análisis de laboratorio, se comparan con los valores establecidos por la norma de vertidos de aguas residuales en CONACYT. Los resultados fisicoquímicos no superan el valor establecido por la norma para vertidos industriales pero en algunos puntos, los resultados microbiológicos superan lo establecido por la norma en un gran margen.

ANÁLISIS FÍSICO - QUÍMICO.

Análisis	Método	Resultado	Valor permitido por la Norma	Expresada como
Sólidos Totales	1	525.0		ppm
Sólidos Suspendidos	1	73.6	60 ó 150 *	ppm
Sólidos Totales Disueltos	1	451.4		ppm
Aceites y Grasas	2	ND	20	ppm
DQO	1	269.3	60 ó 400	ppm O ₂
DBO	3	84.0	60 ó 200	ppm O ₂
Turbidez	1	63.0	100	Unidades NT
Sulfatos	1	53.0	400	ppm SO ₄ ⁼
Cloruros	2	18.1	500	ppm Cl ⁻
Hierro	1	0.258	5	ppm Fe
Fosfato (soluble)	2	10.13	3	ppm PO ₄ ⁼
Nitratos	4	1.8	10	ppm NO ₃

NOTA: ND : No detectable (domésticas ó Industriales)*

ppm : mg/litro

Metodológicas de Análisis : APHA-AWW-WPCF (1)

ESPINSA, Validado (2)

Taylor Technologies, Inc. (3)

Orbeco Analytical Systems, Inc. (4)

ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS

ANÁLISIS	Resultado	Expresado como	Según Norma
Bacterias Coliformes Totales	5x10 ⁶	NPM / 100ml	1000 UFC/100 ml
Bacterias Coliformes Fecales	5x10 ⁶	NPM / 100ml	1000 UFC/100ml
Escherichia coli	5x10 ⁶	NPM / 100ml	
Salmonella Spp	Negativa	-----	-----

NOTAS:

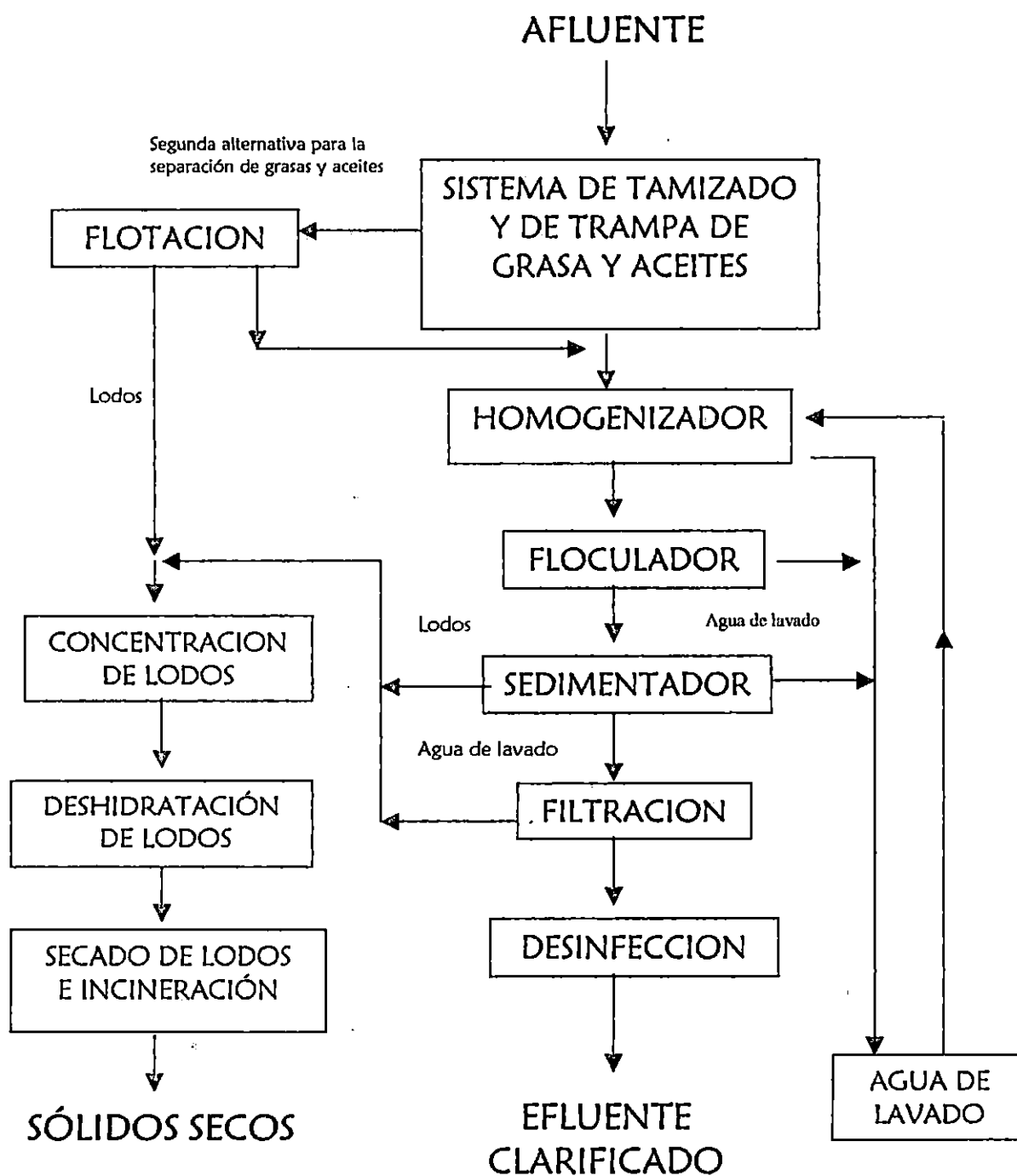
NPM: Numero Mas Probable
Metodología de análisis: APHA -AWWA - WPCF m³

8.0 DISEÑO DE LOS COMPONENTES DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO FÍSICO - QUÍMICO.

Existen diferentes alternativas que se pueden implementar para el tratamiento y depuración de la materia orgánica, inorgánica y microbiológica presente en las aguas residuales. A continuación se describen con detalle las operaciones y procesos unitarios que conformarán el sistema a proponer con base en la bibliografía consultada, los resultados de las pruebas de laboratorio y consultas realizadas a especialistas en el campo de tratamiento de aguas residuales.

Para tener un panorama amplio del sistema de tratamiento a proponer, la figura 8-0 muestra el diagrama de flujo de la secuencia de las operaciones y procesos unitarios adoptados por la propuesta, y las figuras siguientes muestran los diseños específicos para cada una de ellas. A continuación se describen con detalle cada una de ellas, para los cálculos de diseño se utilizaron las ecuaciones que en capítulos anteriores se mencionaron, los detalles de estos se muestran en el anexo II. Los resultados de los análisis del efluente clarificado se presentan en la tabla 15 del capítulo 9 y así demostrar la eficiencia de la propuesta.

FIGURA 8-0
DIAGRAMA DE FLUJO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO
PROPUESTO.



8.1 SISTEMA DE SEPARACIÓN DE SÓLIDOS GRUESOS, GRASAS Y ACEITES PRESENTES EN EL AGUA RESIDUAL.

La primera operación unitaria que involucra el diseño físico – químico de aguas residuales es la separación de los sólidos gruesos. El procedimiento más habitual consiste en hacer pasar el agua residual bruta a través de tamices. Cuanto menor es la abertura libre del tamiz mayor será la cantidad de residuos sólidos eliminados. Para este caso la abertura será de 3 mm, que en teoría retiene del 5 al 10 % de los sólidos suspendidos en el efluente. (1)

El diseño del sistema de tamizado consiste en un arreglo estático de malla, con un sistema de movimiento lateral por rodamiento, para la limpieza y separación de los sólidos depositados en las mallas, como se muestra en la figura 8-1. Para la limpieza de estas mallas, (una o dos veces al día), dependerá de la cantidad de sólidos retenidos, se empleará vapor a presión. Los sólidos separados se depositarán en un contenedor plástico, a los cuales se agregará una dosis de solución de hipoclorito para su desinfección, luego serán trasladadas hacia una cámara de secado de lodos.

La malla filtrante esta formada por pequeñas barras de acero inoxidable, orientadas de forma que la parte plana de aquella esté encarada al flujo. (Las dimensiones de la malla se muestran en la figura 8-1).

Además de la separación de sólidos, el sistema de tamizado cuenta con un sistema de remoción de grasas y aceites, al final se coloca un equipo de bombeo del efluente, libre de grasas y aceites, hacia el tanque de homogenización, esto conlleva a una reducción de costo.

Las grasas acumuladas por el sistema, son removidas manualmente con una paleta plástica, hacia una rampa con vertedero, donde son depositadas y removidas tiempo después, a través de un grifo que tiene salida por el fondo del depósito, este permite que el volumen de agua que es arrastrado durante la remoción de las grasas, se evacue primero que las grasas, concentrándose estas de una mejor manera.

8.1.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE BOMBEO.

Para el diseño del sistema de bombeo, se hace énfasis directamente en el tipo de bomba que se requiere y en las necesidades de potencia que demanda un sistema. (1,7)

La bomba seleccionada es una bomba centrífuga de flujo radial de doble aspiración, tipo voluta, equipada con rodetes inatascables. Aunque se supone que no existen sólidos presentes en el agua residual, capaces de atascar la bomba, es importante vaciar el tanque de captación antes de que rebalse. Este tipo de bomba nos asegura ese resultado, compensando así su selección. Se asume que la bomba seleccionada trabajará con una eficiencia de 80% y la del motor es de 90 %.

El sistema de bombeo consta de una bomba capaz de manejar un caudal de 0.111 m³/min, con un sistema de tuberías antes de la bomba, formado por 5 mt de tubería de 3 plg Cd 40 de PVC, contiene dos codos de 90° y una válvula de compuerta abierta. Después de la bomba hay 7 mt de tubo de 2 plg Cd 40 del mismo material con 6 codos de 90°. El fluido es bombeado desde el fondo del tanque de captación 1.35m (trampa de grasas), hasta el tanque de homogenización que se encuentra abierto a la atmósfera. La temperatura del agua residual es de 23.5 °C. Para el cálculo de la potencia se empleó la ecuación general de flujo de fluidos planteada por Bernoulli y los resultados se muestran a continuación:

Las pérdidas en toda la cañería son:

$$h_{LT} = 0.3121 \text{ kgf.m/kg}$$

El flujo másico es:

$$M = 1.84 \text{ kg/s}$$

La potencia absorbida por la bomba será:

$$p = \frac{P_{teórica}}{\text{eficiencia}} = 0.15 \text{ hp} = 0.11 \text{ kW}$$

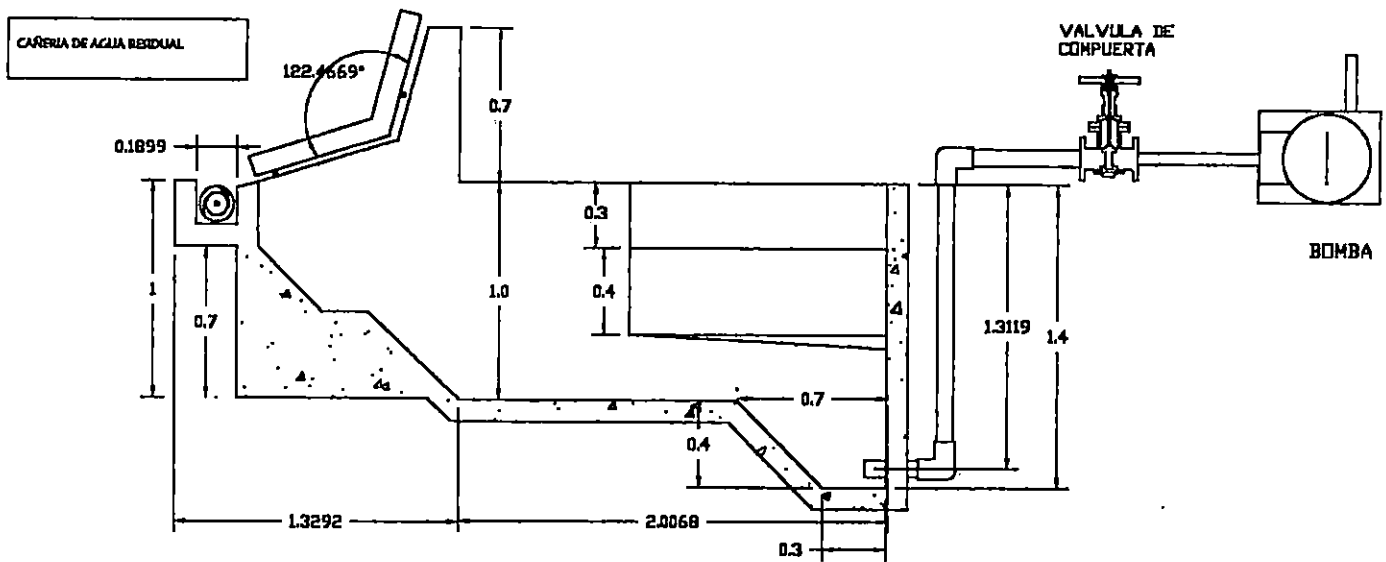
La potencia absorbida por el motor será:

$$P_m = \frac{0.15}{0.90} = 0.17 \text{ hp} = 0.13 \text{ kW}$$

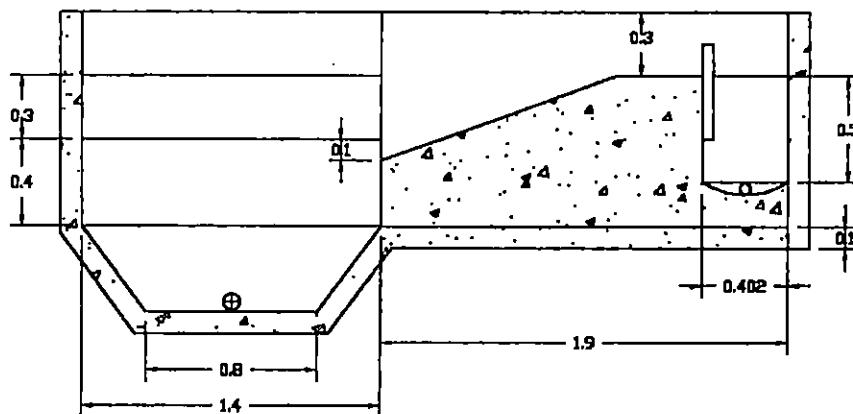
El cálculo de la potencia realizado anteriormente, define la capacidad de la bomba a emplear en el sistema de tratamiento. Cálculos semejantes se realizarán para los restantes equipos de bombeo en el sistema. El sistema completo se muestra en la figura 8-1.

FIGURA 8-1
SISTEMA DE TAMIZADO Y DE SEPARACIÓN
DE GRASAS Y ACEITES

VISTA LATERAL



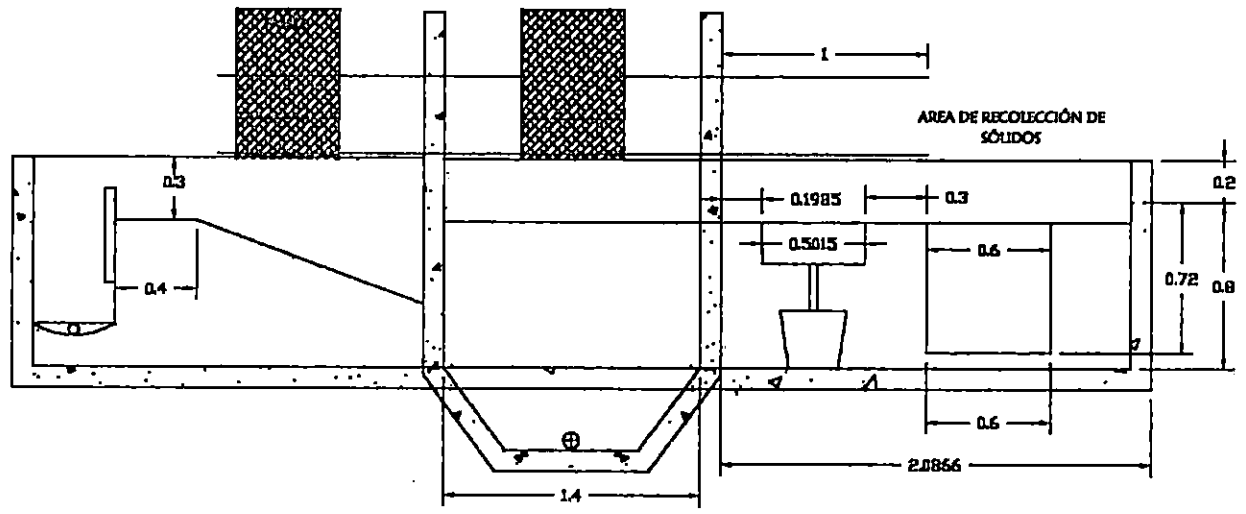
VISTA POSTERIOR



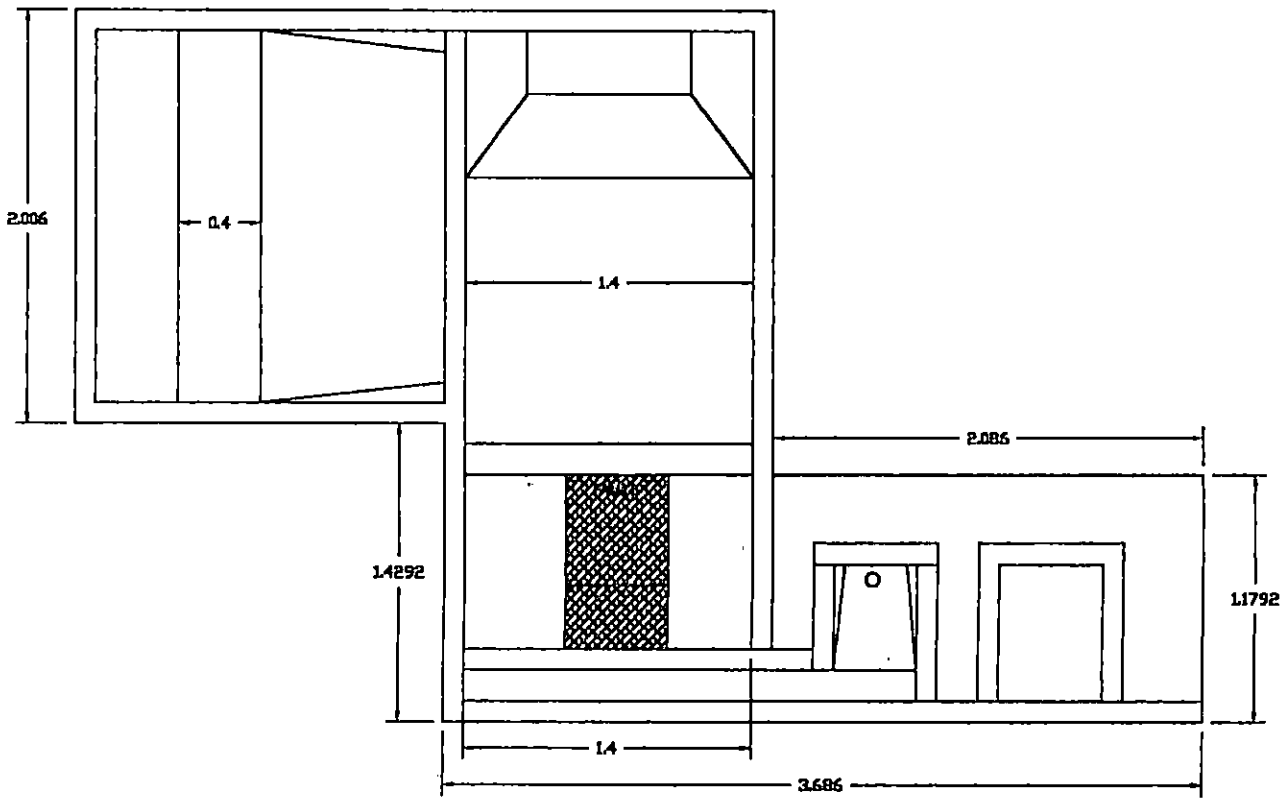
CONTINUACIÓN

FIGURA 8-1
SISTEMA DE TAMIZADO Y DE SEPARACIÓN
DE GRASAS Y ACEITES

VISTA FRONTAL



VISTA SUPERIOR



8.2 DISEÑO DEL TANQUE HOMOGENIZADOR DE CAUDALES.

La conformación del sistema de homogenización comprende:

1. Sistema de agitación y mezcla.
2. Sistema de aireación.

Auxiliares:

1. Instalación para la limpieza con chorro de agua de los sólidos y grasas que se acumulen en el tanque.
2. Aliviadero de emergencia para cubrir la eventualidad de un fallo en el sistema de bombeo.
3. Salida para la eliminación de materias flotantes y espumas.
4. Rociadores de agua para evitar la acumulación de espumas.

Para el diseño del tanque de homogenización se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Para iniciar la operación de homogenización, el volumen de agua a tratar, alimentará al tanque durante 30 minutos hasta que este alcance el nivel mínimo que será el mismo que el nivel superior de las paletas de agitación para iniciar el proceso de mezcla.
2. Deberá existir un volumen mínimo permanente con el objetivo de proteger las boquillas de aireación que podrían dañarse si quedan al descubierto, el cual será $1/4$ de su capacidad.
3. El volumen del tanque de homogenización está diseñado para almacenar una hora de alimentación de agua residual, para un caudal promedio de diseño de $0.111 \text{ m}^3/\text{min}$ equivalente a 6.66 m^3 . De esta forma se garantiza que la alimentación de agua residual a los demás equipos se mantendrá en el caudal promedio de diseño.
4. El diseño del sistema de aireación inyectará un volumen de aire equivalente al volumen de agua residual a tratar; para este caso 28.32 l de aire por cada 3.78 l de agua tratada. (2)

5. El sistema de homogenización contará con una unidad gemela de operación, con el propósito de sacar de operación la unidad activa, y dar el mantenimiento preventivo a las unidades de potencia, los componentes del sistema de agitación y aireación, superficies del tanque, etc., ó apoyar al tanque 1 cuando se den excedentes de flujo.

8.2.1 DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE AGITACIÓN MECÁNICA.

Las dimensiones del tanque de homogenización se presentan en la tabla 10, al igual que los requerimientos de potencia, para una paleta plana (dos paletas).

Tabla 10.

Características del tanque de mezclado. (7)

Componentes	Dimensiones (m)
Diámetro del tanque	1.84
Altura del tanque	2.5
Diámetro del rodete	0.61
Ancho del rodete	0.20
Altura del líquido	1.80
Altura del rodete sobre el fondo del tanque	0.50
Ancho del deflector	0.184
Velocidad del rodete	150 rpm
Potencia del motor reductor	3.0 hp

Se recomienda que los materiales de construcción para este tipo de tanque sean de acero inoxidable con un recubrimiento epóxico en su interior y así evitar la corrosión del metal. En la figura 8-2, se muestran los detalles del tanque.

8.2.2 DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE AIREACIÓN.

El sistema de aireación está compuesto por un soplador o compresor centrífugo, que no utiliza filtro para aire que debe de tener una capacidad de inyección de aire de 30 pcm como mínimo, este se hace acompañar de un medidor de aire a la salida del compresor, con una válvula globo regulando la cantidad de aire inyectado por un arreglo de difusores. Los difusores según su tipología, de burbuja gruesa o difusores no porosos, para este caso, de orificios de tamaños fijos que producen burbujas más grandes que los difusores porosos, razón por la cual tienen menos rendimiento de aireación, pero en contrapartida, presentan las ventajas de menor costo de mantenimiento y requieren menor limpieza del aire, lo que hace opcional el utilizar un filtro a la entrada del compresor reduciendo el costo de operación y mantenimiento del sistema.

Para el sistema de aireación se utilizarán difusores de orificio con válvulas, estas válvulas evitan la inversión del flujo cuando se cierra el suministro de aire. Estos difusores chocan empernados sobre la tubería de distribución de aire, en un arreglo muy parecido al de los difusores de disco de domo. (1)

Las principales razones del por qué la aireación de las aguas residuales captadas en un tanque de homogenización son: para evitar que estas se vuelvan sépticas si su tiempo de residencia se prolonga y ayudar en alguna medida a la disminución de la DBO.

Los diseños económicos en sistemas de aireación mantienen normalmente las pérdidas por fricción en los sistemas de suministros de aire a un valor promedio al 25 % de la profundidad de sumersión de las unidades terminales de distribución de aire (difusores).
(2)

En el sistema de distribución de aire se encuentran elementos que oponen alguna resistencia al paso libre del aire, la cual se cuantifica con los siguientes valores promedio en la tabla 11:

Tabla 11.

Valores promedio de resistencia en algunos accesorios. (2)

Elemento o accesorio	Resistencia Equivalente Pulg de agua
Filtros de aire viscosos	1/8 – 3/8
Filtros de aire de tela	1/2
Medidores de aire	1 – 2
Difusores	2 – 15
Para tuberías	$1.0v^2/2g$ metros de columna de aire
Para los codos	$0.5v^2/2g$ metros de columna de aire
Para válvulas	$1.5v^2/2g$ metros de columna de aire

Para convertir el equivalente de metros de aire a unidades consistentes de presión, se utiliza la ecuación $p = \rho g h$ ($0.1E3/1.033$) = atm, $g = 9.8 \text{ m/s}^2$, $\rho_{\text{aire}} = 2.38 \text{ kg/m}^3$ suponiendo que las condiciones del aire a la entrada del compresor son: $T=23.5 \text{ }^\circ\text{C}$, $p_1 = 1 \text{ atm}$).

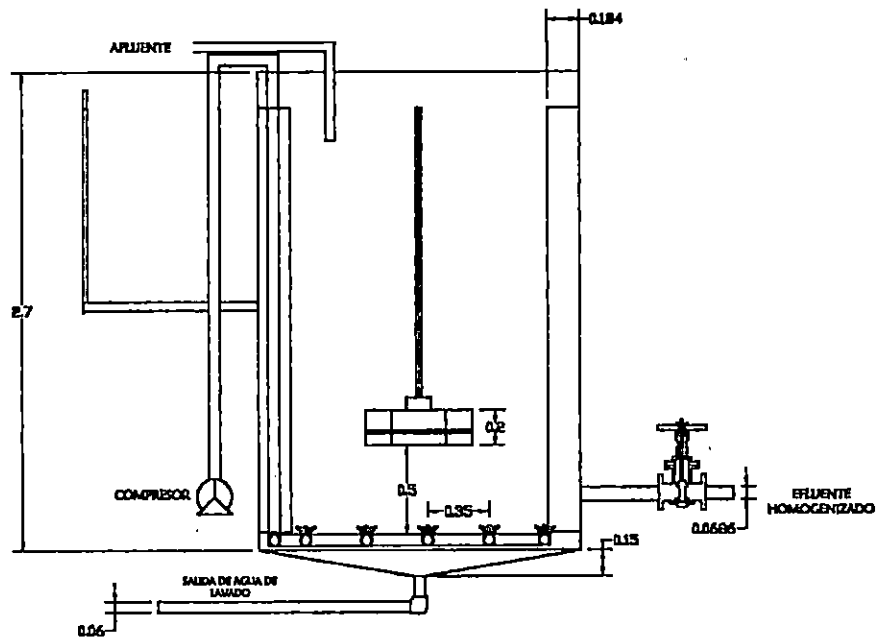
En un sistema de inyección de aire, a través de un sistema de boquillas sumergidas, la presión de descarga de los soplantes será la suma de las pérdidas de carga que producen por filtros de aire, en los aparatos de medida y control, en accesorios como codos, válvulas, difusores y la profundidad del agua por encima de los difusores. Por lo tanto, se necesita calcular la presión de descarga (para un fluido incompresible), a través de un sistema formado por: una tubería de 3 plg cédula 40, de acero comercial, cinco codos de 90° , dos válvula globo, un medidor de aire, un manómetro y 36 difusores de orifico, como se muestra en la figura 8-2.

Al final el compresor centrífugo debe ser capaz de suministrar una presión de descarga de:
 $P_2 = 3.65 \text{ atm}$.

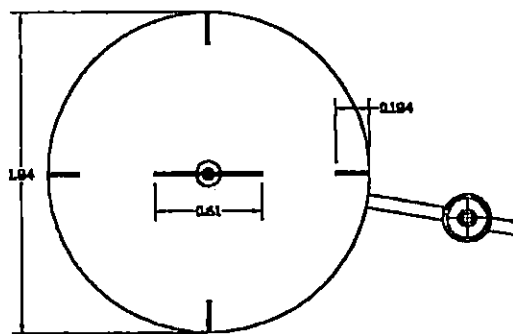
Para compensar estas pérdidas se necesita de un soplante o compresor que opere con una eficiencia de 80% y que maneje un caudal de aire mínimo de $1 \text{ m}^3/\text{min}$, con una potencia real de: $P_w = 8.62 \text{ hp}$

FIGURA 8-2
TANQUE DE HOMOGENIZACION

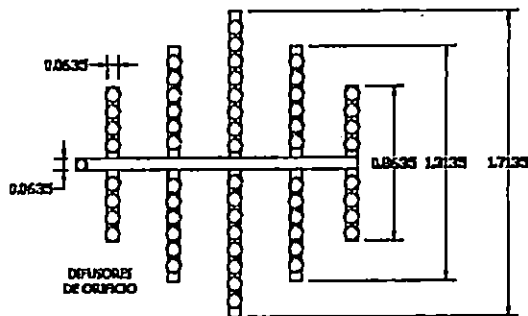
VISTA FRONTAL



VISTA SUPERIOR



CAÑERIA DE AIREACIÓN



8.3 DISEÑO DEL SISTEMA DE COAGULACIÓN Y FLOCULACIÓN QUÍMICA.

Para el diseño del sistema de tratamiento fisicoquímico, es necesario la elección del reactivo químico que se utilizará en el proceso de clarificación del vertido. El estudio comprende el desarrollo de pruebas de laboratorio utilizando 4 coagulantes entre ellos están: sulfato de aluminio, sulfato de hierro, cloruro de hierro y un polímero llamado comercialmente Clear Pool.

8.3.1 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS REALIZADAS EN EL SISTEMA DE JARRAS.

8.3.1.1 PRUEBA REALIZADA CON SULFATO DE ALUMINIO: $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$

Concentración de la solución madre: 10%, diluída hasta 1%.

Características de la muestra:

Longitud de Onda: 490

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	23.5	0.24	2 min

PRIMERA PRUEBA

Jarras No.	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	30.84	20.56	15.42	10.28	5.14	25.7
Vol. Adicionado (ml)	6	4	3	2	1	5
Absorbancia	1.1	0.68	1	1.2	2	0.85

SEGUNDA PRUEBA

Jarras No.	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	5.14	15.42	30.84	25.7	20.56	10.28
Vol. Adicionado (ml)	1	3	6	5	4	2
Absorbancia	0.64	0.5	0.3	0.34	0.38	0.59

TERCERA PRUEBA

Nuevas concentraciones y volúmenes de prueba.

Concentración de la solución diluída 2%.

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	61.68	53.97	46.26	38.55	30.84	71.96
Vol. Adicionado (ml)	12	10.5	9	7.5	6	14
Absorbancia	0.22	0.27	0.325	0.39	0.45	0.195

Características de la nueva muestra:

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	27	0.38	3 min

CUARTA PRUEBA

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	102.72	92.448	87.312	82.176	71.904	123.264
Vol. Adicionado (ml)	10	9	8.5	8	7	12
Absorbancia	0.08	0.075	0.09	0.09	0.115	0.085

PRUEBA ADICIONAL EN DOS JARRAS

Jarras	1	6
RPM	120	118
Concentración (mg/l)	133.54	143.81
Vol. Adicionado (ml)	13	14
Absorbancia	0.13	0.13

Concentración de la solución madre: 10%, diluída hasta 2%.

Características de la muestra:

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	23.5	0.255	3 min

QUINTA PRUEBA

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	195.17	184.89	174.62	164.35	102.72	205.44
Vol. Adicionado (ml)	19	18	17	16	10	20
Absorbancia	0.055	0.03	0.025	0.03	0.14	0.04

8.3.1.2 PRUEBA REALIZADA CON $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$

Condiciones de operación:

Concentración de la solución madre: 5%, sin diluir.

Características de la muestra:

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	23.5	0.59	3 min

PRIMERA PRUEBA.

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Solución de Fe^{+3}						
Concentración (mg/l)	84.5	169.0	253.5	338	422.5	507
Vol. Adicionado (ml)	2	4	6	8	10	12
Solución de Cal adicionado.						
Concentración (mg/l)	3.55	7.1	10.65	14.2	17.75	21.3
Vol. Adicionado (ml)	3.7	7.4	11.1	14.8	18.5	22.2
Solución de Cal Estequiométrico.						
Concentración (mg/l)	35.5	71.0	106.5	142.0	177.5	213.0
Vol. Adicionado (ml)	37	74	111	148	184.8	221.8
Absorbancia	0.775	0.26	0.08	0.075	0.1	Se quebró

Características de la muestra:

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	23.5	0.36	3 min

SEGUNDA PRUEBA.

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Solución de Fe ⁺³						
Concentración (mg/l)	359.13	338	295.75	253.5	211.25	380.25
Vol. Adicionado (ml)	8.5	8	7	6	5	9
Solución de Cal adicionado.						
Concentración (mg/l)	15.1	13.86	12.42	10.64	8.87	12.61
Vol. Adicionado (ml)	15.7	14.4	12.9	11.1	9.2	13.1
Solución de Cal Etequiomérico						
Concentración (mg/l)	150.86	142	124.2	106.5	88.74	159.74
Vol. Adicionado (ml)	157.1	147.9	129.4	111.0	92.4	166.4
Absorbancia	0.025	0.02	0.04	0.1	0.16	0.025

8.3.1.3 PRUEBA REALIZADA CON FeCl₃.2H₂O.

Características del reactivo en solución:

Solución concentrada 49,950.2 mg/l

Características de la muestra:

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	23.5	0.24	2 min

PRIMERA PRUEBA

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	424.57	399.6	349.65	299.7	249.75	449.55
Vol. Adicionado (ml)	8.5	8	7	6	5	9
Absorbancia	0.015	0.03	0.02	0.04	0.06	0.02

8.3.1.4 COMBINACIÓN DE SULFATO DE ALUMINIO Y POLÍMERO CLEAR POOL.

Condiciones de operación:

1. Longitud de Onda: 490
2. Concentración de la solución madre de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$ al 10% diluída hasta 2% .
3. Concentración de polímero pool: 1000 mg/l

Características de la muestra:

PH	Temperatura °C	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	24.5	0.31	2 min

PRIMERA PRUEBA.

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Solución de Al^{+3}						
Concentración (mg/l)	143.81	123.26	102.72	92.45	87.31	82.17
Vol. Adicionado (ml)	14	12	10	9	8.5	8
Solución de Polímero.						
Concentración (mg/l)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Vol. Adicionado (ml)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Absorbancia	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

8.3.1.5 PRUEBA REALIZADA CON EL POLÍMERO " CLEAR POOL ".

Condiciones de operación:

1. Longitud de Onda: 490
2. Concentración de la solución madre: 1000 mg/l.

Características de la muestra:

PH	Temperatura	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	24.5	0.59	3 min

PRIMERA PRUEBA.

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	2.0
Vol. Adicionado (ml)	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	2.0
Absorbancia	0.0	0.009	0.015	0.01	0.02	0.375

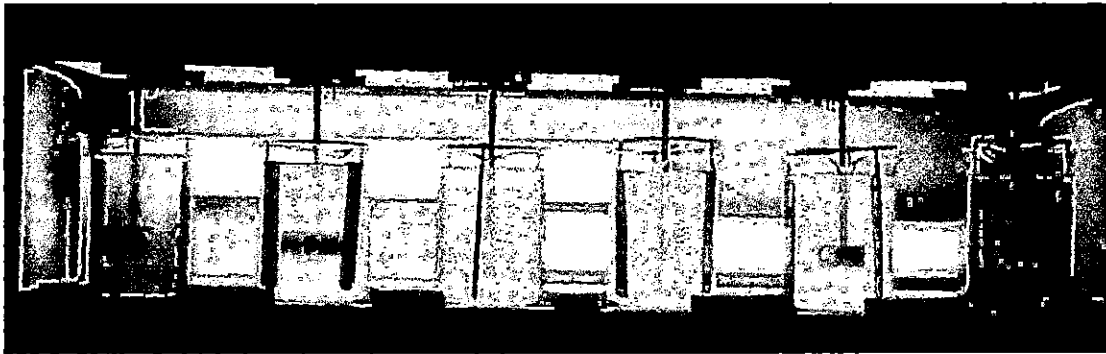
Características de la muestra:

PH	Temperatura	Absorbancia	Tiempo de agitación
7	23.5	0.19	2 min

SEGUNDA PRUEBA.

Jarras	1	2	3	4	5	6
RPM	120	110	102	96	92	118
Concentración (mg/l)	1.0	0.8	0.6	0.4	0.2	0.1
Vol. Adicionado (ml)	10	8	6	4	2	1
Absorbancia	0.0	0.0	0.01	0.01	0.005	0.08

Los resultados de la clarificación con el polímero se muestran en las fotografías siguientes:



FOTOGRAFIA 5.

Agua residual cruda, sin la adición de polímero



FOTOGRAFIA 6.

Agua residual con formación de flóculos por la adición de polímero.



FOTOGRAFIA 7.

Finalización del proceso de floculación seguido de la sedimentación.

8.3.2 RESULTADO DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO OBTENIDOS CON EL COAGULANTE SELECCIONADO CLEAR POOL.

De los resultados anteriores el más importante es el que presenta el polímero Clear Pool, con una concentración de 0.2 mg/l obteniéndose se obtuvieron los siguientes resultados:

1. Lodos con un peso específico de 1.04 g/cm³.
2. Un volumen de lodos de 3.91 % v/v del volumen de prueba (16.18 l de agua residual).
3. El lodo presenta una humedad de 96.16 %.
4. El peso de lodo en base seca de 2.737 g, (después de filtrar 633 ml y secar a 105 °C durante un día aproximadamente).
5. El tamaño del flóculo está comprendido aproximadamente entre 5 - 113 mm. Este sedimenta con una velocidad promedio de 16.8 cm/min.
6. Con una dosis de 0.2 mg/l de coagulante se obtuvo un clarificado con una absorbancia de 0.02, como lo demuestra la fotografía 8. Otras características que hacen la diferencia con respecto a los otros coagulantes es: mayor tamaño y velocidad de formación de flóculos, mayor velocidad de sedimentación, para obtener al final un lodo más compacto.

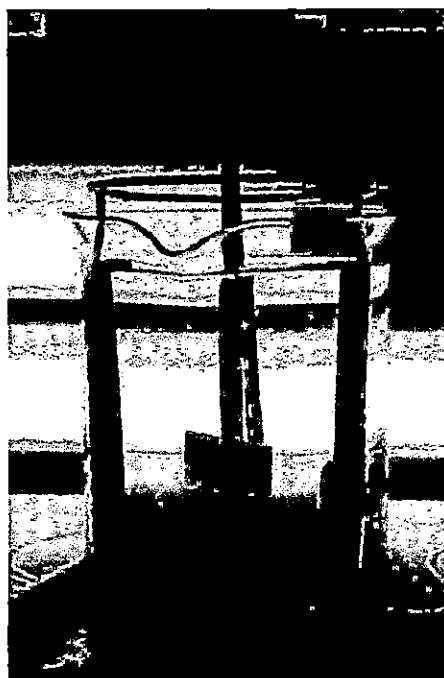
En la Tabla 12, se presentan los resultados obtenidos para las siguientes condiciones:

1. Para un volumen de prueba de 1000 ml.
2. Con un tiempo de agitación de 2 min máximo.
3. Con una temperatura de muestra en un rango de 23.0 – 24.5 ° C.
4. Con un pH de 7.0 y
5. Con un tiempo de toma de muestra para la lectura en el espectronic 20 entre 8 – 15 min.

Tabla 12.

Tabla de resultados de las pruebas de jarras efectuadas para diferentes concentraciones de Polímero Clear Pool.

Reactivo	Concentración (mg/l)	Velocidad de agitación (rpm)	Altura del lodo formado (cm)	Absorbancia de la muestra	Absorbancia de la solución final
Polímero	0.2	92	1	0.59	0.02
"	0.4	96	2.5	0.59	0.01
"	0.6	102	3.5	0.59	0.01
"	1.0	120	7	0.59	0.00
"	0.2	92	0.5	0.19	0.005



FOTOGRAFIA 8.

Apariencia de la jarra que presenta la dosis óptima de coagulante, con la formación de un volumen de lodos promedio.



8.3.3 CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA DE FLOCULACIÓN.

El diseño del sistema de coagulación comprende dos secciones de operación. En la primera sección se realizará la recepción y mezcla del coagulante con el agua residual, haciendo pasar el agua residual a través de un sistema de agitación, con un rodete tipo hélice de tres palas. En esta sección se da la inyección del coagulante justamente en el punto de mayor turbulencia, tal como se muestra en la figura 8-3.

En la segunda sección del tanque floculador se desarrolla la formación y crecimiento de los flóculos, el tiempo de residencia y la agitación aplicada define el tamaño que alcanzaran los flóculos. Se corre el riesgo que si el tiempo de residencia es demasiado grande, los flóculos que alcancen un mayor tamaño podrían depositarse antes de llegar al tanque de sedimentación y, si la agitación es demasiado alta, el tamaño alcanzado por el flóculo no será suficientemente grande para que la deposición en el tanque de sedimentación se realice eficientemente.

En las pruebas de jarras realizadas, se determinó que la segunda sección del floculador no necesita de agitación mecánica para aumentar el crecimiento de los flóculos, basta con unos cambios en la dirección del flujo y un tiempo de permanencia máximo tres minutos, para que este pueda entrar en contacto con los demás flóculos.

El tiempo de permanencia t_d es un parámetro de diseño muy importante. Con t_d y para un caudal de $0.111 \text{ m}^3/\text{min}$, se establece las dimensiones del tanque de residencia, estas son:

$$\text{Profundidad (h)} = 0.4 \text{ m}$$

$$\text{Longitud (l)} = 1.7 \text{ m}$$

$$\text{Ancho (a)} = 0.5 \text{ m}$$

Las dimensiones del equipo se muestran en la figura 8-3, con los obstáculos siguientes: una mampara paralela a la entrada de flujo y un desnivel en forma de grada, que servirán para mejorar el contacto entre los flóculos y aumentar la velocidad de la salida, arrastrando así los flóculos que puedan depositarse en el trayecto. Para facilitar esta operación, el vertedero cuenta con una elevación de 45° lo que asegura que no habrá acumulación de lodos por deposición.

El cálculo de la potencia necesaria (ecuación A-4 anexo II) para el sistema de mezclado por agitación mecánica incluye: rodete de tipo hélice de tres palas con un diámetro de 0.126 m, con una velocidad de rotación de 300 rpm, dentro de un tanque de 0.37 m de ancho por 1.0 m alto, como el que se muestra en la figura 8-3.

$$P = 4 W = 0.01 \text{ hp}$$

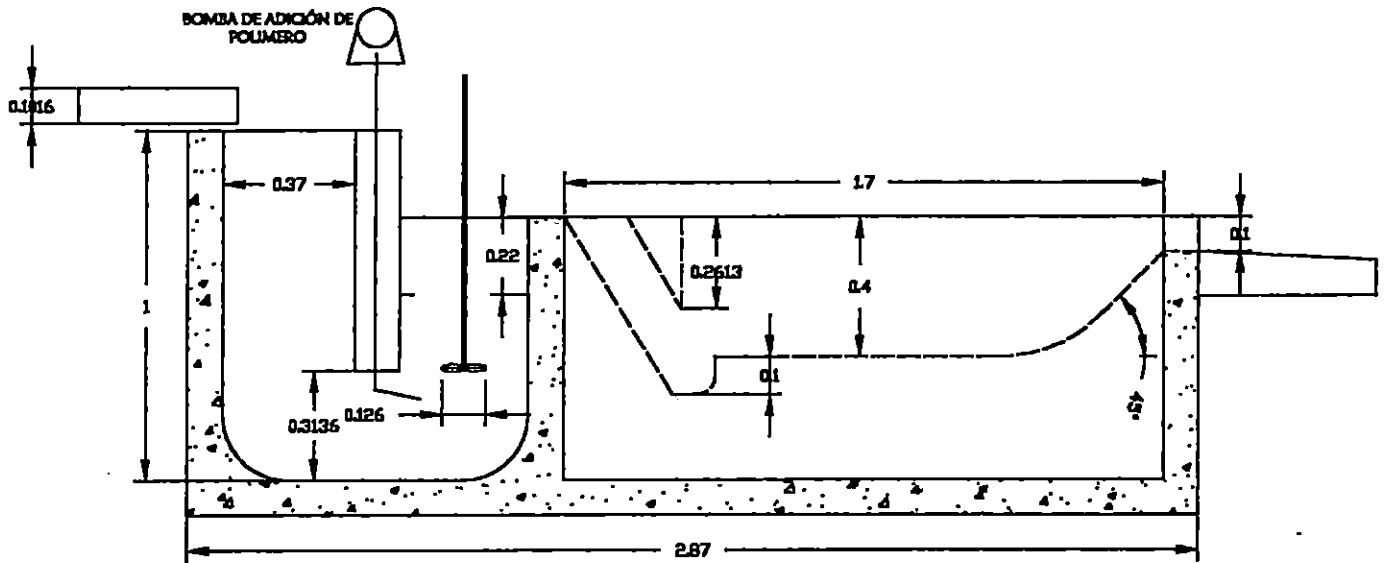
Para calcular la dosis o caudal de coagulante a adicionar al agua residual, se asumió una concentración de solución madre de 1000 mg/l con una densidad igual que la del agua 997.4 kg/m³ a 23.5 °C. Tomando como base 1 minuto de operación, la dosis de coagulante para un volumen de agua residual de 111.0 l, será de:

$$\text{Caudal} = 11.1 \text{ ml / min}$$

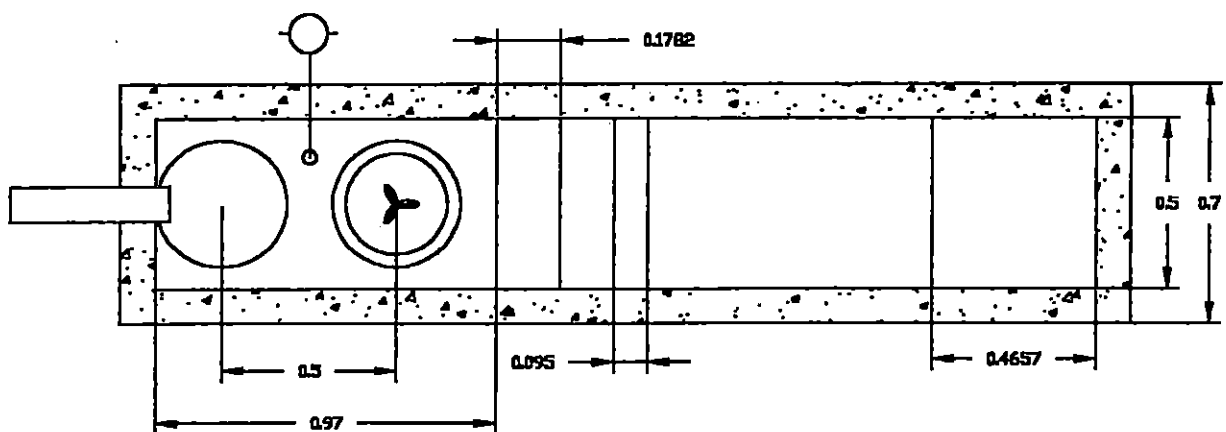
Para una operación de 12 h, se necesita proveer de una bomba capaz de suministrar este caudal, desde un tanque de alimentación de 8 l de capacidad aproximadamente, y uno de emergencia de 1.0 l, para los cambios o adición de más polímero al tanque principal. Además el recipiente tiene que ser plástico, y la bomba con impulsor y carcasa de acero inoxidable. Los detalles del cálculo se presentan en el anexo II.

FIGURA 8-3
SISTEMA DE FLOCULACION

VISTA LATERAL



VISTA SUPERIOR



8.4 DISEÑO DEL TANQUE DE SEDIMENTACIÓN.

El diseño del tanque de sedimentación comprende el establecimiento de parámetros a partir de valores reales obtenidos de prueba de laboratorio, tales como: la velocidad de sedimentación de los flóculos, su densidad, redispersión, etc., y estos se combinan con valores de datos empíricos extraídos de la literatura, tal es el caso de la eficiencia de remoción de sólidos, el tipo de comportamiento del tanque, etc.

Tabla 13.

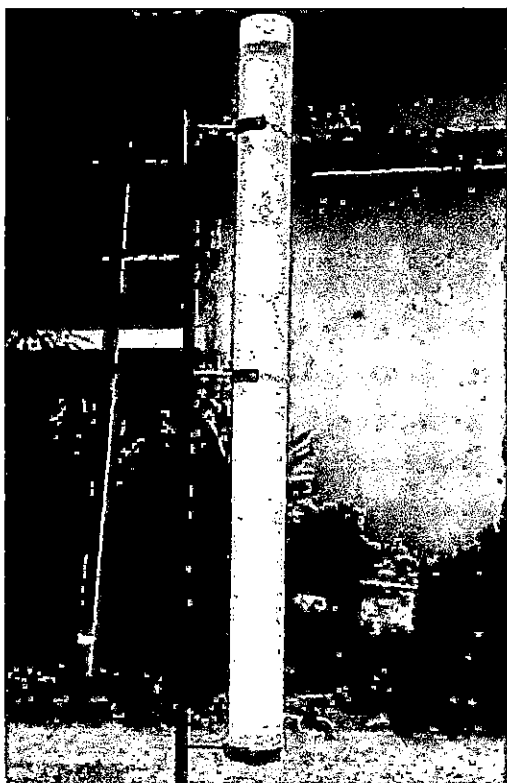
Parámetros de diseño del sistema de sedimentación.

Parámetros	Valores definidos
Caudal de alimentación	0.111 m ³ /min
Profundidad del tanque	1.4 m
Concentración de sólidos en el efluente	153.4 mg/l
Velocidad de sedimentación del flóculo	0.168 m/min
Eficiencia de Remoción de las partículas	90 %
Tipo de comportamiento del tanque	De muy buen comportamiento $n=1/8$
Carga de superficie v_0	0.1 m/min
Área Superficial	3.0 m ²
Dimensiones del tanque:	
Ancho	1.2 m
Largo	2.5 m
Profundidad	1.4 m
Velocidad de arrastre de los lodos	1.68 m/min
Relación de longitud profundidad en tanques rectangulares	0.86

La interpretación de la relación de longitud a profundidad es la siguiente:

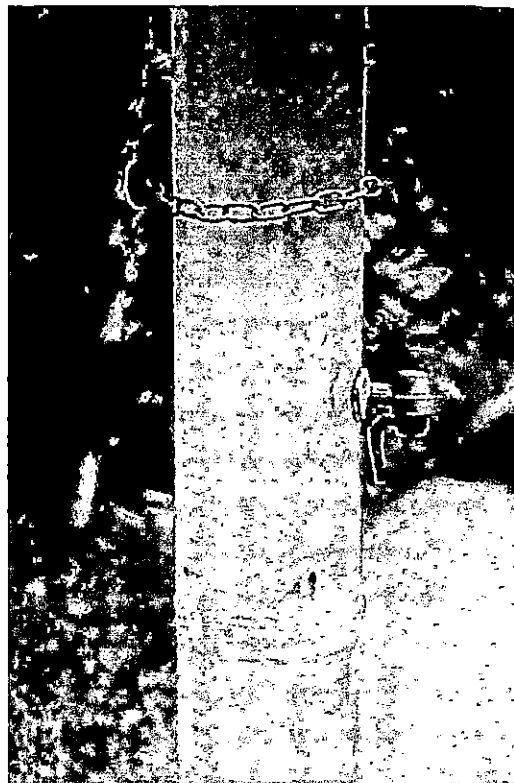
1. Se está trabajando con una relación menor que el parámetro máximo de diseño (23.2).
2. La interpretación de un valor tan pequeño en la relación de las áreas, para un tanque rectangular, tiene que ver con los caudales de agua residual manejado por la planta, para el caso, no se manejan grandes caudales, por lo que no se requieren de áreas superficiales muy grandes.

3. La profundidad con la que se diseñó el tanque se obtiene a partir de pruebas de laboratorio (tal como se muestra en las fotografías 9, 10, 11 y 12), para sedimentación de tipo floculentas, esta profundidad garantiza una presión de compresión alta para los lodos sedimentados, por lo que se puede obtener una compactación y concentración de lodos mayor, a la obtenida en un tanque de menor profundidad y mayor longitud, lo que aumentaría los costos de construcción y demandaría mayor área de terreno.



FOTOGRAFIA 9.

Columna para pruebas de sedimentación.

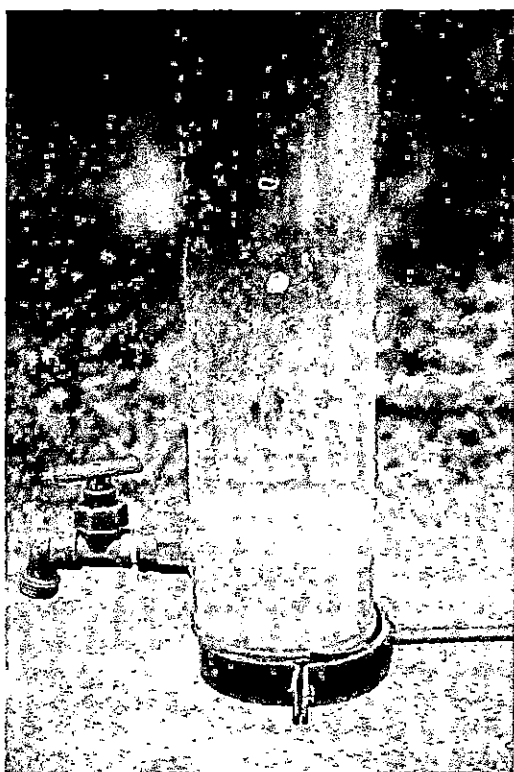


FOTOGRAFIA 10.

Formación de floculo a sedimentar.



FOTOGRAFIA 11.
Muestra de agua residual clarificada
Después de la sedimentación.



FOTOGRAFIA 12.
Volumen de lodos formados al final de la
sedimentación.

8.4.1 ESTIMACIÓN DE LA PRODUCCIÓN DE LODOS.

Para estimar la masa y el volumen de fango producidos durante el proceso de sedimentación, se hicieron las siguientes suposiciones con base en los parámetros de operación que se utilizaron para el diseño del tanque de sedimentación, tales como: una eficiencia de remoción del 90%, peso de sólidos eliminados por el coagulante:

$$M_{ss} = 22.866 \text{ kg/d}$$

Por lo que el volumen de fango será:

$$V_l = 0.574 \text{ m}^3/\text{d}$$

Lo anterior quiere decir que para un caudal diario de 160 m^3 de agua residual, se espera obtener un volumen diario de lodos de 0.574 m^3 .

Este es un parámetro importante para determinar el tamaño y la capacidad de los equipos para tratar los lodos.

La reducción de la DBO_5 estimada a la salida del tanque de sedimentación será de 33.6 mg/l de O_2

La reducción de la DQO estimada a la salida del tanque de sedimentación será de 121.18 mg/l de O_2

La cantidad teórica de microorganismos patógenos a la salida del tanque de sedimentación es de $0.5 \times 10^6 \text{ NMP/100 ml}$

8.4.2 PROPUESTA DEL SISTEMA DE REMOCIÓN DE LODOS.

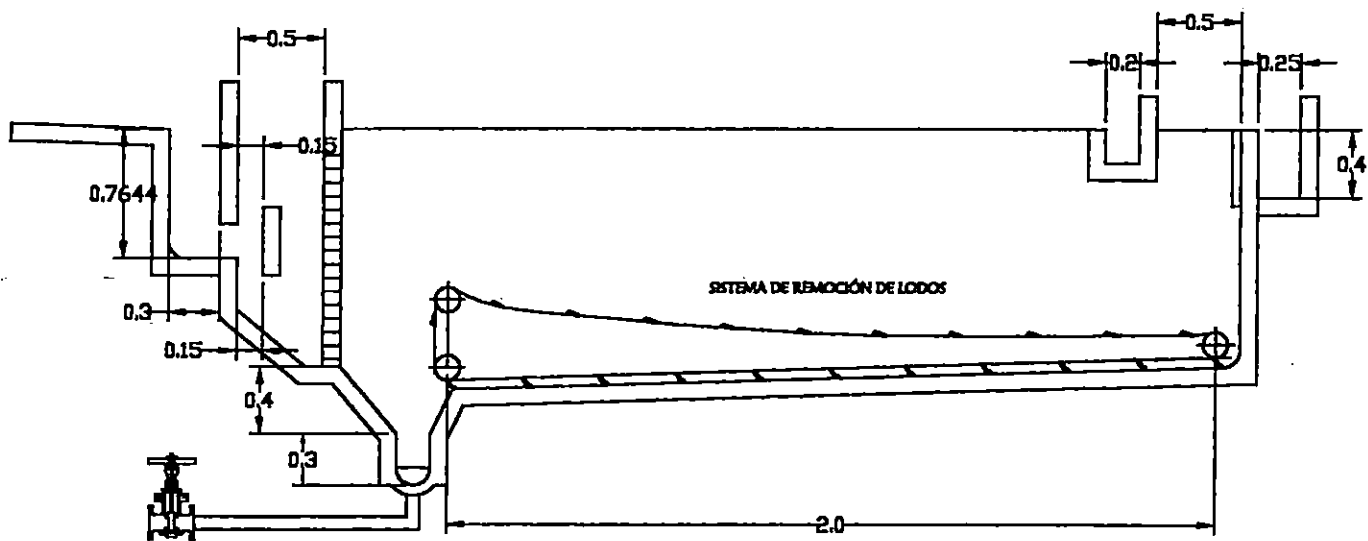
El sistema de remoción de fangos contará con rascadores accionados por doble cadena cerrada de acero inoxidable, resistente a los cambios de pH o compuestos químicos presentes. Los rascadores se sujetan a las cadenas separados una distancia de 45 cm, los lodos se conducen hacia un canal de fondo transversal, donde son evacuados al ejercer una presión hidrostática hacia un tanque receptor, en donde son bombeados hacia el sistema de tratamiento de fangos. La descarga es controlada por una válvula de cierre automático, desde un panel de control, ajustando el período de evacuación según la concentración deseada por el lodo.

La eliminación de espumas se logra arrastrándolos manualmente hacia una rampa inclinada cerca del vertedero, la anchura del sedimentador permitirá alcanzar ambos extremos con una paleta rascadora de plástico de 1 mt de ancho por 10 cm de alto.

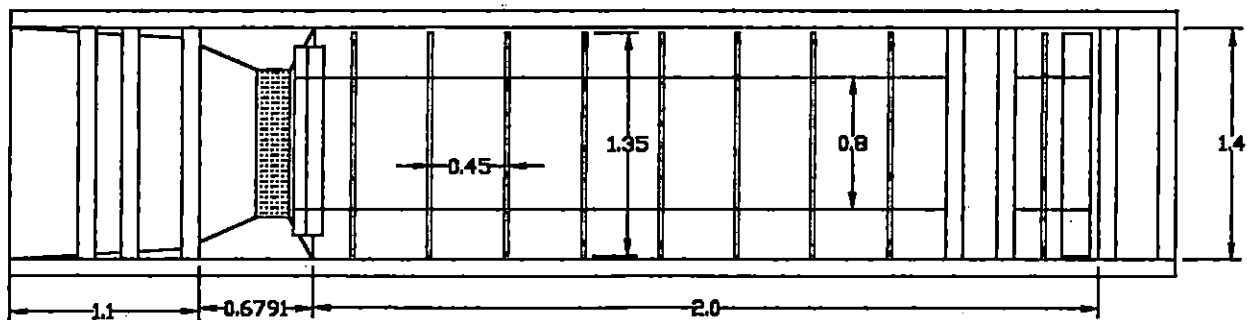
Para la limpieza y evacuación del agua de lavado del tanque de sedimentación, se utiliza la cañería de desagüe de los lodos, que está provista de dos válvulas de compuerta automáticas y un bypass, que comunica con la cañería general de aguas de lavado de los demás equipos, estas válvulas de compuerta controlan el paso de flujo de lodos, al cerrarse se abre inmediatamente el paso del agua de lavado hacia el tanque receptor que luego es bombeada hacia el tanque homogenizador. El diagrama del sistema se presenta en la figura 8-4.

FIGURA 8-4
TANQUE DE SEDIMENTACIÓN

VISTA LATERAL



VISTA SUPERIOR



8.5 DISEÑO DEL SISTEMA DE FLOTACIÓN POR AIREACIÓN.

La flotación es una operación unitaria que se emplea para la separación de materia suspendida que no se depositaría en un lapso de tiempo corto. Esta es una alternativa para la separación más eficiente de las grasas y aceites presentes al inicio del sistema en un agua residual, como también de aquellas partículas que flotan en la superficie ó que poseen un tamaño que les permite ser removidos por las burbujas de aire durante su ascenso a través del líquido.

Se empleará Flotación por Aireación, por ser la más sencilla y de menor requerimiento de equipo. Como su método lo indica, la flotación se limita al uso del aire como responsable del fenómeno. El aire es inyectado al efluente por medio de difusores porosos de domo. Los difusores de domo se montan o roscan en los conductos distribuidores de aire, que se disponen en el fondo del tanque, que pueden ser extraíbles para darles mantenimiento evitando así que la eficiencia en la inyección de aire disminuya.

El equipo que conforma el sistema de flotación, está dotado de un compresor centrífugo con filtro de aire, es fundamental que el aire suministrado esté limpio y libre de partículas de polvo que pudieran obturar los difusores, además un medidor de caudal para controlar el volumen de aire a inyectar, una válvula de estrangulamiento (de globo) a la entrada del compresor, para controlar así la variación del caudal y regular la potencia de operación del compresor. Para la medición de la presión de alimentación se hace uso de un manómetro colocado cerca de la salida del medidor de caudal. El tipo de cañería utilizada para el transporte de aire, es de acero comercial de 3 pulg cédula 40, los cálculos de las pérdidas y la potencia necesaria para suministrar un volumen de aire capaz de suspender las partículas disueltas se muestran a continuación, el esquema del sistema de flotación se muestra en la figura 8-5.

Para el cálculo de la presión de salida p_2 , se hace referencia a los valores de la tabla 11, que define las pérdidas (promedio), por los diferentes elementos en un sistema de aireación y para el cálculo de la potencia del compresor (anexo II), esta potencia debe ser capaz suministrar la presión de descarga que a continuación se define como:

Pérdidas de presión en $P_{cañería}$, $P_{accesorios}$, P_{filtro} , $P_{válvula}$, $P_{hidrostática}$, $P_{difusores}$:

$$P_2 = 2.78 \text{ atm}$$

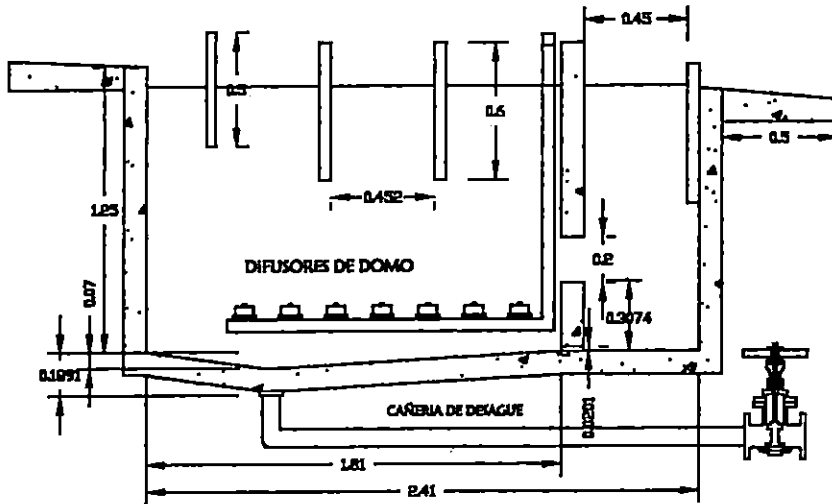
Las condiciones de operación (T, p y ρ del aire) serán las mismas que las utilizadas en el sistema de aireación del tanque homogenizador. La potencia necesaria para una eficiencia de 80% es de:

$$P_w = 4.86 \text{ kw} = 6.52 \text{ hp}$$

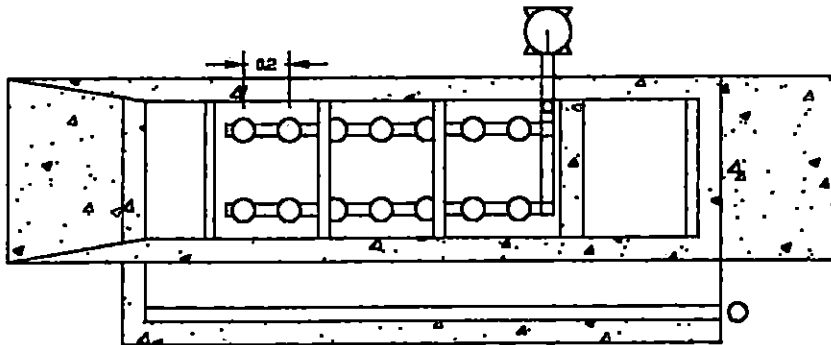
Los detalles del diseño de flotación se muestran en la figura 8-5.

FIGURA 8-5
SISTEMA DE FLOTACIÓN
POR INYECCIÓN DE AIRE

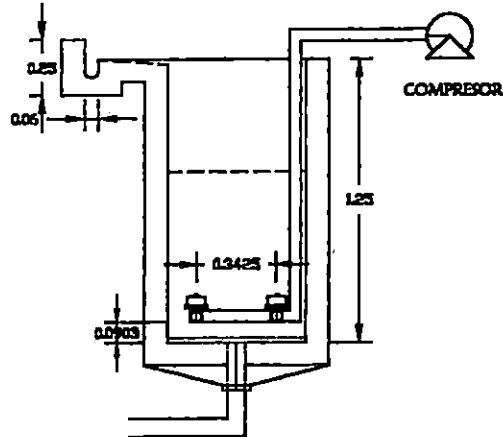
VISTA LATERAL



VISTA SUPERIOR



VISTA POSTERIOR



8.6 DISEÑO DE UN SISTEMA DE FILTRACIÓN SEMICONTINUO.

La operación completa de filtración semicontinua consta de dos fases: filtración y lavado o regeneración (comúnmente llamado lavado a contracorriente), detalles de diseño como la hidráulica de la filtración en lechos estratificados y fluidificados, la profundidad del filtro, la altura del lecho expandido, el sistema de drenaje inferior, la operación de retrolavado a aplicar y recomendaciones para el correcto diseño del filtro, son temas que se mencionaron anteriormente.

8.6.1 PARÁMETROS DE DISEÑO Y RESULTADO DE CÁLCULOS.

Para el cálculo de las dimensiones del filtro se establecieron los siguientes parámetros de diseño, tabla 14, los cálculos se presentan en el anexo II. Ver figura 8-6.

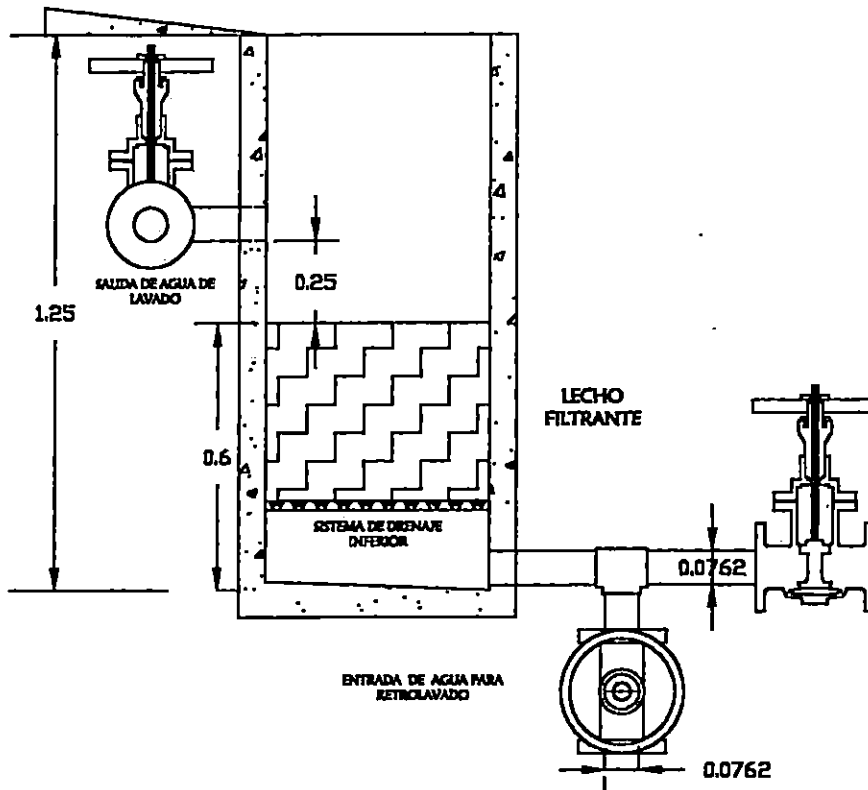
Tabla 14.

Parámetros de diseño del sistema de filtración. (2)

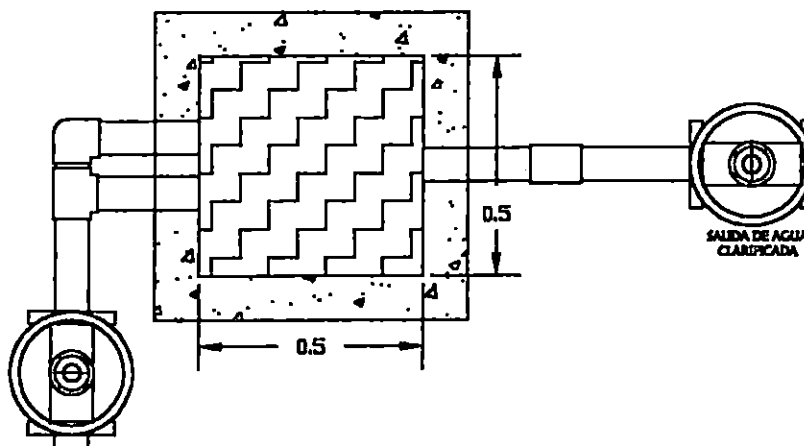
Tipo de Funcionamiento del filtro	<u>Semicontinua</u>
Tipo de lecho filtrante	Medio único estratificado
Sistema de lavado	Retrolavado con fondo poroso
Lecho filtrante	Arena
Espesor del lecho filtrante	50 cm
Tamaño del material que compone el medio filtrante	0.07 – 0.35 cm
Caudal de filtración	0.111 m ³ /min
Área de filtración (A)	0.25 m ²
Pérdidas de carga o resistencia a la filtración (h)	20.3 cm
Velocidad de filtración (v)	0.74 cm/s
Coefficiente de permeabilidad de Darcy (K)	1.82 cm/s buen drenado.
Altura del lecho expandido (L _e)	85.0 cm
La profundidad de arena mínima necesaria que prevendrá la fuga de turbidez	21.45 cm

FIGURA 8-6
SISTEMA DE FILTRACIÓN
SEMICONTINUA

VISTA LATERAL



VISTA SUPERIOR



8.7 DISEÑO DEL SISTEMA DE DESINFECCIÓN CON HIPOCLORITO DE CALCIO.

Para complementar el proceso de tratamiento de las aguas residuales, a continuación describiremos las características del compuesto desinfectante seleccionado, como también el equipo y la conformación del sistema a emplear. Uno de los derivados del cloro (compuesto universalmente empleado para la desinfección), el hipoclorito de calcio, será utilizado para este fin. En solución el hipoclorito de calcio puede ser aplicado por medio de equipos denominados hipocloradores. (1)

El hipoclorito de calcio que se expende comercialmente como H.T.H. es el más usado por su alto grado de pureza (65 al 70 %) de cloro disponible, en cambio el hipoclorito de sodio posee un grado de pureza de apenas 12 al 16 %. (6)

Los gránulos y pastillas de hipoclorito de calcio se disuelven fácilmente en agua y bajo condiciones de almacenamiento adecuadas son relativamente estables. Debido a su potencial de oxidación deberá almacenarse en un lugar fresco y seco, alejado de otros productos químicos, y en contenedores resistentes a la corrosión.

8.7.1 CUIDADOS Y RECOMENDACIONES SOBRE EL HIPOCLORITO DE CALCIO.

El conocimiento de los propiedades físicas y químicas del desinfectante es de especial interés para el operario cuando se desea manipular, almacenar, transportar ó utilizar el reactivo, teniendo en cuenta las siguientes recomendaciones.

1. Este pierde parte de su actividad durante el almacenamiento, puede resultar difícil de manipular, por esto es recomendable almacenarlo el menor tiempo posible para evitar así la dificultad que se enfrenta al desconocer la concentración real de hipoclorito y no alcanzar el residual esperado durante la hipocloración.
2. Debido a que tiende a cristalizar, este puede provocar obturaciones de las bombas de dosificación, conducciones o válvulas, para esto se recomienda lavar con agua a presión el sistema de hipocloración cada cierto período de tiempo, si es necesario con agua caliente, hasta que la cantidad de cloruros analizada presente un mínimo.

8.7.2 EQUIPO PARA LA DOSIFICACIÓN DE SOLUCIÓN DE HIPOCLORITO DE CALCIO. (1)

Para este caso se utilizarán bombas dosificadoras de pistón de baja capacidad, que pueda proporcionar dosificaciones variables para diferente velocidad de caudal del afluente a desinfectar, en función de una señal analógica. Para la inyección y mezclado de la solución de hipoclorito se utilizará difusores de tipo de boquilla, suspendidas para canales abiertos.

Para el control de la dosificación se utilizará la combinación de elementos que controlen o registren el volumen de agua residual y la concentración de cloro residual libre.

Estos pueden ser: un caudalímetro magnético a la entrada del sistema que pueda medir el volumen de agua entrante al sistema, un analizador automático con un transmisor y registrador de señales, que proporcione en forma automática la dosificación de cloro mediante la medición del cloro residual presente en el efluente, este se colocara antes de la entrada de la etapa de dechloración, y de esta manera se define también la dosis de dióxido de azufre a adicionar procurando se presente un residual indeseado. En un sistema compuesto como este, las señales de control obtenidas en el caudalímetro de agua residual y en el analizador de cloro residual proporciona un control más preciso de la dosificación de cloro y del cloro residual. (1)

El sistema de hipocloración también cuenta con un tanque de mezcla completa para la disolución del hipoclorito en polvo, además de un tanque plástico cerrado, capaz de almacenar la dosis diaria necesaria, y evitar problemas por pérdida de actividad en la solución. La figura 8-7 muestra un esquema sencillo de los elementos que componen un sistema de hipocloración.

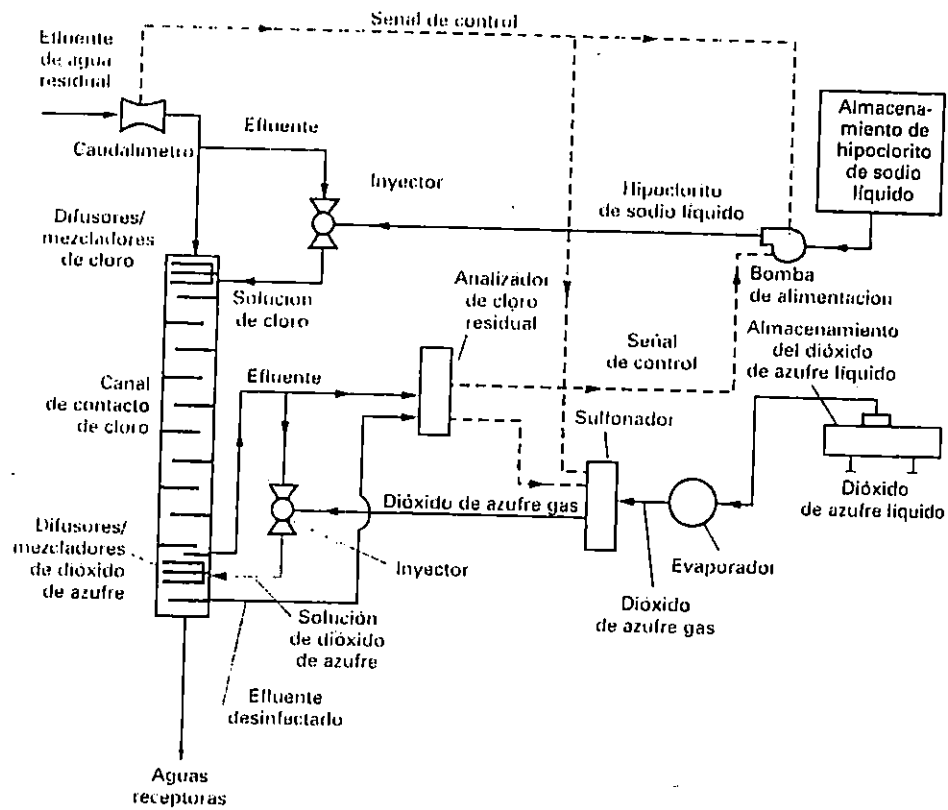


Figura 8-7.

Diagrama de flujo esquemático del proceso de hipocloración.(1)

8.8 TRATAMIENTO PROPUESTO PARA LOS LODOS.

8.8.1 CONCENTRACIÓN DE LOS LODOS.

La concentración de los lodos extraídos de los tanques de sedimentación como los que se muestran en la fotografía 13, se puede aumentar mediante una segunda sedimentación con o sin agitación ó acondicionamiento químico (coagulación). Las dimensiones necesarias de los tanques para la sedimentación. De las pruebas de sedimentación se pueden derivar: las velocidades efectivas de agitación y las dosificaciones químicas.

Si los sólidos se encuentran uniformemente dispersos y suficientemente concentrados, la sedimentación es *obstruida o disturbada*. Aquí los sólidos se acumulan desde el fondo hacia arriba y se comprimen por efecto creciente de su propio peso. Mientras los sólidos permanezcan en suspensión, la sedimentación y acumulación proceden a velocidades uniformes.

Para el diseño del sedimentador es de recordar propiedades importantes de flujo, es decir, se necesita de un área suficientemente grande para mantener la velocidad de desplazamiento del líquido menor que la velocidad de sedimentación disturbada.



FOTOGRAFIA 13.

Tipo de lodos obtenida después de una deshidratación al vacío.

8.8.2. DESHIDRATACIÓN DE LOS LODOS. (2)

Para la deshidratación de los lodos se empleará un sistema de filtración al vacío, donde se retirará el mayor porcentaje de humedad de los lodos que han sido concentrados previamente. Esta operación se realizará por medio de un filtro de tambor rotatorio al vacío con descarga de cordeles, como se muestra en la figura 8.8a.

El sistema de operación consiste en concentrar una cantidad de sólidos sobre una superficie rígida (torta de filtrado), por medio de una succión o vacío de 12 a 16 plg de mercurio a las celdas sumergidas (2). Esta superficie está provista de un medio filtrante ya sea de tela fibra sintética o papel con un tamaño de poros entre 10 y 200 μ . La torta de filtrado se recoge de un depósito de la suspensión sumergiendo de 15 a 40% la superficie del tambor (2). La torta es transportada adherida alrededor del tambor donde se elimina el agua en forma sucesiva, mediante la aplicación continua de vacío al interior del tambor.

El sistema de descarga de cordeles conduce a la torta sacándola del tambor y enviándola a un tornillo de gran curvatura que produce su caída, como se muestra en la figura 8.8a, otros sistema de vacío retiran la torta hasta que esta ha alcanzado un espesor determinado, por medio de una cuchilla sobre la superficie del tambor, como lo muestra la figura 8.8b.

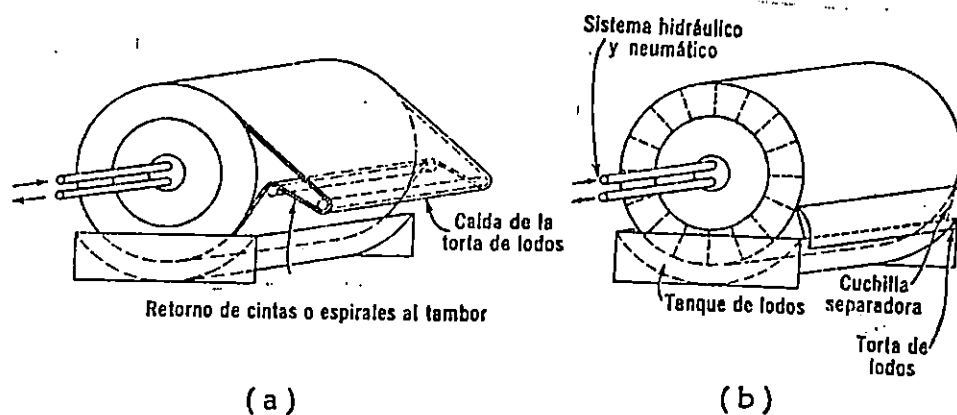


Figura 8.8

Bosquejos de filtros de tambor al vacío. (1)

a) Filtro de tambor rotativo con descarga de cordeles.

b) Filtro de tambor con raspador de lodos.

En el anexo HI, se muestra con detalle, el agitador en el depósito de suspensión que evita la sedimentación de los lodos más pesados, además la válvula de descarga que controla la salida del filtrado y líquidos de lavado, así como la eliminación de agua de la torta, las líneas de drenado que aplican vacío a la superficie del tambor y la construcción de la superficie del mismo. (9)

8.8.3 SECADO POR CALOR. (10)

Dependiendo del destino de los lodos así será el grado de humedad al cual serán llevados. Si los lodos se utilizan como fertilizante comercial, estos son secados generalmente hasta una humedad menor del 10 %, en este caso no se consideró el hecho de poder reutilizar el lodo, debido a la peligrosidad de las aguas y el tipo de coagulante empleado para la sedimentación.

El secado por calor también precede a la incineración de los lodos. La incineración misma puede, entonces proporcionar el calor requerido para el secado de los lodos.

Una vez obtenida la torta de lodos, la manipulación mecánica de ellos se hace más fácil; la compactación por medio de prensas manuales o hidráulicas, facilitarían la eliminación del resto de la humedad inherente en la torta, lo que permitirá moldear la torta convenientemente preparándola para el proceso de secado.

En el proceso de secado, la torta tendrá una forma de placa plana, esto implica mayor área de contacto, facilitando así la transferencia de calor entre la humedad aún retenida y las superficies radiantes.

El intercambio de calor puede realizarse en una estufa de gran capacidad, ó en un sistema de intercambio de calor aprovechando los gases de combustión procedentes de la caldera, dentro del hospital, todo dependerá de la factibilidad técnica y económica entre un método y otro.

Antes de disponer la manera en que se trataran los lodos, es importante hacer énfasis en las pruebas y análisis a realizar a una muestra del lodo, ya que según el origen del agua residual

y el método de sedimentación empleado, las características del lodo son diferentes de un tipo de vertido a otro. En capítulos anteriores (4.3.1) se describe cuales son ese tipo de pruebas o exámenes a realizarle a una muestra de lodo, producido en sistemas de tratamiento de aguas ya sea residual o limpia.

8.8.4 INCINERACIÓN DE LODOS SECOS. (10)

Cuando los residuos sólidos se van a quemar, la combustión puede producirse en tres tipos de incineradoras:

1. Incineradoras de Parrillas.
2. Incineradoras de Horno.
3. Incineradoras de Lecho Fluido.

8.8.4.1 INCINERADORAS DE PARRILLA.

Las incineradoras de parrilla estacionaria queman el residuo en parrillas metálicas que permiten la circulación de aire por debajo, por encima y a través del residuo (torta de lodo). Generalmente no son apropiadas para residuos peligrosos, porque las temperaturas que se alcanzan en la cámara primaria pueden destruir las parrillas. Evidentemente este tipo de incineradora depende de que el residuo sea capaz de mantenerse sobre la parrilla y no se caiga al pozo de cenizas hasta que se queme. La utilización más normal para la mayoría de incineradoras de parrillas es la quema de residuos celulósicos (madera y papel).

8.8.4.2 INCINERADORAS DE HORNO.

La mayoría de residuos peligrosos se queman en sistemas con hornos de distintos tipos:

- a) El horno rotativo.
- b) Un sistema de (aire controlado) u (horno fijo de dos cámaras)
- c) La incineradora de horno múltiple.
- d) El sistema de horno simple (muy poco utilizado).

En este estudio se analizará únicamente el comportamiento del horno rotativo, como la medida a proponer para la incineración de los lodos: este consiste en un cilindro de material refractario de posición horizontal que rota suavemente (0.5 a 2 rpm) sobre su eje longitudinal. El horno está desviado $1 - 2^\circ$ desde el extremo de la alimentación hasta el extremo del vertido de cenizas, de forma que el residuo se mueva horizontal y radialmente a través del cilindro. El residuo se quema y se mueve hacia el extremo del vertido de cenizas. Los gases de combustión del horno pasan a una cámara de combustión secundaria y se calientan hasta una temperatura alta para completar su destrucción, mientras que las cenizas se vierten al extremo final, ver figura 8-9. (10)

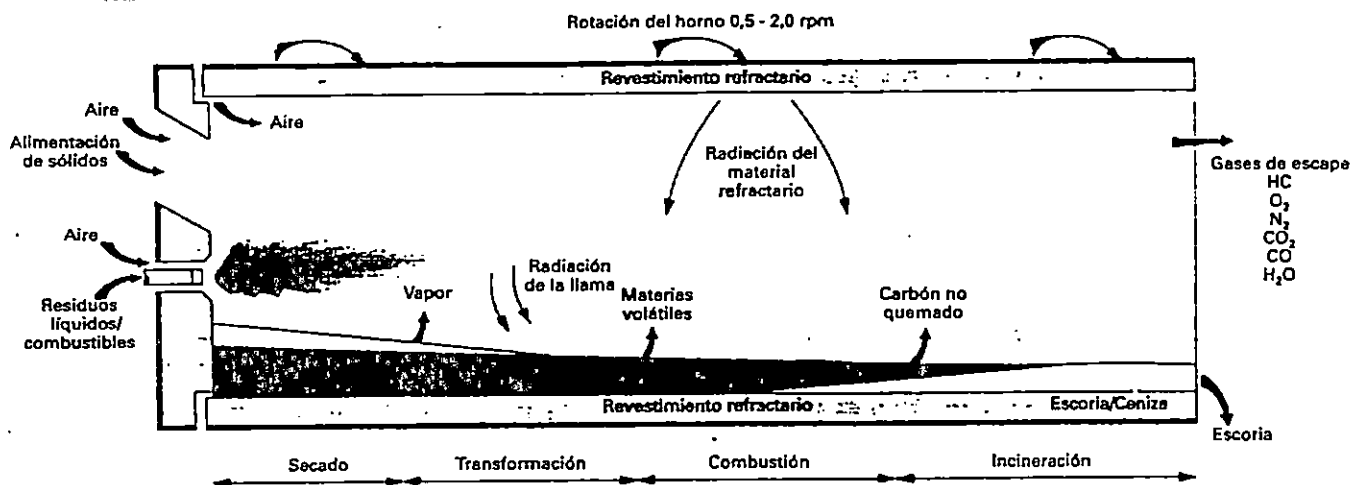


Figura 8-9.

Incinerador de horno rotativo.(10)

8.8.4.3 INCINERADORES DE LECHO FLUIDO. (10)

La incineradora de lecho fluido utiliza un " horno fluido " que consiste en arena o alúmina en la cual, se produce la combustión. Imaginemos un lecho de arena dispuesto sobre una superficie porosa. Si un flujo de aire desde abajo tiene la suficiente presión " fluidizará " el lecho de arena o la mantendrá en suspensión, siempre que la velocidad del aire no sea tan grande como para arrastras la arena fuera del sistema. Este es un lecho fluido donde las partículas del mismo están en suspensión pero no en circulación, ver figura 8-10. El residuo se inyecta dentro de este lecho fluido en forma de líquido fango o en forma de un sólido de tamaño uniforme.

El aire que fluidiza el lecho se calienta hasta la temperatura de ignición del residuo y este empieza a quemar (oxidar) dentro del lecho. La mayor parte de la ceniza permanece en el lecho pero algo sale del incineradora a través del equipo de control de la contaminación del aire. El calor que sale con los gases de combustión puede capturarse en una caldera o utilizarse para precalentar el aire de combustión (10). En el caso de la propuesta de la planta de tratamiento, considerar la anterior alternativa de recuperación de energía no es viable, ya que el volumen diario de lodos a incinerar es relativamente pequeño.

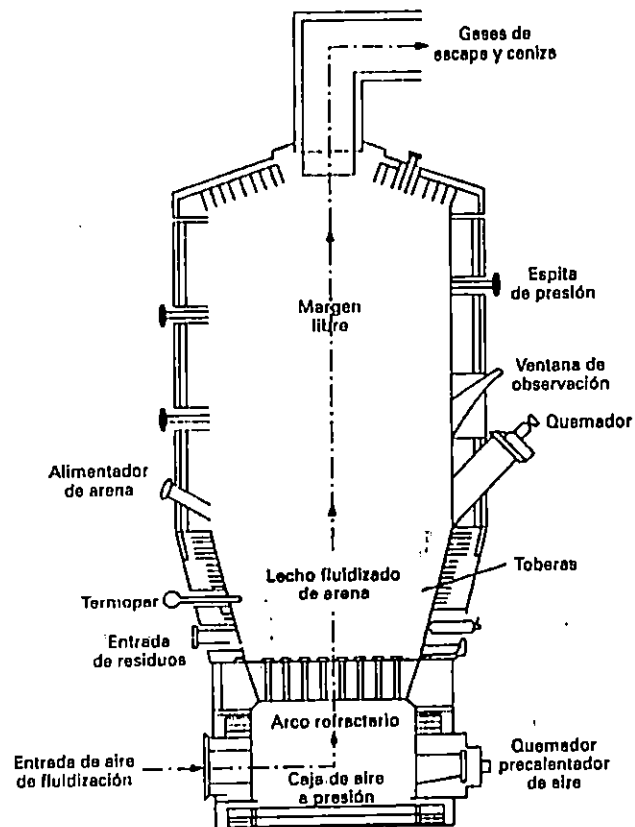


Figura 8-10
Incinerador de lecho Fluidizado.

8.8.4.4 FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE INCINERACIÓN EN HORNOS.

Existen dos formas distintas de funcionamiento para los sistemas de incineración de residuos peligrosos:

1. Oxidante y
2. Pirolítica.

Estas formas se aplican sólo a la primera etapa de la combustión, ya que se requiere la oxidación completa de los gases de combustión para hacerlos aptos para la liberación a la atmósfera. El funcionamiento normal del horno rotativo es casi siempre oxidante, aunque existen sistemas de funcionamiento pirolítico. Este sistema de dos cámaras, está diseñado para operar bajo pirólisis en la primera cámara para reducir la velocidad del gas, y por lo tanto reducir el arrastre de las partículas con el vapor. Este planteamiento es convincente cuando es posible cumplir con las reglamentaciones de emisión de partículas sin necesidad de añadir equipos de captura de las mismas. Los niveles de emisión exigidos hoy en día hacen que esto hace imposible en la mayoría de los casos, por lo que la cámara pirolítica tiene muy pocas ventajas.

Los gases de la cámara pirolítica, quemados parcialmente y compuestos por CO y algo de H₂ se calientan y oxidan en la segunda cámara hasta CO₂ y vapor de agua. Sin embargo las cenizas de muchas de estas unidades suelen tener niveles inaceptables de constituyentes peligrosos.

Los sistemas que emplean una atmósfera oxidante en la cámara de combustión primaria y secundaria son los más utilizados en la incineración de residuos peligrosos. El Horno Rotativo tiene un mecanismo de este tipo. Este horno está bajo presión negativa y ya que no se cuenta con sistemas de sellado adecuados, por lo que para impedir la pérdida interior de aire, el horno funciona casi siempre en forma oxidante.

9.0 RESULTADO DE LOS ANÁLISIS DE LABORATORIO EFECTUADOS A LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL CRUDA Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO.

Para determinar la eficiencia del sistema propuesto, fue necesario desarrollar pruebas a escala de laboratorio, simulando cada una de las operaciones y procesos unitarios descritos.

La simulación consiste inicialmente, en la toma de muestras de agua residual en un punto establecido, la mezcla de varias muestras simples conforman una muestra compuesta asegurando así la representatividad de la población a prueba, para ello se utilizó: un recipiente con una malla plástica muy fina (de 1 mm de espesor) en la entrada, asegurando que los sólidos de tamaño considerable son removidos; en este punto la homogenización de la muestra a cobrado efecto. Seguidamente se adiciona la dosis de coagulante establecida en las pruebas de jarras, equivalente al volumen de agua residual a prueba, para este caso 16.18 l, luego se espera que de inicio la floculación que es acompañada de la posterior sedimentación.

La siguiente etapa de filtración, consiste en un medio poroso de arena, pero no se realizó, por la posible interferencia de iones o partículas que la arena desprendiera, y que podrían interferir en los resultados de los análisis de laboratorio, lo que produciría una mala interpretación de estos con respecto a la eficiencia del proceso, ya que los sólidos arrastrados se sumarían a la concentración de sólidos totales.

Luego prosigue la etapa de desinfección, adicionando una dosis promedio de 2.5 mg/l de hipoclorito de calcio para obtener un residual de cloro libre de 0.4 para la prueba en mención.

Las pruebas de laboratorio comprende tres etapas, la etapa inicial ó entrada, en la que se determina la composición inicial del agua residual cruda, la etapa intermedia, que proporciona información específica del comportamiento del coagulante adicionado para entonces, la etapa final ó a la salida del tratamiento, que refleja los cambios que surgieron a raíz del tratamiento aplicado. Los resultados de los análisis se muestran en la tabla 15.

Tabla 15.

Resultado de los Análisis de Laboratorio Efectuados a las Muestras de Agua Residual Cruda.
y Después del Tratamiento.

Análisis Físicoquímico	Expresada como	AGUA RESIDUAL EN TRATAMIENTO			Valor permitido por la Norma
		Entrada	Intermedio	Salida	
<i>Sólidos Totales</i>	<i>ppm</i>	703	531	601	-
<i>Sólidos Suspendidos</i>	<i>ppm</i>	153.4	36	11.5	60 ó 150
<i>Sólidos Totales Disueltos</i>	<i>ppm</i>	549.6	495	589	-
<i>Aceites y Grasas</i>	<i>ppm</i>	16.3	-	-	20
<i>DQO</i>	<i>ppm O₂</i>	381.0	185.9	171.4	60 ó 400
<i>DBO</i>	<i>ppm O₂</i>	150	-	47.3	60 ó 200
<i>Turbidez</i>	<i>Unidades NT</i>	61.0	-	3.0	100
<i>Sulfatos</i>	<i>ppm SO₄²⁻</i>	57.4	-	49.4	400
<i>Cloruros</i>	<i>ppm Cl⁻</i>	19.5	-	81.2	500
<i>Fosfato (soluble)</i>	<i>ppm PO₄³⁻</i>	11.4	-	1.5	3
<i>Nitratos</i>	<i>ppm NO₃⁻</i>	3.1	-	10	10
Análisis Bacteriológico					
<i>Bacterias Coliformes Totales</i>	<i>NPM / 100ml</i>	4x10 ⁶	5x10 ⁵	Menos de 2	1000 UFC/100ml
<i>Bacterias Coliformes Fecales</i>	<i>NPM / 100ml</i>	—	—	—	1000 UFC/100ml
<i>Escherichia coli</i>	<i>NPM / 100ml</i>	—	—	—	—
<i>Salmonella Spp</i>	—	Negativa	—	Negativa	—
<i>Vibrio cholerae</i>	—	Negativa	—	Negativa	—

9.1 EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO PROPUESTO

Para definir la eficiencia alcanzada por el tratamiento, se analiza los cambios obtenidos en cada uno de los parámetros, para un tipo especial de agua residual como es la de Hospitales. En la tabla 16, se describe los porcentajes alcanzados por cada uno; los resultados que aparecen señalados con el signo más (+) denotan el aumento que existió al final del tratamiento para ese parámetro, por ejemplo el aumento en los sólidos totales disueltos, debido a la adición de iones cloruros en la etapa de desinfección, por lo que el parámetro de cloruros también se incremento. La segunda columna de la tabla muestra los resultados obtenidos en la primera caracterización que se hizo al inicio del estudio, la cual es comparada con los resultados de la segunda caracterización en el inicio de la prueba de laboratorio, con el fin de establecer la variación que existe entre ambas muestras, lo que pone de manifiesto que la composición de este vertido cambia con el tiempo.

Tabla 16.
Eficiencia del Tratamiento Propuesto.

Análisis FISCOQUÍMICO	1º Muestreo	TRATAMIENTO			PORCENTAJE DE REDUCCION
		Entrada	Intermedio	Salida	
<i>Sólidos Totales</i>	525	703	531	601	14.5
<i>Sólidos Suspendidos</i>	73.6	153.4	36	11.5	92.5
<i>Sólidos Totales Disueltos</i>	451.4	549.6	495	589	+ 7.2
<i>Aceites y Grasas</i>	ND	16.3	-	-	-
<i>DQO</i>	269.3	381.0	185.9	171.4	55.0
<i>DBO</i>	84.0	150	-	47.3	68.5
<i>Turbidez</i>	63.0	61.0	-	3.0	95.0
<i>Sulfatos</i>	53.0	57.4	-	49.4	14.0
<i>Cloruros</i>	18.1	19.5	-	81.2	+ 316.0
<i>Fosfato(soluble)</i>	10.13	11.4	-	1.5	86.8
<i>Nitratos</i>	1.8	3.1	-	10	+ 222.6
Análisis BIOLÓGICO					
<i>Bacterias Coliformes Totales</i>	5×10^6	4×10^6	5×10^6	Menos de 2	100.00

10.0 MARCO LEGAL.

Este capítulo pretende dar a conocer algunos de los artículos de La Ley del Medio Ambiente y del Reglamento Especial de Aguas Residuales, que se deben conocer y aplicar para el desarrollo de un estudio, diseño, construcción y puesta en funcionamiento de un sistema de tratamiento de aguas residuales.

El Ministerio del Medio Ambiente y Recursos Naturales (MARN), apoyado con un Reglamento Especial de Aguas Residuales y la Norma Técnica de Vertidos de Aguas Residuales, vela porque estas no alteren la calidad de los medios receptores, contribuyendo a la recuperación, protección y aprovechamiento sostenibles del recurso hídrico respecto de los efectos de la contaminación del medio ambiente (Art. 1 del Reglamento). Los artículos de ley mencionados en este capítulo se encuentran en el anexo V.

10.1 LEGISLACIÓN AMBIENTAL.

El artículo 16 de la ley, menciona los instrumentos necesarios para la Evaluación Ambiental, y son los siguientes:

1. Evaluación Ambiental Estratégica
2. Evaluación de impacto Ambiental
3. Programa Ambiental.
4. Permiso Ambiental.
5. Diagnóstico Ambiental.
6. Auditorías Ambientales.

El permiso ambiental (Art. 20 de la ley) uno de los instrumentos de la evaluación ambiental, obliga al titular a realizar una serie de acciones en beneficio del ambiente y que deberá incluir en el Estudio de Impacto Ambiental, como condición para el otorgamiento del Permiso Ambiental. Este permiso comprende la ubicación y construcción de la obra, por el tiempo que esta dure.

La ley menciona que antes de solicitar un Permiso Ambiental, toda persona natural o jurídica deberá presentar el correspondiente Estudio de Impacto Ambiental para ejecutar una obra, como los que se describen en los literales del Art. 21. (Anexo V)

Para obtener el permiso ambiental, el titular de la actividad, deberá presentar al Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales el Formulario Ambiental, con toda la información que esta requiera (Art. 22 de la ley).

Luego del Estudio y la aprobación de la Evaluación del Impacto Ambiental (Art. 23 y 24 de la ley), los estudios se harán del conocimiento público, para que cualquier persona que se considere afectada por dicha obra exprese su opinión, o haga sus observaciones por escrito, (Art. 25 de la ley).

10.2 REGLAMENTO ESPECIAL DE AGUAS RESIDUALES.

Como se mencionó anteriormente, la ley está apoyada por el Reglamento Especial de Aguas Residuales, el cual se publicó en el diario oficial el 1 de junio de 2000. El artículo 7 que trata sobre el tratamiento de aguas residuales, menciona que toda persona natural o jurídica, pública o privada, titular de una obra, proyecto o actividad responsable de producir o administrar aguas residuales y de su vertido a un medio receptor, en lo sucesivo denominado el titular, deberá instalar y operar sistemas de tratamiento para que sus aguas residuales cumplan con las disposiciones pertinentes a este Reglamento.

El reglamento, además de establecer responsabilidades, establece la forma y contenido de un informe referente a la operación del sistema de tratamiento de aguas residuales y la calidad de vertido que esta produce (Art. 9 y 10 del reglamento).

El artículo 3 del reglamento, establece un glosario técnico de conceptos importantes, que definen e identifican el tipo de vertido, según las características que presenta, estas son:

- ☞ **Agua Residual:** Agua que ha recibido un uso cuya calidad ha sido modificada por la incorporación de agentes contaminantes y vertidas a un cuerpo receptor. Ellas son de dos tipos: Ordinario y Especial.

- ❖ **Agua Residual de Tipo Ordinaria:** Agua residual generada por actividades domésticas de los seres humanos, tales como el uso de servicios sanitarios, lavatorios, fregaderos, lavado de ropa y otras similares.
- ❖ **Agua Residual de Tipo Especial:** Agua residual generada por actividades agroindustriales, industriales, hospitalarias y todas aquellas que no se consideran de tipo ordinario.

Otros artículos establecen los tipos de Análisis de Laboratorio Obligatorios a presentar en los informes requeridos en el permiso ambiental (Art. 15 aguas residuales de tipo especial), en él, los resultados de los análisis deberán provenir de laboratorios legalmente acreditados o en proceso de acreditación por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología CONACYT, demostrando de esta manera que la caracterización del vertido cumple con las normas técnicas de calidad ambiental establecidas (Art. 11 del reglamento).

Con respecto a la caracterización de las aguas residuales, el artículo 12 del reglamento exige presentar análisis de las características fisicoquímicas y obligatoriamente, en caso de aguas vertidas por hospitales, las características microbiológicas, en este caso, análisis de coliformes fecales (Art. 14 del reglamento)

Otras disposiciones y obligaciones como los análisis complementarios, frecuencias de muestreos y los permisos para la reutilización de las aguas residuales tratadas, se mencionan en los capítulos III, IV y V del Reglamento Especial de Aguas Residuales.

El procedimiento de Trámite del Permiso Ambiental para Nuevas Actividades Obras o Proyectos y el Permiso de Trámite del Permiso Ambiental de Funcionamiento, se muestran en el anexo III.

11.0 MANUAL DE MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN.

11.1 ASPECTOS GENERALES DEL MANTENIMIENTO.

Definición:

Desde el punto de vista de la ingeniería puede definirse como el arte de conservar el equipo, estructuras y otros elementos conexos a un sistema, en condiciones apropiadas para llevar a cabo las operaciones o procesos para la cual han sido proyectadas, teniendo en consideración que deberá tratar de obtenerse una eficiente operación con un mínimo de mantenimiento. Este puede ser preventivo o correctivo.

La planta de tratamiento fisicoquímico propuesta para solucionar la problemática del Hospital Neumológico, ha sido diseñada para que el flujo a tratar circule por las diferentes estructuras totalmente por gravedad, siendo la capacidad total del sistema de tratamiento de 160 m³/día con una eficiencia teórica esperada en el efluente tratado de 90%.

11.2 OBJETIVOS DEL MANTENIMIENTO Y OPERACIÓN EN LA PLANTA.

- Prolongar el tiempo de vida útil del equipo y de la instalación misma.
- Optimizar los costos destinados para el mantenimiento y operación de la planta.
- Hacer más eficiente el desempeño del departamento de mantenimiento.
- Evitar ó prevenir los posibles daños o accidentes a los operarios de la planta.

11.3 IMPLEMENTACIÓN DEL PROGRAMA DE MANTENIMIENTO.

Para el mantenimiento y operación de la planta es conveniente la contratación de personal técnico calificado para ejecutar estas labores, dentro de las actividades a realizar por el operario y que deben incluirse en el programa de mantenimiento están:

- Conservar la planta perfectamente aseada y ordenada incluyendo las obras de protección, taludes, verjas metálicas, etc.
- Establecer un plan sistemático para la ejecución de las operaciones cotidianas tales como limpieza de tamices, remoción de grasas y aceites, revisión de niveles de coagulante y desinfectante, purga de lodos, etc.
- Establecer un programa rutinario de inspección, control y monitoreo de los diferentes procesos de tratamiento como son: medición de caudales, medición del nivel de lodos en el tanque de descarga, formación y crecimiento del flóculo en el proceso de floculación, la presencia de sólidos a la salida del sedimentador y del sistema de flotación, muestreos y análisis de laboratorio del efluente, y la aplicación de medidas correctivas.
- Implementar un sistema de datos, registros e informes de las diferentes actividades de la planta, enfatizando lo relativo a incidentes y condiciones operatorias deficientes o poco usuales.
- Cumplir con la medidas de seguridad para todo el personal que opere y/o tenga accesos a las instalaciones.
- Disponer de todas las herramientas adecuadas para cada actividad.

En la práctica para el operario es importante disponer de una bitácora de registros que le permita al personal de operaciones ir determinando y depurando la frecuencia de ejecución de las diferentes actividades de mantenimiento y control de operaciones, y además poder predecir y corregir con anticipación posibles problemas en el funcionamiento de la planta.

11.4 PROGRAMA DE MANTENIMIENTO DE LA PLANTA.

Limpieza general: Comprende todas las actividades relacionadas con retirar del área de la planta los objetos extraños, líquidos y cualquier cuerpo que dificulte la movilidad dentro del área de trabajo de la planta, y además aumente el riesgo de caer o facilite una descarga eléctrica al operario de la planta.

Limpieza específica: Limpiar las rejillas de separación de sólidos y los discos del tornillo sin fin con agua caliente a presión. Lavar los tanques que componen el sistema, según la apariencia que presenten con el tiempo.

Revisión de Tuberías: El estado de los soportes de las tuberías de la red hidráulica deben ser inspeccionadas, para evitar fugas y averías de conexión que deben ser controladas de inmediato.

Revisión de Rejillas: Los sólidos y objetos extraños conducidos por el agua, son atrapados por el sistema de rejillas en la entrada a la planta de tratamiento, estos objetos deben ser retirados y dispuestos en contenedores especiales para su posterior tratamiento, los daños en la rejilla deben ser corregidos inmediatamente se detecten.

Inspección de los Tanques: Fugas, derrames, corrosión y objetos extraños deben ser localizados, corregidos y retirados de la planta.

Revisión de Motores: Compresores y Bombas: Verificar que las unidades que transmiten potencia y movimiento no presenten problemas como ruidos extraños, vibración, derrames de aceite, cortocircuitos, paros repentinos, daños físicos, etc., que puedan alterar el correcto funcionamiento de la planta o tramo de la planta.

Revisión de los Caudalímetros del Sistema: Estos deben de verificarse frecuentemente, con el fin mantener constante el caudal de diseño que entra al sistema, como también la cantidad de coagulante adicionado por la bomba de alimentación y la dosis de hipoclorito de calcio adicionada, etc.

Mediciones Eléctricas: Medir con el auxilio de un tester, el voltaje en los motores, así como también su amperaje, y demás instalaciones eléctricas.

Revisar la Estructura de los Tanques: Es importante que la estructura de concreto y acero, que conforman el sistema de tratamiento, no tenga fisuras, o cualquier otra avería, por lo cual es necesario observar las uniones, las paredes y el área donde están contruídos los sistemas, para detectar alguna fuga o hundimiento en el terreno.

Revisar los Filtros de los Compresores: Inspeccionar que los filtros no estén obstruídos con basura o polvo y cambiarlo regularmente, verificar la presión de operación del compresor y el volumen de aire inyectado por los difusores.

11.5 SEGURIDAD EN LA PLANTA DE TRATAMIENTO.

Conocer los peligros potenciales de la planta y el resultado de una profunda meditación y la aplicación de unos cuantos principios básicos, conllevara a la prevención de accidentes en la planta de tratamiento.

En general los peligros que pueden ocasionar accidentes en la planta de tratamiento son:

1. Daños Físicos.
2. Infecciones Corporales.
3. Peligros ocasionados por inhalación de gases y falta de oxígeno
4. Otros riesgos.

11.5.1 DAÑOS FÍSICOS.

Dos factores importantes a tomar en cuenta en la práctica de mantenimiento para evitar los daños físicos, son utilizar el equipo de protección personal adecuado y respetar las reglas de seguridad básicas, como: no fumar en la planta, no comer ni beber en el área de trabajo y mantener las manos por debajo del cuello, ya que la mayoría de las infecciones llegan al cuerpo por vía bucal, nasal, o por los ojos, etc.

El equipo de seguridad mínimo para un encargado de mantenimiento de la planta es:

1. Mascarilla de Protección.
2. Guantes de hule.
3. Botas de hule con suela antideslizante.
4. Gabacha plástica.
5. Lámparas portátiles.
6. Botiquín de primeros auxilios.
7. Desinfectante y detergente líquido.

11.5.2 INFECCIONES CORPORALES.

Los encargados de operar y proporcionar mantenimiento a la planta, estarán expuestos a todos los peligros de enfermedades infectocontagiosas ocasionadas por organismos patógenos que el agua residual sin tratar contiene. Por lo anterior es recomendable utilizar el equipo de protección y practicar hábitos de higiene al terminar una rutina de operación y mantenimiento en la planta.

En caso de lesiones leves ocasionadas en la planta, se deberá acudir de inmediato al médico en la unidad de emergencias. Por pequeña que parezca un rasguño ó cortadura deberá recibir atención médica; como medida inmediata se recomienda lavarse y desinfectarse con jabón yodado u otro desinfectante.

11.5.2.1 Hábitos personales.

- 1) No debe fumarse dentro de las instalaciones de la planta, ya que es prácticamente imposible evitar la contaminación por aguas residuales en la boquilla de los cigarrillos.
- 2) Los operarios de este tipo de planta deben lavarse muy bien las manos y brazos antes de fumar o comer, además en lo posible es recomendable el empleo de utensilios desechables para comer y beber.
- 3) El operario de la planta debe cambiarse de ropa después de terminada su jornada de trabajo ó si planea salir del área de la planta, esta ropa debe lavarse a diario.

También es recomendable que todo el personal que opera o visita la planta este vacunado, de acuerdo a las recomendaciones que disponga el Ministerio de Salud Pública y Asistencia Social.

11.6 PROGRAMA DE OPERACIÓN DE LA PLANTA.

Se entiende como operación al grupo de actividades y procedimientos técnicos encomendados al personal que se encarga de hacer funcionar los equipos y demás dispositivos de control que integran la planta de tratamiento.

11.6.1 OBJETIVOS DEL PROGRAMA.

- Que la persona responsable de la operación de la planta, conozca el funcionamiento y cuidados que deben tenerse para el manejo de la planta de tratamiento.
- Disminuir las condiciones de riesgo y los costos de mantenimiento a través de una buena operación.
- Dar a conocer las acciones y condiciones inseguras de la operación de los equipos para disminuir los accidentes de trabajo.

Para el funcionamiento de esta planta de tratamiento de aguas residuales, se requiere de una persona que cumpla con el perfil planteado anteriormente.

En base a lo anterior se sugiere seguir con el siguiente procedimiento:

1. Tanque de trampa de grasas y aceites: la altura del nivel del líquido debe procurar que la succión de la bomba no arrastre grasas y aceites.
2. Tanque Homogenizador: el nivel del líquido debe de cubrir el agitador de paletas y los difusores de aireación antes de ser accionados. Debe eliminarse la formación de espuma sobre la superficie del líquido rociando agua con una manguera.

3. Tanque de floculación: el sistema de agitación debe estar completamente sumergido en el agua antes de ser accionado, la bomba de inyección de coagulante, deberá ser accionada cuando el líquido empiece a sobrepasar el agitador abriendo rápidamente la válvula, hasta alcanzar el caudal de diseño, cerciorarse que el tanque de almacenamiento de coagulante contenga lo suficiente para un período normal de operación, verificar que en la recámara de crecimiento del flóculo no exista deposición de los mismos.
4. Tanque de Sedimentación: el sistema de raspado de lodos debe mantener la velocidad de diseño, evitando el levantamiento de los sólidos depositados o la acumulación indebida de estos, además verificar que la evacuación de los lodos se efectúe periódicamente.
5. Tanque de flotación: verificar la presencia de sólidos en la corriente de salida, que la concentración de sólidos en la superficie del tanque sea suficiente para su posterior evacuación, verificar el buen funcionamiento de los difusores de domo.
6. Filtro: verificar que la velocidad de filtración se mantenga, reportando la lectura de las pérdidas de carga a través del filtro, además que las válvulas de entrada y salida del agua de lavado se mantengan cerradas y que no exista derrame del agua tratada, que el retrolavado se efectúe cuando se alcance la pérdida de carga establecida para el cambio.
7. Tanque de desinfección: verificar que se mantenga el residual de cloro en el efluente tratado, que la tubería y las boquillas de inyección del desinfectante no estén obstruidas, que el nivel de hipoclorito en el tanque de alimentación sea suficiente.
8. Tanque de concentración de lodos: verificar que la descarga al tanque presente un buen porcentaje de sólidos, que exista suficiente lodo depositado para accionar la bomba que lo trasladara al siguiente sistema, que la tubería de descarga de lodos no se obstruya.

9. Filtro de tambor al vacío: verificar que la presión de vacío y la velocidad de rotación del tambor sea la correcta, además que se forme una torta de lodos de buen espesor, que la separación y recogida de la torta se efectúe correctamente.
10. Sistema de secado: verificar que el equipo trabaja correctamente y no presente daños en el material refractario o en su sistema de calentamiento, que la temperatura y el tiempo de secado sean los establecidos.
11. Bombas: verificar que la bomba del sistema de trampa de grasas y aceites no esté obstruída o presente cavitación, y que impulse toda el agua de lavado recolectada, hasta el tanque de homogenización.

11.7 FUNCIONAMIENTO DE LA PLANTA.

Para comprender el funcionamiento de la planta de tratamiento véase la figura 8-0, la cual describe en su orden, las etapas comprendidas en la propuesta, recordamos a demás, que el fluido se transporta por gravedad a través del sistema, desde homogenizador hasta la descarga del efluente clarificado, al igual que la descarga de lodos del sedimentador y el sistema de flotación al sistema de tratamiento de lodos, otros flúidos son impulsados por bombas, el caso de las aguas de lavado de retorno al homogenizador.

11.7.1 ETAPA DE SEPARACIÓN DE SÓLIDOS GRUESOS, GRASAS Y ACEITES.

Para iniciar el tratamiento, se ase pasar el afluente a través del sistema de tamizado, separando los sólidos gruesos del efluente y depositándolos por gravedad en una canaleta, donde son conducidos por un tornillo sin fin hasta un depósito especial, donde son trasladados al sistema de secado de lodos. La parte líquida se acumula en el estanque hasta alcanzar 1.0 m de profundidad sobre la entrada de succión de la bomba, en esta etapa, si existe una presencia considerable de grasas o aceites sobre la superficie del líquido, éstas se removerán manualmente por medio de paletas, conduciéndolas hasta el depósito específico de grasas y aceites.

11.7.2 ETAPA DE BOMBEO DE AGUA RESIDUAL AL TANQUE DE HOMOGENIZACIÓN.

Una vez alcanzada la altura que asegurará que la bomba no entrará en contacto con grasas y aceites, se procede a accionar la bomba regulando el caudal por medio de una válvula de compuerta. El caudal manejado por la bomba variará, según la entrada de agua residual al sistema, de tal manera que el nivel del líquido en el estanque se mantenga.

11.7.3 ETAPA DE HOMOGENIZACIÓN.

Como su nombre lo dice, esta es la etapa que busca homogenizar los diferentes efluentes descargados minuto a minuto, por medio de un sistema de mezcla por agitación mecánica. Para esto el tanque debe de llenarse hasta 1/4 de su capacidad o hasta que el nivel del líquido cubra por completo la paleta de agitación. Este volumen asegura que las boquillas de aireación estarán siempre sumergidas. Cuando se alcanza el volumen deseado, dá comienzo el proceso de agitación y de aireación, 5 minutos después inicia la etapa de descarga del homogenizador a través de una válvula de compuerta que se regula según la lectura que presenta el caudalímetro, alcanzando el caudal de diseño fijado.

11.7.4 ETAPA DE FLOCULACIÓN.

Esta dá inicio cuando el líquido sobrepasa el nivel del agitador (50 cm de profundidad), entonces la agitación no se hace esperar y la adición de coagulante dá inicio (fig. 8-3) con un caudal de 11.1 ml/min, seguidamente el líquido pasa a la cámara de crecimiento del flóculo, donde permanece un tiempo máximo de 3 minutos, aquí será sometido a turbulencia por medio direccionadores del flujo, que mejorará el contacto entre los flóculos para ser evacuados al final por medio de una canaleta.

11.7.5 ETAPA DE SEDIMENTACIÓN.

Esta dá inicio amortiguando la velocidad de entrada del fluido (por medio de mamparas), Se espera que a medida que el nivel del líquido alcance el nivel de descarga, los sólidos aumenten de tamaño, hasta que se alcance el estado estable. Donde los sólidos de mayor tamaño sedimenten al inicio y los más pequeños al final, estos lodos depositados son

arrastrados por los rascadores hasta la sección de descarga, donde son succionados hidráulicamente abriendo periódicamente la válvula de descarga de lodos. La descarga del líquido clarificado se realiza al final del tanque, a través de un vertedero conectado a la canaleta del siguiente sistema, se espera que cierta cantidad de sólidos no se depositará.

11.7.6 ETAPA DE FLOTACIÓN.

Para iniciar esta etapa la primera y segunda recámara deben estar con un nivel de agua suficiente, manteniendo sumergidos los difusores de domo, por arriba de la abertura entre las recámaras. Entonces, se procede a accionar el compresor formándose las primeras burbujas en los difusores, estas elevan las partículas sólidas, grasas y aceites, atrapándolas y concentrándolas entre las mamparas, una vez alcanzado el nivel de descarga del líquido, el sistema se normaliza (estado estable) y se asegura que el efluente que sale no arrastrará partículas perceptibles a la vista. Después de un tiempo de concentración de sólidos en la superficie del líquido, este se remueve manualmente por medio de paletas, hacia un canal de descarga lateral, donde es conducido hasta el sistema de concentración de lodos por una cañería.

11.7.7 ETAPA DE FILTRACIÓN.

La más sencilla de las etapas, en esta se mantienen cerradas las válvulas de entrada y salida de agua de lavado y se mantiene completamente abierta la de salida del efluente filtrado.

11.7.8 ETAPA DE DESINFECCIÓN.

Esta etapa cuenta con dos procesos: cloración y dechloración. El primero consiste en adicionar una cantidad determinada de solución de hipoclorito de calcio al efluente entrante por medio de difusores, hasta alcanzar un residual máximo de 10 mg/l, el segundo con ayuda de una analizador de cloro, mantendrá los niveles de cloro residual en caso de una sobre dosificación, que sobre pase los límites establecidos ó permitidos por la norma, por medio de la adición de dióxido de azufre.

11.7.9 ETAPA DE TRATAMIENTO DE LODOS.

Esta cuenta con tres procesos importantes: concentración, deshidratación y secado e incineración. El primero retiene las descargas del sedimentador y del sistema de flotación en una recámara, en donde se elimina la cantidad de agua sobrenadante de una serie de descargas, luego se bombea el lodo espesado hasta el sistema de deshidratación al vacío, donde se forma una torta de lodos que es conducida hasta el sistema de secado. Diariamente se espera la formación de 75 Kg. de lodo, más la cantidad de sólidos que se separan en el tratamiento primario (tamizado), para ser sometidas a secado en una estufa, los sólidos secos son trasladados al sistema de incineración donde se obtiene un producto final llamado ceniza.

11.7.10 ETAPA DE TOMA DE MUESTRAS.

Esta etapa, según el artículo 19 del reglamento especial de aguas residuales, establece que para un caudal mayor de 100 m³/día, la frecuencia de muestreo y los análisis deben realizarse a diario y trimestralmente, respectivamente. Los análisis del efluente tratado deben practicarse en muestra compuestas, garantizando así la caracterización del efluente.

Los análisis de laboratorio mínimos obligatorios que se deben presentar al Ministerio del Ambiente y Recursos Naturales, como parte del informe anual son:

- a) Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅).
- b) Demanda Química de Oxígeno (DQO).
- c) Potencial hidrógeno (pH).
- d) Grasa y Aceites (G y A).
- e) Sólidos Sedimentables (Ssed).
- f) Sólidos Suspendidos Totales (SST).
- g) Temperatura (T).

12.0 CONCLUSIONES.

1. De acuerdo a las pruebas de jarras realizadas con sulfato de aluminio, se determinó la velocidad de sedimentación del flóculo es lenta, los flóculos formados por este coagulante se levantan fácilmente por agitación y se utilizó una concentración de coagulante de 174.62 mg/l.
2. Las pruebas de jarras realizadas con sulfato de hierro y cal, en cantidades no estequiométrica, formaron flóculos de gran tamaño y de fuerte consistencia, lo que hace mínima su redispersión en la solución, utilizando una dosis de coagulante de 338 mg/l.
3. Las pruebas de jarras realizadas con el cloruro de hierro, reporta la mayor concentración de coagulante a aplicar, 424.57 mg/l.
4. Por medio de pruebas de laboratorio en un sistema de jarras, se determinó que el polímero, comercialmente llamado " CLEAR POOL ", es el coagulante que presenta las mejores características de floculación.
5. El coagulante empleado en el proceso de floculación, según los resultados de los análisis de laboratorio, presentó una eficiencia en la reducción del 95% de la turbidez presente en el agua residual, el 93 % de los sólidos suspendidos y una disminución de la DBO y la DQO en un 68% y 55% respectivamente.
6. Los resultados de los análisis bacteriológicos demostraron, que el coagulante no posee una acción bactericida en contra de los organismos patógenos presentes en el agua residual.
7. Para que sea eficiente la desinfección debe ir acompañada de un muestreo y análisis periódico de estas aguas, además no se detectaron bacterias ó bacilos que produzcan enfermedades como el cólera y la fiebre tifoidea en las muestras analizadas.

15. La selección del hipoclorito de calcio como agente desinfectante en el sistema de tratamiento propuesto, se ampara, en la diferencia de costos que existe, en comparación con el costo de la utilización de hipoclorito de sodio, ya que diariamente se gastarían ¢ 9.94 con el hipoclorito de calcio y ¢ 52.8 con el hipoclorito de sodio, teniendo al final del año una diferencia de ¢ 156,430.90 entre la utilización de un desinfectante y otro.

16. El tratamiento de una persona enferma por diarrea, involucra un costo para el hospital, para una persona que recibió hospitalización es de ¢ 136.92 y para una persona que recibió un tratamiento ambulatorio es de ¢ 149.28; para un costo promedio de ¢ 143.10 en atención de 1158 casos reportados en el año 2000, el Hospital Neumológico gastó ¢ 165,709.80 en tratamiento.

13.0 RECOMENDACIONES.

1. Poner en práctica normas de descarte de medicamentos sólidos y líquidos, con el fin de no eliminarlos vertiéndolos a los desagües o alcantarillas.
2. Los fluidos fotográficos descartados por la unidad de Rayos X, deben ser almacenados en recipientes plásticos individuales (revelador y fijador), y solicitar a la empresa que les suministra los reactivos, información sobre los métodos correctos de estabilización, tratamiento o disposición final, evitando así que estos lleguen a cuerpos receptores acuáticos y produzcan daños irreversibles.
3. El departamento de mantenimiento del hospital debe realizar operaciones de limpieza periódica a los pozos o cajas receptoras, manteniéndolas libres de obstrucciones y malos olores, ya que estos acumulan gran parte de la materia fecal que se descarga a la alcantarilla de aguas negras.
4. Realizar una segregación de los desechos generados en el hospital.
5. Elaborar un mapa detallado de la red de alcantarillado sanitario y la red de tuberías de agua potable, para futuros estudios que comprendan el seguimiento de tuberías de aguas negras o la reubicación de tuberías de agua potable, para una correcta y segura ubicación de cualquier tipo de construcción.
6. Con respecto al agua potable, se recomienda no mezclar la corriente de agua que proviene del nacimiento, con el agua suministrada por las cañerías de ANDA ó camiones contenedores, que alimentan a los tanques de almacenamiento principales dentro del Hospital, sin haber recibido un tratamiento previo.

7. El tratamiento que se recomienda para el agua que proviene de la cisterna consiste, en hacer pasar el fluido a través de un filtro, impulsado desde un tanque de captación hasta los filtros por una bomba, el agua pasará a un sistema de hipocloración, con un sistema de agitación mecánica para asegurar una mezcla rápida, homogénea y una eficiente desinfección.
8. Realizar futuros trabajos de investigación que contemplen la caracterización físicoquímica y microbiológica del río Casa de Piedra, parte importante que ayudará a comprender como afecta realmente la descarga de las aguas residuales al mencionado río y a la población que hace uso de él, esta parte no fue cubierta por el estudio por falta de recursos económicos.
9. Realizar estudios sobre la disposición final de las aguas residuales de los Hospitales a nivel nacional, con el fin de conocer los tipos de cuerpos receptor de estas, el grado de contaminación alcanzado y los riesgos a que la población esta sujeta por la falta de un adecuado método de tratamiento de esta agua.
10. Solicitar a los propietarios de la caballeriza cercana al hospital, la correcta disposición final de los residuos sólidos generados por ella, ya que en invierno estos sólidos son arrastrados por las aguas lluvias hasta el cauce del río Casa de Piedra, lo que podría generar la propagación de una enfermedad virulenta conocida como tétano.

14.0 REFERENCIAS.

1. METCALF & EDDY " Ingeniería de Aguas Residuales Tratamiento Vertido y Reutilización". Tercera Edición, Vol. I, II., Editorial McGraw-Hill, México, 1996.
2. FAIR, GEYER, OKEN " Purificación de Aguas y Tratamiento de Aguas Residuales " Primera Edición, Vol. I, II, Editorial Limusa, México, 1993.
3. CENTRO PANAMERICANO DE INGENIERÍA SANITARIA Y CIENCIAS DEL AMBIENTE, " Manual de Disposición de Aguas Residuales Origen, Descarga, Tratamiento, y Análisis de las Aguas Residuales ", Lima, 1991.
4. F. EUGENE McJUNKIN " Agua y Salud Humana " OPS, Editorial Limusa, México, 1988.
5. Fdo. RAFAEL BARRIO NUEVO JIMÉNEZ " Manual para Gestión de Residuos Hospitalarios " INTERNET.
6. CANEPA DE VARGAS, LIDIA " Supervisores de Plantas de Tratamiento de Agua " Cepis, Programa de Protección de Salud Ambiental, Lima, Perú, 1985.
7. VALIENTE BARDERAS, ANTONIO " Problemas de Flujo de Fluidos " Editorial Limusa, México, 1991.
8. CRANE, Co " Flujo De Fluidos en Válvulas, Accesorios y Tuberías " Traducido Primera Edic. en inglés, Editorial McGraw-Hill, México 1992.
9. FOUST, WENZEL, CLUMP, MAUS, ANDERSEN " Principio de Operaciones Unitarias " Segunda edición, Editorial CECSA, MÉXICO, 1993.
10. LAGREGA, BUCKINGHAM, EVANS " Gestión de Residuos Tóxicos Tratamiento, Eliminación y Recuperación de Suelos ". Traducido de la Primera Edic. en inglés, Editorial McGraw-Hill, Vol II, México, 1996.

15.0 ANEXOS

ANEXO I.

RESULTADO DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICO-QUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA DE LAS MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL DEL HOSPITAL SALDAÑA.

ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO.

Fecha de toma de muestra. : 06 - 07 - 2000
 Hora de toma de muestra : 10:30 a.m.
 Fecha de realización de los análisis : 11- 07 - 2000
 Tipo de toma de muestra : Puntual
 Muestra tomada por : Br. Marlon Bonilla

Análisis	Método	Resultado	Valor permitido por la Norma	Expresada como
Sólidos Totales	1	525.0		ppm
Sólidos Suspendedos	1	73.6	60 ó 150	ppm
Sólidos Totales Disueltos	1	451.4		ppm
Aceites y Grasas	2	ND	20	ppm
DQO	1	269.3	60 ó 400	ppm O ₂
DBO	3	84.0	30 ó 200	ppm O ₂
Turbidez	1	63.0	100	Unidades NT
Sulfatos	1	53.0	400	ppm SO ₄ ⁼
Cloruros	2	18.1	500	ppm Cl ⁻
Hierro	1	0.258	5	ppm Fe
Fosfato (soluble)	2	10.13	3	ppm PO ₄ ⁼
Nitratos	4	1.8	10	ppm NO ₃

NOTA: ND : No detectable
 ppm : mg/litro
 Metodologías de Análisis : APHA-AWW-WPCF (1)
 ESPINSA, Validado (2)
 Taylor Technologies, Inc. (3)
 Orbeco Analytical Systems, Inc. (4)

ANÁLISIS MICROBIOLÓGICOS

Fecha de toma de muestra : 06 - 07 - 2000
 Hora de toma de muestra : 10:30 a.m.
 Hora de entrega de la muestra al Lab : 12:15 m
 Muestra tomada por : Br. Marlon Bonilla

ANÁLISIS	Resultado	Expresado como	Según Norma
Bacterias Coliformes Totales	5x10 ⁶	NPM / 100ml	1000 UFC/100 ml
Bacterias Coliformes Fecales	5x10 ⁶	NPM / 100ml	1000 UFC/100ml
Escherichia coli	5x10 ⁶	NPM / 100ml	
Salmonella Spp	Negativa	-----	-----

NOTAS:

NPM: Numero Mas Probable
 Metodología de análisis: APHA -AWWA - WPCF m³

ANEXO II

MEMORIA DE CÁLCULO.

1.0 CÁLCULOS DE POTENCIA DE LA BOMBA, PERDIDAS EN ACCESORIOS Y EN TUBERÍAS PARA EL SISTEMA DE SEPARACIÓN DE SÓLIDOS GRASAS Y ACEITES.

Para el cálculo de la potencia se emplea la ecuación general de flujo de fluidos planteada por Bernoulli:

$$-P = \left(\frac{\Delta v^2}{2g_c} + \Delta z \frac{g}{g_c} + \frac{\Delta p}{\rho} \right) M + h_1 \quad A-1$$

Para el cálculo de las pérdidas provocadas por accesorios se utiliza la ecuación siguiente, planteada por Darcy, donde K es el coeficiente de resistencia para los diferentes tipos de accesorios; este se encuentra en el anexo III ó en las páginas A-46, A-47, A-49 de la Referencia 8.

La pérdida para una tubería recta se expresa por la ecuación siguiente:

$$h_L = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g_c} \quad A-2$$

de donde: $K = f \frac{L}{D}$

$$h_L = K \frac{v^2}{2g_c} \quad A-3$$

esta ecuación se define como la pérdida de altura de velocidad para una válvula o accesorio. (8)

CÁLCULOS.

Del anexo III, página B-21, el diámetro interior del la cañería de 3 y 2 plg es:

$$D_{i3} = 0.0779 \text{ m}$$

$$D_{i2} = 0.0525 \text{ m}$$

Del anexo III, la densidad y viscosidad del agua a 23.5°C es :

$$\rho = 0.9974 \text{ kg/l}$$

$$\mu = 0.9272 \text{ cp}$$

La energía cinética es:

$$v_3 = \frac{C_a}{A} = \frac{0.111 \text{ m}^3 / \text{min}}{\pi(0.0779/2)^2} \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ s}} = 0.388 \text{ m/s}$$

$$v_2 = \frac{0.111 \text{ m}^3 / \text{min}}{\pi(0.0525/2)^2} \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ s}} = 0.855 \text{ m/s}$$

$$\frac{\Delta v^2}{2g_c} = \frac{(0.855^2 - 0.388^2) \text{ m}^2 / \text{s}^2}{2 \times 9.8 \frac{\text{kg} \cdot \text{m}}{\text{kgf} \cdot \text{s}^2}} = 2.96 \text{ E} - 2 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{kg} \text{ (despreciable)}$$

La energía potencial es:

$$\Delta z \frac{g}{g_c} = (6 - 1.35) = 4.65 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{kg}$$

Las pérdidas por fricción en la tubería de 3 plg es:

Para la entrada a la tubería $K=0.78$ Anexo. III A-49

Para la válvula de compuerta $K= 8f_r$ Anexo. III A-47

Para el factor de fricción $f_r = 0.018$ Anexo. III A-46

$$K = 8 \times 0.018 = 0.14$$

Para 2 codos de 90° $K = 30 f_r$

$$K = 30 \times 0.018 \times 2 = 1.08$$

Para la tubería:

$$K = 0.018 \times 5 / 0.0779 = 1.15$$

$$K_{T3} = 0.78 + 0.14 + 1.08 + 1.15 = 3.15 \text{ m}$$

$$h_{L3} = 3.15 \frac{0.388^2}{2 \times 9.8} = 2.42 \text{ E} - 2 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{kg}$$

Las pérdidas por fricción en la tubería de 3 plg es:

$$K_{T2} = 1.0 + 3.24 + 2.4 = 6.64 \text{ m}$$

$$h_{L2} = 6.64 \frac{0.855^2}{2 \times 9.8} = 0.2879 \text{ kgf} \cdot \text{m} / \text{kg}$$

Las pérdidas en toda la cañería son:

$$h_{LT} = h_{L1} + h_{L2} = 0.3121 \text{ kgf.m/kg}$$

El flujo másico es:

$$M = 0.111 \text{ m}^3/\text{min} \times 1/60 \times 997.4 \text{ kg/m}^3 = 1.84 \text{ kg/s}$$

La potencia absorbida por la bomba será:

$$-P = (2.96E-2 + 4.65) \frac{\text{kgf.m}}{\text{kg}} \times 1.84 \frac{\text{kg}}{\text{s}} + 0.3121 \frac{\text{kgf.m}}{\text{kg}} \times 1.84 \frac{\text{kg}}{\text{s}}$$

$$P = 9.18 \frac{\text{kgf.m}}{\text{s}} \times \frac{0.0131 \text{ hp}}{1 \frac{\text{kgf.m}}{\text{s}}} = 0.12 \text{ hp}$$

$$p = \frac{P_{\text{teórica}}}{\text{eficiencia}} = \frac{0.12}{0.8} = 0.15 \text{ hp} = 0.11 \text{ kW}$$

La potencia absorbida por el motor será:

$$P_m = \frac{0.15}{0.90} = 0.17 \text{ hp} = 0.13 \text{ kW}$$

1.0 CÁLCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA PARA EL SISTEMA DE AGITACIÓN DEL TANQUE HOMOGENIZADOR.

Para el cálculo de la potencia necesaria para el mezclado por agitación mecánica, para mover un fluido a 23.5°C y una densidad de 997.4 kg/m³, se empleó la ecuación A-4 (1):

$$P = k\rho n^3 D^5 \quad \text{A-4}$$

donde:

P = potencia necesaria, W

D = diámetro del impulsor, m

ρ = densidad del fluido, kg/m³.

n = revoluciones por segundo, rev/s

k = constante que depende del tipo de rodete. K = 1.7

2.1 CÁLCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA PARA EL SISTEMA DE AIREACIÓN DEL TANQUE HOMOGENIZADOR. (1)

La potencia necesaria para llevar a cabo el proceso de compresión adiabática se determina mediante la ecuación:

$$P_w = \frac{wRT_1}{29.7ne} \left[\left(\frac{P_2}{P_1} \right)^{0.283} - 1 \right] \times .001 \quad A-5$$

donde:

P_w = potencia necesaria para cada soplante, Kw

w = caudal de aire en peso kg/s

T_1 = temperatura absoluta de entrada, °K

R = constante universal de los gases = 8,314 kj / kmol °K

P_1 = presión absoluta a la entrada, atm.

P_2 = presión absoluta a la salida, atm.

$n = (k-1) / k = 0.283$ (para el aire)

$k = 1.395$ (para el aire)

e = eficiencia (en compresores, normalmente entre 0.7 y 0.9).

En un sistema de inyección de aire, a través de un sistema de boquillas sumergidas, la presión de descarga de los soplantes será la suma de las pérdidas de carga producidas por los filtros de aire, en los aparatos de medida y control, en accesorios como codos, válvulas, difusores y la profundidad del agua por encima de los difusores. Por lo tanto se necesita calcular la presión de descarga (para un fluido incompresible), a través de un sistema formado por una tubería de 3 plg cédula 40, de acero comercial, cinco codos de 90°, dos válvulas globo, un medidor de aire, un manómetro y 36 difusores de orifico, como se muestra en la figura 8-2.

Al final el compresor centrífugo debe ser capaz de suministrar una presión de descarga de:
 $p_2 = 3.65$ atm.

Pérdidas de presión en $P_{cañeria}$, $P_{accesorios}$, P_{filtro} , $P_{válvula}$, $P_{hidrostatica}$, $P_{difusores}$

Para compensar estas pérdidas se necesita de un soplante o compresor que opere con una eficiencia de 80% y que maneje un caudal de aire mínimo de 1 m³/min, con una potencia real de:

$$P_w = \frac{(1\text{m}^3/\text{min})(2.38\text{kg}/\text{m}^3)(1/60)(8314\text{kJ}/\text{kmol K})(296.65\text{K})}{29.7(0.283)(0.8)} \left[\left(\frac{3.65}{1.0} \right)^{0.283} - 1 \right] \times .001$$

$$P_w = 6.433 \text{ Kw} \frac{1.34 \text{ hp}}{1 \text{ Kw}} = 8.62 \text{ hp}$$

1.0 CÁLCULO DE LA POTENCIA REQUERIDA PARA EL SISTEMA DE AGITACIÓN DEL TANQUE DE FLOCULACIÓN.

Cálculo de la potencia necesaria (ecuación A-1) para el sistema de mezclado, por agitación mecánica, que incluye un rodete de tipo hélice de tres palas, con un diámetro de 0.126 m con una velocidad de rotación de 300 rpm, en un taque de 0.37 m de ancho por 1.0 m alto, como el que se muestra en la figura 8-3. Para este tipo de rodete $K = 1.0$.

(1, tabla 6-7).

$$P = k\rho n^3 D^5$$

$$P = 4 \text{ W} = 0.01 \text{ hp}$$

La potencia calculada es mínima para el tipo de rodete que se seleccionó; las rpm de un motor de bajo caballaje supera las establecidas para el sistema de agitación, por más del triple. Las rpm del motor dependerán de las existentes en el mercado.

La dosis o caudal de coagulante a adicionar al agua residual, se calculó asumiendo una concentración de solución madre de 1000 mg/l con una densidad igual que la del agua 997.4 kg/m³ a 23.5 °C. Tomando como base 1 minuto de operación, la dosis de coagulante para un volumen de agua residual de 111.0 l, será de:

$$A = \frac{C_f \times V}{C_i} = \frac{0.2 \frac{\text{mg}}{\text{l}} \times 111.0 \text{ l}}{1000 \frac{\text{mg}}{\text{l}}} = 0.01111$$

Para una base de 1 min, tenemos un caudal de 11.1 ml/min ó 0.185 ml/s, para una operación de 12 h, se necesita proveer de una bomba capaz de suministrar este caudal, de un tanque de alimentación de 8 l de coagulante aproximadamente, y uno de emergencia de 1.0 L para los cambios o adición de mas polímero al tanque principal. Además el recipiente tiene que ser plástico, y la bomba con impulsor y carcasa de acero inoxidable.

4.0 CÁLCULOS DEL SISTEMA DE SEDIMENTACIÓN.

Para iniciar los cálculos se define la carga de superficie con la que trabajará el sistema, este deberá mantenerse en un rango de 33 y 71 % de la velocidad de sedimentación de las partículas para que no se formen cortocircuitos, como se explicaba en el ejemplo anterior:

$$v_o = 0.168(0.60) = 0.1 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

De la figura 4-4, para una eficiencia de remoción de 90% y un tipo de comportamiento del tanque muy bueno $n = 1/8$, leemos:

$$\frac{t}{t_d} = \frac{v_o}{Q/A} = 2.32$$

el área que comprende esta eficiencia y comportamiento es:

$$A = 2.57 \text{ m}^2$$

ante un posible incremento del caudal del efluente tomamos un 17 % de margen de seguridad sobre el área de diseño, aplicada especialmente a la longitud del tanque, el área final es de 3.0 m².

Las dimensiones del tanque de sedimentación para un caudal de 0.111 m³/min son de: 1.2 m de ancho por 2.5 m de largo y 1.4 m de profundidad.

La velocidad de desplazamiento del líquido a la cual las partículas pueden ser removidas se calcula con la ecuación 4-6, pero tomando en cuenta un valor que puede ser bastante aproximado a la realidad según la relación de: $v_d = 10 v_s$, se tiene que:

$$v_d = 1.68 \text{ m/min}$$

Utilizando la ecuación 4-7 se calcula la relación de longitud a profundidad en tanques rectangulares de área superficial A al área transversal a deberá mantenerse inferior a:

$$\frac{A}{a} = \frac{l_o}{h_o} = \frac{v_d t_d}{v_o t_o} = \left(\frac{8}{f}\right)^{1/2} \left(\frac{t_d}{t_o}\right) = 10 \times 2.32 = 23.2$$

la relación de área superficial A , al área transversal a , para el diseño es:

$$\frac{A}{a} = \frac{3}{1.4 \times 2.5} = 0.86$$

por lo tanto se trabaja con una relación menor que el parámetro máximo de diseño. La interpretación de un valor tan pequeño en la relación de las áreas, para un tanque rectangular, tiene que ver con los caudales de agua residual manejado por una planta, para este caso, no se manejan grandes caudales, por lo que no se requieren de áreas de superficies muy grandes.

La profundidad con la que se diseñó el tanque se obtuvo a partir de pruebas de laboratorio; para sedimentación de tipo floculenta, esta profundidad nos garantiza una presión de compresión alta para los lodos sedimentados, por lo se puede obtener una compactación y concentración de lodos mayor, a la obtenida en un tanque de menor profundidad y mayor longitud, lo que aumentaría los costos de construcción y demandaría mayor área de terreno.

Para el cálculo de las dimensiones del vertedero de salida se utiliza la ecuación 4-8, si se conocen las alturas h_c y h_l , sino se utiliza la ecuación 4-10, suponiendo que el caudal que entra es el mismo que sale y que no existen cortocircuitos, la altura del agua en el canal es:

$$h_o = 0.31 \text{ m}$$

esta altura con un valor de seguridad por rebalse de 30 % sobre la altura del borde del vertedero, $h_{\text{vert}} = 40 \text{ cm}$, lo hará capaz de soportar descargas a un caudal de $0.157 \text{ m}^3/\text{min}$.

4.1 CÁLCULOS DE LA PRODUCCIÓN DE LODOS EN EL SISTEMA DE SEDIMENTACIÓN.

Según la teoría expuesta que dice, que mediante la precipitación química es posible conseguir efluentes clarificados básicamente libres de materia en suspensión o en estado coloidal y que se puede llegar a eliminar del 80 al 90 % de la materia total suspendida, entre el 40 y el 70 % de la DBO₅, del 30 al 60 % de la DQO, y entre el 90 y 100 % de las bacterias (1). Y con en base en los resultados de los análisis de las muestras de agua residual desarrollados durante el estudio, se estima que la disminución de la DBO₅, la DQO y el porcentaje de eliminación de bacterias, se calcula a partir de los siguientes datos:

Datos:

1. Caudal de agua residual promedio a manejar por la planta 160 m³/d.
2. Concentración de sólidos promedio presentes 153.4 mg/l.
3. DBO presente 84 mg/l de O₂.
4. DQO presente 269.3 mg/l de O₂
5. Concentración promedio de bacterias coliformes fecales 5x10⁶ NMP/100 ml
6. Dosificación de coagulante óptima 0.20 mg/l (90% de remoción)

Cálculo de la masa de sólidos eliminados por el coagulante:

$$M_{ss} = 0.9 \times 153.4 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} \times 160 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \times \frac{1\text{kg}}{1000\text{g}} = 22.86 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Cálculo del volumen de fango, si el peso específico del fango es de 1.04 y presenta una humedad de 96.16 % (estos valores fueron obtenidos de pruebas de laboratorio).

$$V_l = \frac{M_{ss}}{\gamma_l \times \rho \times (100 - \%H)} = \frac{22.86}{1.04 \times 997.4 \times 0.0384} = 0.574 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Esto significa, que para un caudal diario de 160 m³ de agua residual, se espera obtener un volumen diario de 1.89 m³ de lodos. Este es un parámetro importante para determinar el tamaño y la capacidad de los equipos para tratar este subproducto.

La estimación de la reducción de la DBO₅ a la salida del tanque de sedimentación será:

$$\text{DBO}_{\text{FINAL}} = 84 \text{ mg/l de O}_2 (1 - 0.6) = 33.6 \text{ mg/l de O}_2$$

La estimación de la reducción de la DQO a la salida del tanque de sedimentación será:

$$\text{DQO}_{\text{FINAL}} = 269.3 \text{ mg/l de O}_2 (1 - 0.55) = 121.18 \text{ mg/l de O}_2$$

La estimación de la reducción de los microorganismos patógenos a la salida del tanque de sedimentación será:

$$\text{Patógenos} = 5 \times 10^6 \text{ NMP/100 ml } (1 - 0.9) = 0.5 \times 10^6 \text{ NMP/100 ml}$$

5.0 CÁLCULOS PARA EL SISTEMA DE FILTRACIÓN.

Para un análisis granulométrico teórico (estadístico), efectuado a un tipo de arena que comprende un tamaño de partícula entre 0.07 – 0.35 cm de diámetro, se obtuvo un tamaño efectivo de grano de $E = 1.22E-1$ cm, con un coeficiente de no uniformidad de $U = 1.45$, con un tamaño medio geométrico de $\sigma_g = 1.703E-1$ cm, y con una desviación geométrica estándar de $\mu_g = 1.27E-1$.

Para el cálculo de las pérdidas de carga o resistencia a la filtración, producto del paso del agua residual a través del filtro, en un lecho limpio se utiliza la ecuación 4-13 ó 4-14 para el diseño; definimos al inicio un lecho de filtración estratificado por retrolavado, en un filtro limpio, las pérdidas de carga se calculan con la ecuación 4-15:

Datos:

Temperatura del agua residual 23.5 °C

$$\rho = 0.9974 \text{ g/cm}^3$$

$$\mu = 0.9272 \text{ E-2 g/cm.s}$$

$$k = 5.0$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$\text{Área de filtración } A = 0.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Caudal } Q = 0.111 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$\text{Velocidad de filtración } v = Q/A = 0.44 \text{ m/min} = 0.74 \text{ cm/s}$$

Para un lecho con una porosidad de $f = 0.4$

$$\text{Del análisis granulométrico tenemos } \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{d_i^2} = 37.51$$

La profundidad del lecho $l = 50$ cm

La pérdida de carga es:

$$h = 20.3 \text{ cm}$$

con esta pérdida de carga el coeficiente de permeabilidad de Darcy es $K = v/s$, $s = h/l$ es:

$$K = \frac{0.74 \text{ cm/s}}{\frac{20.3 \text{ cm}}{50.0 \text{ cm}}} = 1.82 \text{ cm/s}$$

según la tabla 6, comparando el coeficiente de permeabilidad calculado anteriormente, este sistema de filtración presentará un buen drenado.

Terminada la etapa de filtración, prosigue la etapa de retrolavado. El cálculo de la altura del filtro (parte con agua), como la altura de los canales de desagüe del agua de lavado, dependerá de la altura que alcance la arena cuando se expanda por retrolavado, l_e .

Para el cálculo del porcentaje de expansión alcanzado por el lecho expandido se emplea la ecuación 4-21, en combinación con la ecuación 4-18, en función del diámetro de la arena, combinando con los datos del análisis granulométrico y con la tabla 5 se obtuvo :

$$\sum_{i=1}^n \left[\frac{p_i}{(1-f_{el})} \right] = 2.5765$$

$$L_e = 50 \text{ cm}(1 - 0.4)2.5765 = 77.29 \text{ cm}$$

$$\% \text{EXP} = \frac{L_e}{l} \times 100 = \frac{77.3}{50} \times 100 = 154.59 \%$$

con este porcentaje de expansión se define la altura de los canales de drenaje de aguas de lavado h_{des} con un 10% de seguridad:

$$h_{des} = 77.3 \times 1.1 = 85.0 \text{ cm}$$

la altura que alcanza el nivel de agua dentro del filtro es $h_T = 1.25 \text{ m}$

La profundidad de arena mínima necesaria que prevendrá el paso de turbidez a una carga terminal de 20.3 cm, se calcula con la ecuación 4-22, para un valor esperado de índice de fuga de 6 E-3 (corregido para $23.5^\circ \text{ B} = 4.27 \text{ E-3}$), con una respuesta a la coagulación Promedio, y cierto grado de tratamiento previo Excelente y un diámetro de arena igual al tamaño medio geométrico definido al inicio de los cálculos, tenemos:

$$l = \frac{10.90 \frac{\text{gal}}{\text{min pie}^2} \times (1.703 \text{ E} - 1 \text{ cm})^3 \times 0.67 \text{ pies}}{4.27 \text{ E} - 3} = 8.44 \text{ pulg} = 21.45 \text{ cm}$$

con una profundidad del lecho de 50 cm, se está asegurando que no habrá fuga de turbidez, ya que no se sobrepasa el límite, calculado anteriormente.

ANEXO III

**PROCEDIMIENTOS DEL TRAMITE
DEL PERMISO AMBIENTAL.**

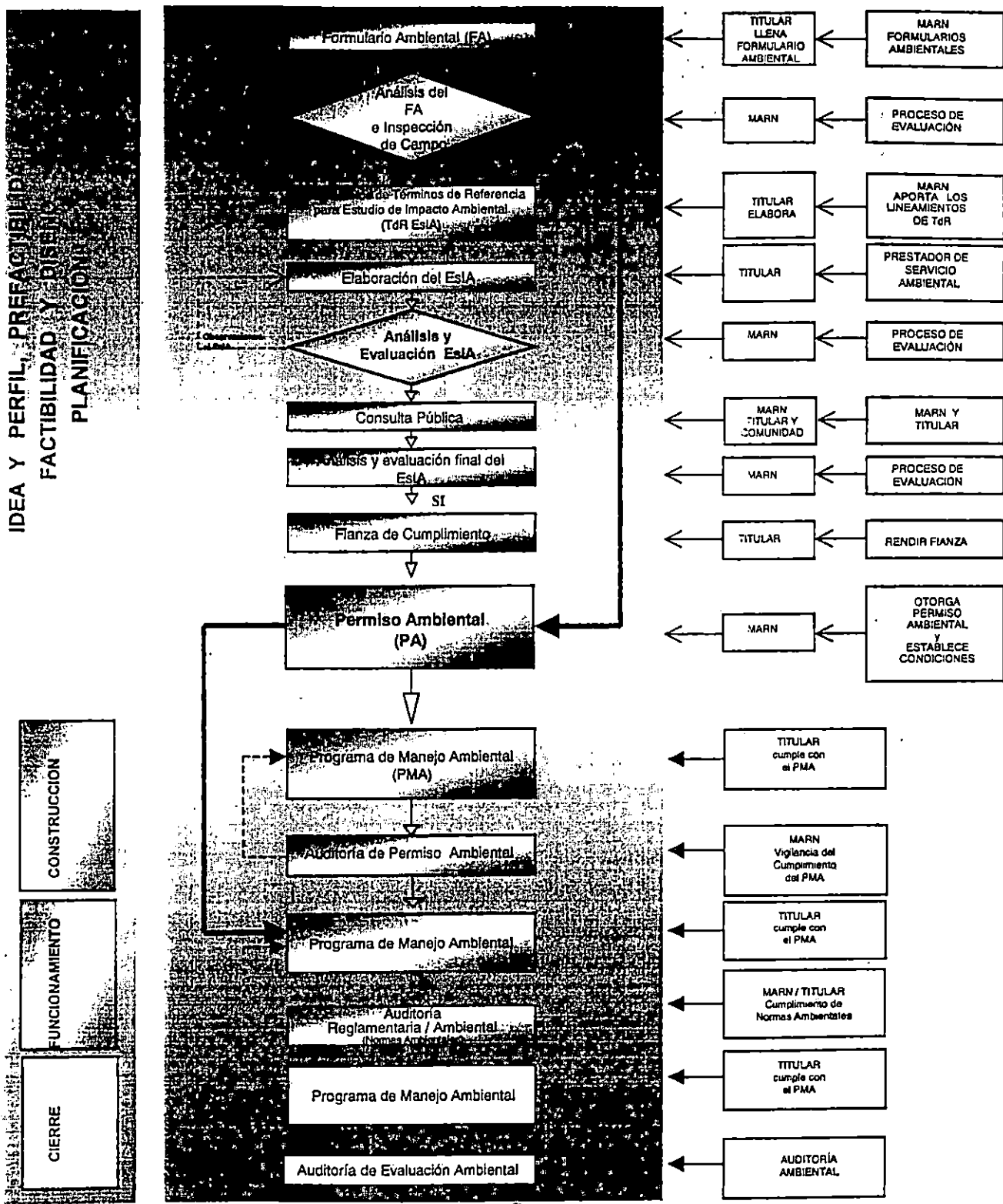
PROCEDIMIENTO DE TRAMITE DEL
PERMISO AMBIENTAL
 PARA NUEVAS ACTIVIDADES, OBRAS O PROYECTOS

CICLO DEL PROYECTO
 IDEA Y PERFIL, PREFACTIBILIDAD, FACTIBILIDAD Y BISEN PLANIFICACION

PROCESO DE TRAMITACION

RESPONSABLE

INSTRUMENTOS



Dirección de Medio Ambiente
 Alameda Roosevelt y 55 Avenida Norte, Edificio Torre El Salvador (IPSFA) 5to nivel, San Salvador, El Salvador
 Tel. / Fax : 260-0720, Tel.: 260-8900
 Http:// www.marn.gob.sv
 Medioambiente@marn.gob.sv

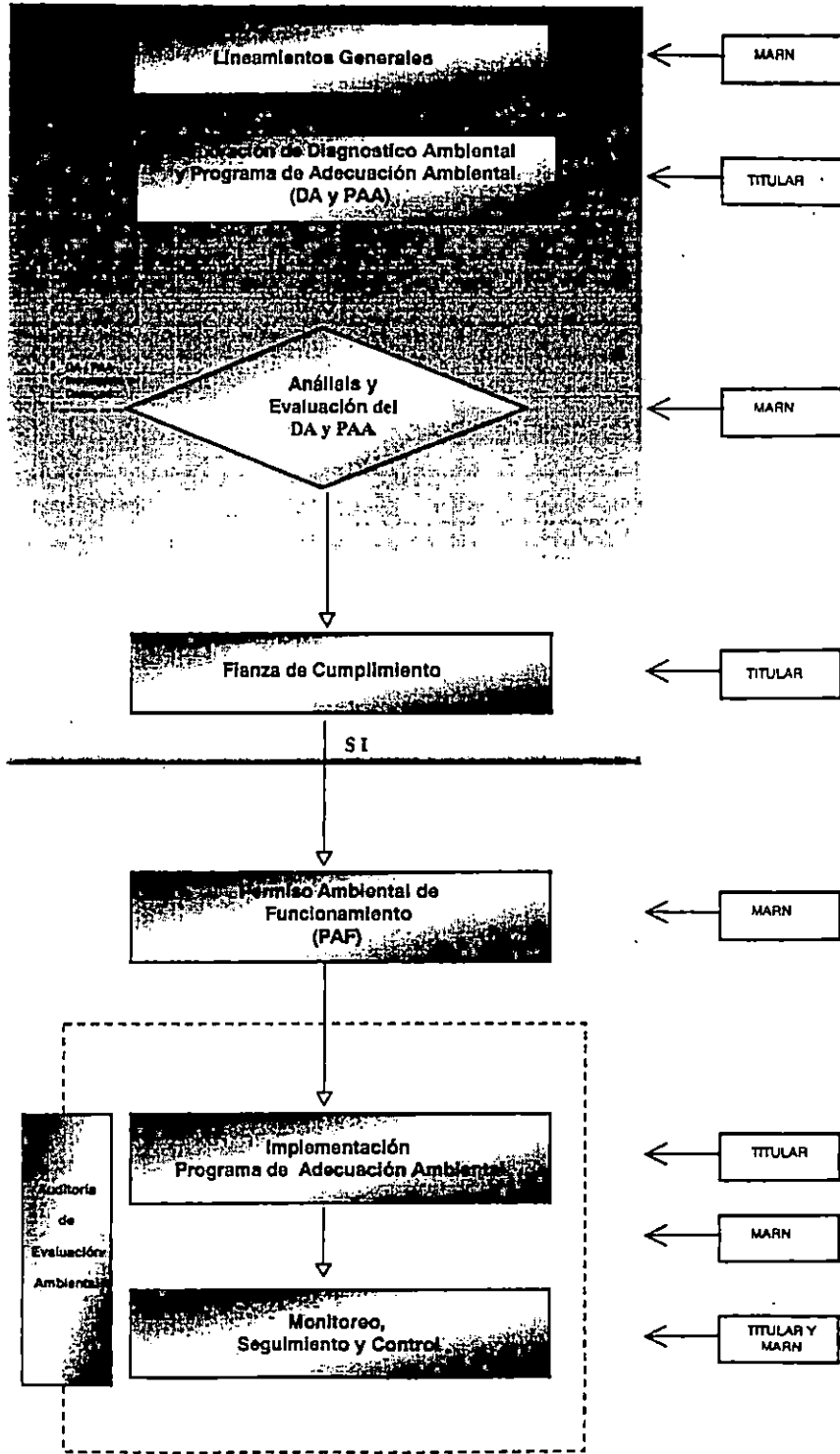
PROCEDIMIENTO DE TRAMITE DEL PERMISO AMBIENTAL DE FUNCIONAMIENTO

CICLO DEL PROYECTO

PROCESO DE TRAMITACIÓN

RESPONSABLE

F U N C I O N A M I E N T O



Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales
 Dirección de Medio Ambiente
 Alameda Roosevelt y 55 Avenida Norte, Edificio Torre El Salvador (IPSA) 5to nivel, San Salvador, El Salvador
 Tel. / Fax : 260-0720, Tel.: 260-8900
[Http:// www.marn.gob.sv](http://www.marn.gob.sv)
Medioambiente@marn.gob.sv

ANEXO IV

COEFICIENTES DE RESISTENCIA VALIDOS PARA
VÁLVULAS Y ACCESORIOS

A-24. TABLA DEL FACTOR "K" (página 1 de 4)
Coefficientes de resistencia (K) válidos para válvulas y accesorios

["K" está basado en el uso de las tuberías cuyos números de cédula se dan en la página 2 10

FACTORES DE FRICCIÓN PARA TUBERÍAS COMERCIALES, NUEVAS, DE ACERO, CON FLUJO EN LA ZONA DE TOTAL TURBULENCIA

Díametro Nominal	mm	15	20	25	32	40	50	65, 80	100	125	150	200, 250	300, 400	450, 600
	pulg.	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2, 3	4	5	6	8, 10	12-16	18-24
Factor de fricción (f _f)		.027	.025	.023	.022	.021	.019	.018	.017	.016	.015	.014	.013	.012

FÓRMULAS PARA EL CÁLCULO DEL FACTOR "K" PARA VÁLVULAS Y ACCESORIOS CON SECCIONES DE PASO REDUCIDO

Fórmula 1

$$K_2 = \frac{0.8 \left(\sec \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 2

$$K_3 = \frac{0.5 (1 - \beta^2) \sqrt{\sec \frac{\theta}{2}}}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 3

$$K_4 = \frac{2.6 \left(\sec \frac{\theta}{2} \right) (1 - \beta^2)^2}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 4

$$K_5 = \frac{(1 - \beta^2)^3}{\beta^4} = \frac{K_1}{\beta^4}$$

Fórmula 5

$$K_6 = \frac{K_1}{\beta^4} + \text{Fórmula 1} + \text{Fórmula 3}$$

$$K_7 = \frac{K_1 + \sec \frac{\theta}{2} [0.8 (1 - \beta^2) + 2.6 (1 - \beta^2)^2]}{\beta^4}$$

Fórmula 6

$$K_8 = \frac{K_1}{\beta^4} + \text{Fórmula 2} + \text{Fórmula 4}$$

$$K_9 = \frac{K_1 + 0.5 \sqrt{\sec \frac{\theta}{2} (1 - \beta^2) + (1 - \beta^2)^2}}{\beta^4}$$

Fórmula 7

$$K_{10} = \frac{K_1}{\beta^4} + \beta (\text{Fórmula 2} + \text{Fórmula 4}), \text{ cuando } \theta = 180^\circ$$

$$K_{11} = \frac{K_1 + \beta [0.5 (1 - \beta^2) + (1 - \beta^2)^2]}{\beta^4}$$

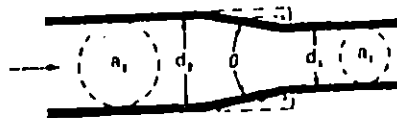
$$\beta = \frac{d_1}{d_2}$$

$$\beta^2 = \left(\frac{d_1}{d_2} \right)^2 = \frac{a_1}{a_2}$$

El subíndice 1 define dimensiones y coeficientes para el diámetro menor. El subíndice 2 se refiere al diámetro mayor.

*Úsese el valor de K proporcionado por el proveedor, cuando se disponga de dicho valor

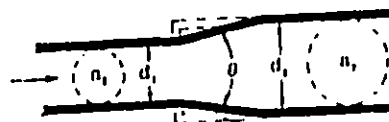
ESTRECHAMIENTO BRUSCO Y GRADUAL



Si: $\theta < 45^\circ$ $K_1 = \text{Fórmula 1}$

$45^\circ < \theta \leq 180^\circ$ $K_1 = \text{Fórmula 2}$

ENSANCHAMIENTO BRUSCO Y GRADUAL

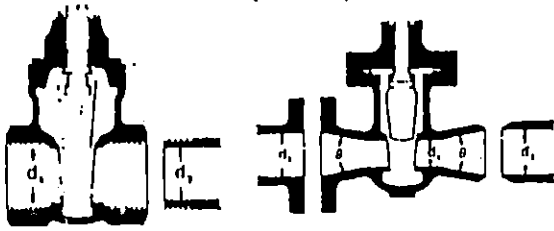


Si: $\theta < 45^\circ$ $K_1 = \text{Fórmula 3}$

$45^\circ < \theta \leq 180^\circ$ $K_1 = \text{Fórmula 4}$

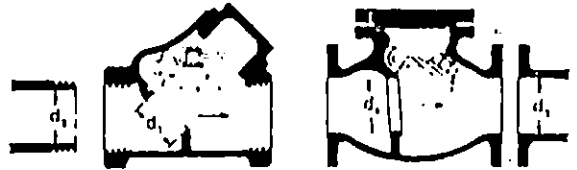
A-24 TABLA DEL FACTOR "K" (página 2 de 4)
Coefficientes de resistencia (K) válidos para válvulas y accesorios

VÁLVULAS DE COMPUERTA
 De cuña, de doble obturador o tipo macho (cónico)



Si: $\beta = 1, \theta = 0 \dots \dots \dots K_1 = 8 f_T$
 $\beta < 1$ y $\theta < 45^\circ \dots \dots \dots K_2 = \text{Fórmula 5}$
 $\beta < 1$ y $45^\circ < \theta < 180^\circ \dots \dots K_3 = \text{Fórmula 6}$

VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE DISCO OSCILANTE



$K = 100 f_T$ $K = 50 f_T$

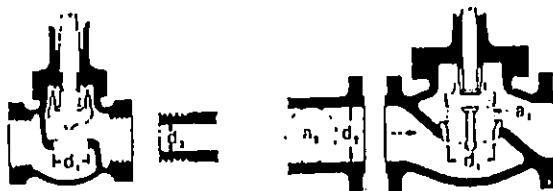
Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador

(m/seg) = $45 \sqrt{V}$ = $75 \sqrt{V}$

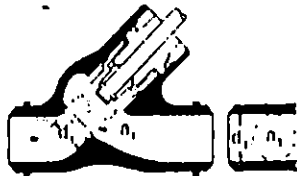
(pie/seg) = $15 \sqrt{V}$

U/I. Registradas = $120 \sqrt{V}$

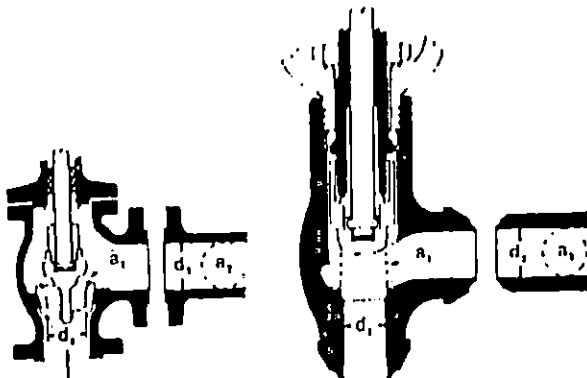
VÁLVULAS DE GLOBO Y ANGULARES



Si: $\beta = 1 \quad K_1 = 340 f_T$



Si: $\beta = 1 \dots \dots K_1 = 55 f_T$



Si: $\beta = 1 \dots K_1 = 150 f_T$ Si: $\beta = 1 \dots \dots K_1 = 55 f_T$

Todas las válvulas de globo y angulares con asiento reducido o de mariposa

Si: $\beta < 1 \dots \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$

VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE OBTURADOR ASCENDENTE



Si: $\beta = 1 \dots \dots K_1 = 600 f_T$
 $\beta < 1 \dots \dots K_2 = \text{Fórmula 7}$

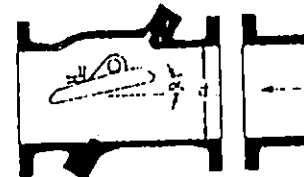
Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador = $50 \beta^2 \sqrt{V}$ m/seg



Si: $\beta = 1 \dots \dots K_1 = 55 f_T$
 $\beta < 1 \dots \dots K_2 = \text{Fórmula 7}$

Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador = $170 \beta^2 \sqrt{V}$ m/seg

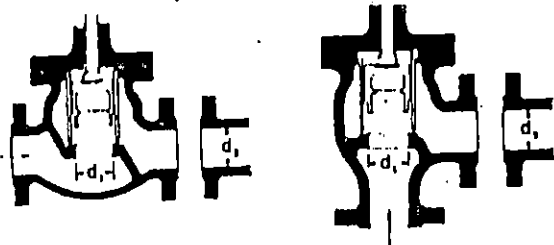
VÁLVULAS DE RETENCIÓN DE DISCO BASCULANTE



Pasos	$\beta = 5^\circ$	$\beta = 15^\circ$
50 mm (2") a 200 mm (8")	$K = 40 f_T$	$120 f_T$
250 mm (10") a 350 mm (14")	$K = 30 f_T$	$90 f_T$
400 mm (16") a 1200 mm (48")	$K = 20 f_T$	$60 f_T$
Velocidad mínima en la tubería para abrir totalmente el obturador - m/seg	$100 \sqrt{V}$	$40 \sqrt{V}$

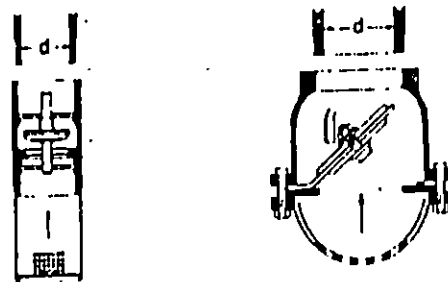
A-24. TABLA DEL FACTOR "K" (página 3 de 4)
Coefficientes de resistencia (K) válidos para válvulas y accesorios

VÁLVULAS DE RETENCIÓN Y CIERRE
 (Tipos recto y angular)

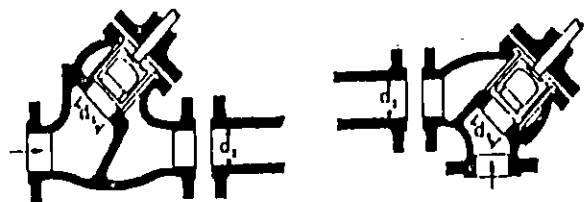


<p>Si: $\beta = 1 \dots K_1 = 400 f_T$ $\beta < 1 \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$ Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador $m/seg = 70 \beta^2 \sqrt{V}$ pie/seg = $55 \beta^2 \sqrt{V}$</p>	<p>Si: $\beta = 1 \dots K_1 = 200 f_T$ $\beta < 1 \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$ Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador $= 95 \beta^2 \sqrt{V}$ pie/seg = $75 \beta^2 \sqrt{V}$</p>
--	--

VÁLVULAS DE PIE CON FILTRO
 Obturador ascendente Obturador oscilante

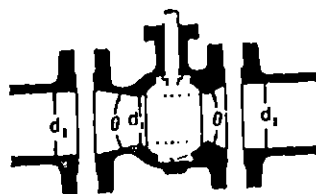


<p>$K = 420 f_T$ Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador $m/seg = 20 \sqrt{V}$ pie/seg = $15 \sqrt{V}$</p>	<p>$K = 75 f_T$ Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador $= 45 \sqrt{V}$ pie/seg = $35 \sqrt{V}$</p>
---	--



<p>Si: $\beta = 1 \dots K_1 = 300 f_T$ $\beta < 1 \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$ velocidad mínima en la tubería para abrir totalmente el obturador $m/seg = 75 \beta^2 \sqrt{V}$</p>	<p>Si: $\beta = 1 \dots K_1 = 350 f_T$ $\beta < 1 \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$ velocidad mínima en la tubería para abrir totalmente el obturador pie/seg = $60 \beta^2 \sqrt{V}$</p>
---	---

VÁLVULAS DE GLOBO

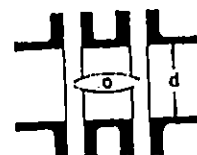


Si: $\beta = 1, \theta = 0 \dots K_1 = 3 f_T$
 $\beta < 1$ y $\theta \geq 45^\circ \dots K_1 = \text{Fórmula 5}$
 $\beta < 1$ y $45^\circ < \theta < 180^\circ \dots K_1 = \text{Fórmula 6}$



<p>$\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_T$ $\beta < 1 \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$ Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador $m/seg = 170 \beta^2 \sqrt{V}$</p>	<p>$\beta = 1 \dots K_1 = 55 f_T$ $\beta < 1 \dots K_1 = \text{Fórmula 7}$ Velocidad mínima en la tubería para levantar totalmente el obturador (pie/seg) = $140 \beta^2 \sqrt{V}$</p>
---	---

VÁLVULAS DE MARIPOSA

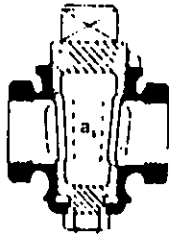


Diámetro 50 mm (2") a 200 mm (8") $K = 45 f_T$
 Diámetro 250 mm (10") a 350 mm (14") ... $K = 35 f_T$
 Diámetro 400 mm (16") a 600 mm (24") ... $K = 25 f_T$

A-24. TABLA DEL FACTOR "K" (página 4 de 4)
Coefficientes de resistencia (K) válidos para válvulas y accesorios

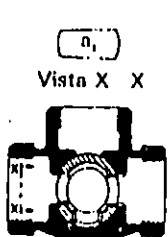
VÁLVULAS DE MACHO Y LLAVES

Paso directo

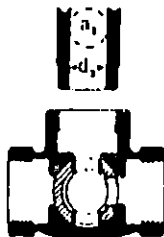


Si: $\beta = 1$,
 $K_1 = 18 f_T$

tres entradas



Si: $\beta = 1$,
 $K_1 = 30 f_T$



Si: $\beta = 1$,
 $K_1 = 90 f_T$

Si: $\beta < 1$ $K_1 = \text{Fórmula 6}$

CODOS ESTÁNDAR

90°



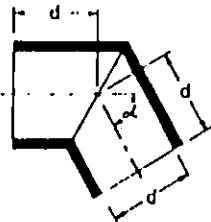
$K = 30 f_T$

45°



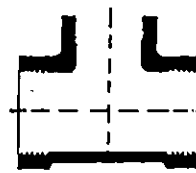
$K = 16 f_T$

CURVAS EN ESCUADRA O FALSA ESCUADRA



α	K
0°	2 f_T
15°	4 f_T
30°	8 f_T
45°	15 f_T
60°	25 f_T
75°	40 f_T
90°	60 f_T

CONEXIONES ESTÁNDAR EN "T"



Flujo directo $K = 20 f_T$

Flujo desviado a 90° . . $K = 60 f_T$

CURVAS Y CODOS DE 90° CON BRIDAS O CON EXTREMOS PARA SOLDAR A TOPE



r/d	K	r/d	K
1	20 f_T	8	24 f_T
1.5	14 f_T	10	30 f_T
2	12 f_T	12	34 f_T
3	12 f_T	14	38 f_T
4	14 f_T	16	42 f_T
6	17 f_T	20	50 f_T

El coeficiente de resistencia K_{90} para curvas que no sean de 90° puede determinarse con la fórmula:

$$K_{90} = (n - 1) \left(0.25 \pi f_T \frac{r}{d} + 0.5 K \right) + K$$

n = número de curvas de 90°

K = coeficiente de resistencia para una curva de 90° (según tabla)

ENTRADAS DE TUBERÍA

Con resalte hacia el interior

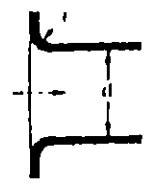


$K = 0.78$

r/d	K
0.00*	0.5
0.02	0.28
0.04	0.24
0.06	0.15
0.10	0.09
0.15 y más	0.04

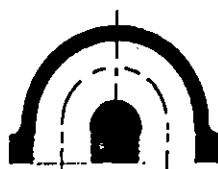
*de cantos vivos

A tope



Véanse los valores de K en la tabla

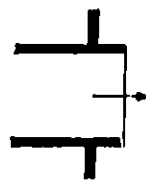
CURVAS DE 180° DE RADIO CORTO



$K = 50 f_T$

SALIDAS DE TUBERÍA

Con resalte De cantos vivos Redondeada



$K = 1.0$

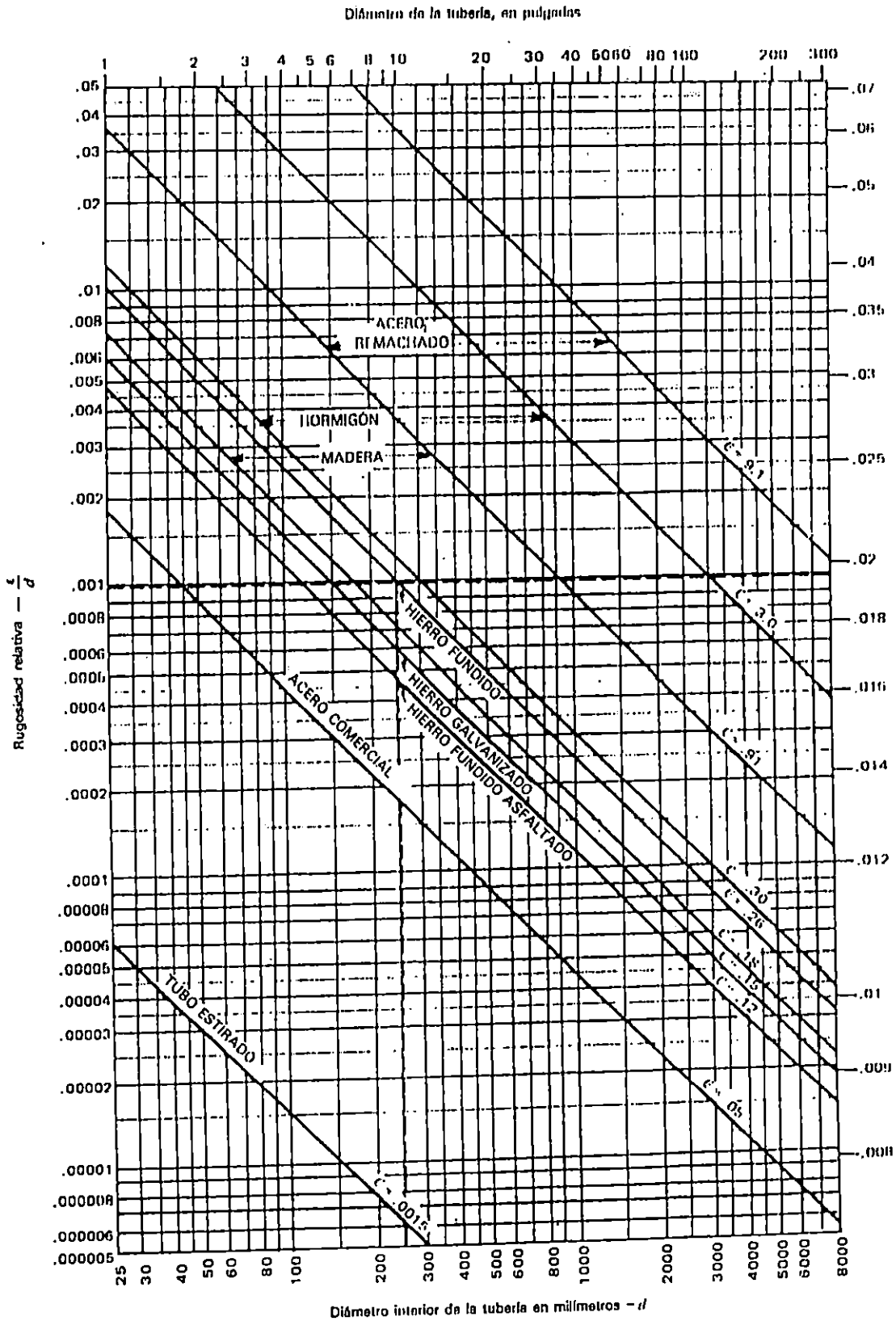


$K = 1.0$



$K = 1.0$

A-21a. Rugosidad relativa de los materiales de las tuberías y factor de fricción para flujo en régimen de turbulencia total

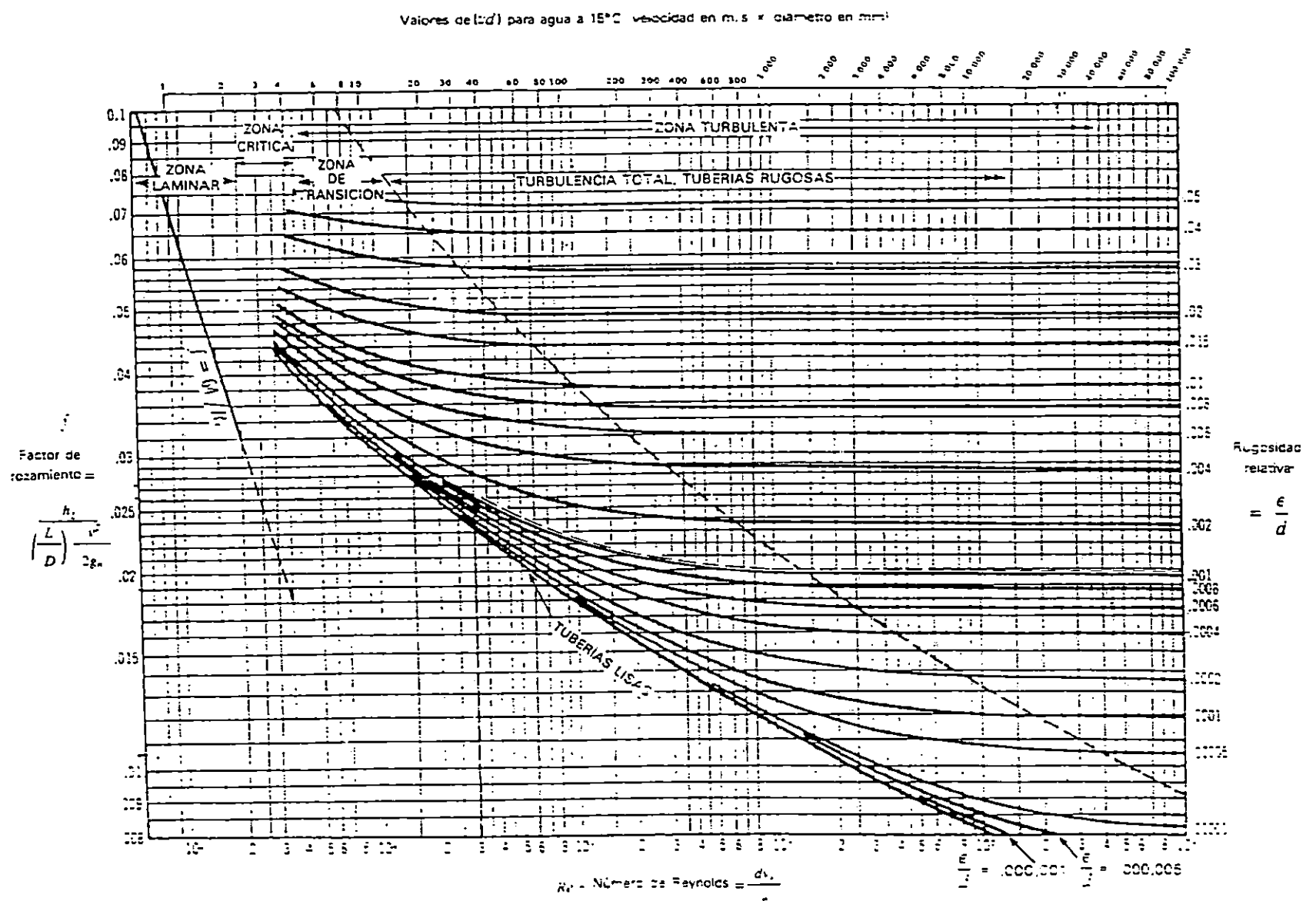


(La rugosidad absoluta ϵ en milímetros)

Adaptación de datos extraídos de la referencia 18 de la Bibliografía.

Problema: Determinense las rugosidades absoluta y relativa y el factor de rozamiento para flujo en turbulencia total, en una tubería de hierro fundido de 250 mm de diámetro interior.
Solución: La rugosidad absoluta (ϵ) = 0.26... Rugosidad relativa (ϵ/d) = 0.001
 ...Factor de fricción para flujo en régimen de turbulencia total (f) = 0.0196

A-22b. Factores de fricción para cualquier tipo de tubería comercial



Problema: Determinese el factor de fricción para una tubería de hierro fundido de 250 mm de diámetro interno, para un número de Reynolds = 30 000.

Solución: La rugosidad relativa (véase gráfica A-21) es 0.001. Entonces, el factor de fricción (f) es igual a 0.026.

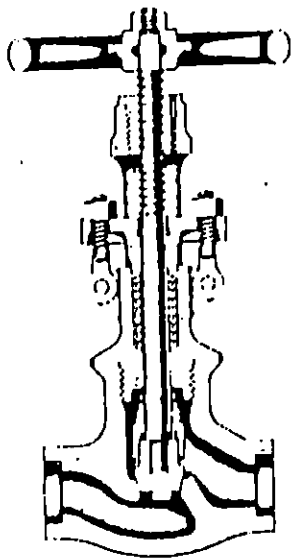
Adaptación de datos extraídos de la referencia 15 de la Bibliografía.

B-13a. Tuberías comerciales de acero. Con base en ANSI B36.10: 1970 y BS 1600: Parte 2: 1970

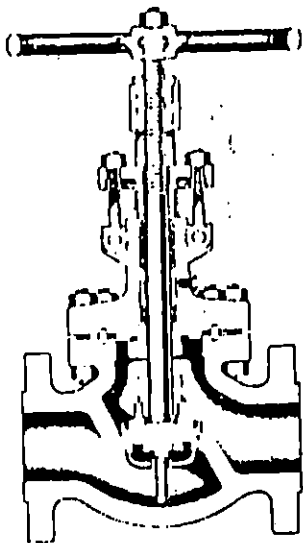
Espesor de la tubería según número de cédula

Medida nominal de la tubería pulgadas	Díámetro exterior mm	Espesor mm	Díámetro interior mm	Medida nominal de la tubería pulgadas	Díámetro exterior mm	Espesor mm	Díámetro interior mm	
Cédula 10	14	355.6	342.9	Cédula 80 (continuación)	3/4	101.6	85.4	
	16	406.4	393.7		4	114.3	8.08	97.2
	18	457.2	444.5		5	141.3	8.56	122.3
	20	508.0	495.3		6	168.3	9.52	146.4
	24	609.6	596.9		8	219.1	12.70	193.7
	30	762.0	746.2		10	273.0	15.09	242.8
Cédula 20	8	219.1	206.4	12	323.9	17.47	289.0	
	10	273.0	260.3	14	355.6	19.05	317.5	
	12	323.9	311.2	16	406.4	21.44	363.5	
	14	355.6	339.8	18	457.2	23.82	409.6	
	16	406.4	390.6	20	508.0	26.19	455.6	
	18	457.2	441.4	24	609.6	30.96	547.7	
Cédula 30	8	219.1	205.0	Cédula 100	8	219.1	188.9	
	10	273.0	257.4		10	273.0	15.09	236.5
	12	323.9	307.1		12	323.9	18.26	281.0
	14	355.6	336.6		14	355.6	21.44	308.0
	16	406.4	387.4		16	406.4	23.82	354.0
	18	457.2	434.9		18	457.2	26.19	398.5
Cédula 40	8	219.1	205.0	Cédula 120	20	508.0	442.9	
	10	273.0	257.4		24	609.6	38.89	531.8
	12	323.9	307.1		4	114.3	11.13	92.0
	14	355.6	336.6		5	141.3	12.70	115.9
	16	406.4	387.4		6	168.3	14.27	139.8
	18	457.2	434.9		8	219.1	18.26	182.6
Cédula 60	8	219.1	205.0	Cédula 140	10	273.0	230.1	
	10	273.0	257.4		12	323.9	21.44	271.1
	12	323.9	307.1		14	355.6	25.40	300.0
	14	355.6	336.6		16	406.4	27.79	341.5
	16	406.4	387.4		18	457.2	30.96	387.4
	18	457.2	434.9		20	508.0	34.92	431.8
Cédula 80	8	219.1	205.0	Cédula 160	24	609.6	517.6	
	10	273.0	257.4		8	219.1	20.62	171.9
	12	323.9	307.1		10	273.0	22.22	222.2
	14	355.6	336.6		12	323.9	25.40	266.7
	16	406.4	387.4		14	355.6	28.58	292.1
	18	457.2	434.9		16	406.4	31.75	333.4
Cédula 100	8	219.1	205.0	Cédula 180	18	457.2	377.8	
	10	273.0	257.4		20	508.0	39.69	419.1
	12	323.9	307.1		24	609.6	44.45	490.5
	14	355.6	336.6		1/4	21.3	4.78	11.7
	16	406.4	387.4		3/4	26.7	5.56	15.6
	18	457.2	434.9		1	33.4	6.35	20.7
Cédula 120	8	219.1	205.0	Cédula 240	2	42.2	29.5	
	10	273.0	257.4		1/2	48.3	7.14	34.0
	12	323.9	307.1		3/4	60.3	8.74	42.8
	14	355.6	336.6		1	73.0	9.52	54.0
	16	406.4	387.4		1 1/4	88.9	11.13	66.6
	18	457.2	434.9		1 1/2	114.3	13.49	87.3
Cédula 140	8	219.1	205.0	Cédula 360	4	141.3	109.5	
	10	273.0	257.4		5	168.3	15.88	131.8
	12	323.9	307.1		6	193.7	18.26	157.1
	14	355.6	336.6		8	219.1	23.01	171.1
	16	406.4	387.4		10	273.0	28.58	215.8
	18	457.2	434.9		12	323.9	33.34	257.2
Cédula 160	8	219.1	205.0	Cédula 480	14	355.6	284.2	
	10	273.0	257.4		16	406.4	35.71	325.4
	12	323.9	307.1		18	457.2	40.49	366.7
	14	355.6	336.6		20	508.0	45.24	408.0
	16	406.4	387.4		24	609.6	50.01	490.5
	18	457.2	434.9		3	73.0	7.62	18.8
Cédula 180	8	219.1	205.0	Cédula 600	1/4	10.3	5.5	
	10	273.0	257.4		3/4	13.7	3.02	7.7
	12	323.9	307.1		1	17.1	3.20	10.7
	14	355.6	336.6		1 1/4	21.3	3.73	13.8
	16	406.4	387.4		1 1/2	26.7	3.91	18.9
	18	457.2	434.9		2	33.4	4.55	24.3
Cédula 240	8	219.1	205.0	Cédula 900	1 1/4	42.2	32.5	
	10	273.0	257.4		1 1/2	48.3	4.85	38.1
	12	323.9	307.1		2	60.3	5.08	49.2
	14	355.6	336.6		2 1/2	73.0	5.54	59.0
	16	406.4	387.4		3	88.9	7.01	73.7
	18	457.2	434.9		3	88.9	7.62	73.7

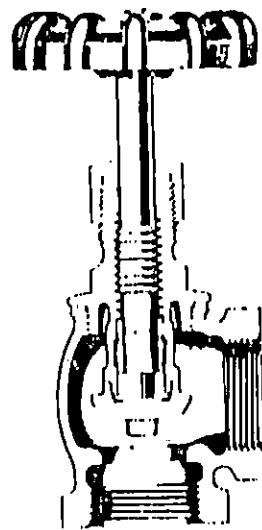
A-15. Tipos de válvulas



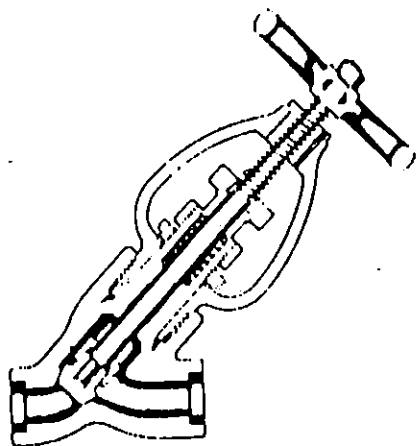
Válvula de globo convencional



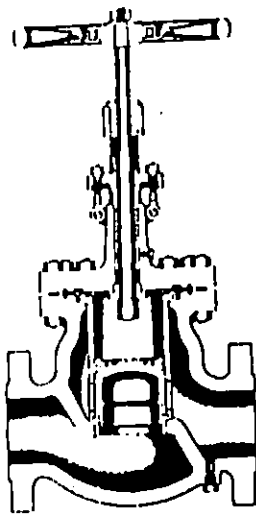
Válvula de globo convencional con obturador guiado



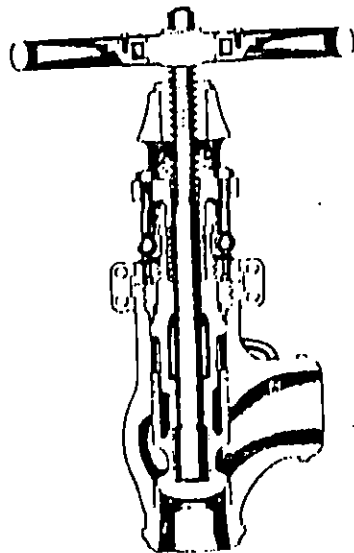
Válvula angular de globo convencional



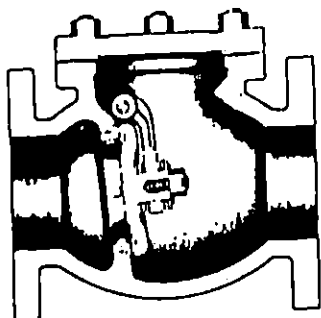
Válvula de globo, modelo en Y, con vástago a 45°



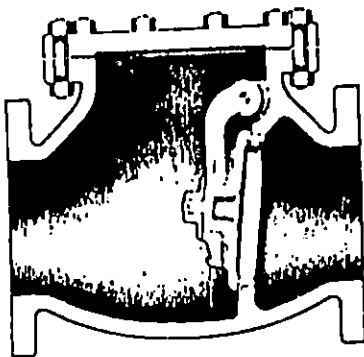
Válvula de retención y cierre, de paso recto



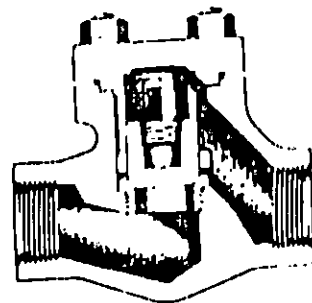
Válvula de retención y cierre, de paso angular



Válvula de retención convencional, de obturador oscilante

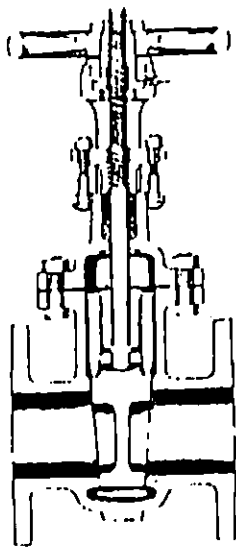


Válvula de retención de paso total con obturador oscilante

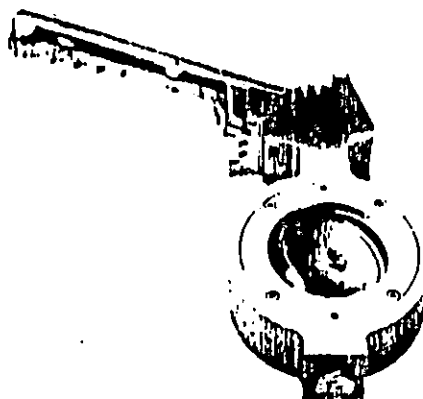


Válvula de retención de paso total, con obturador no oscilante

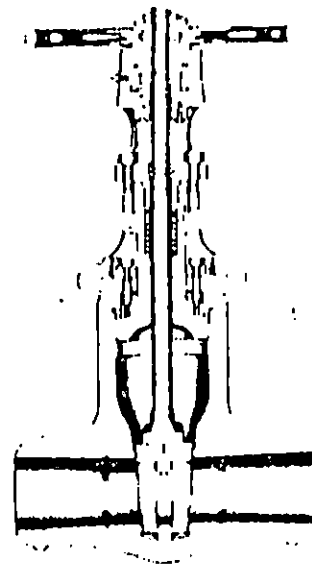
A-15. Tipos de válvulas (continuación)



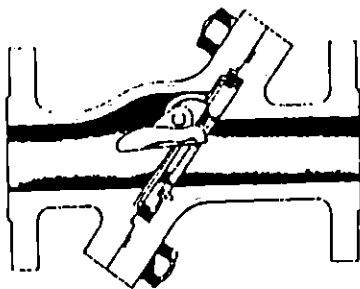
Válvula de compuerta de cuna (tapa atornillada)



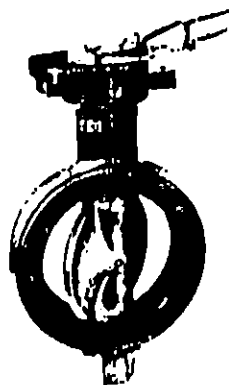
Válvula de compuerta de conchillento alto



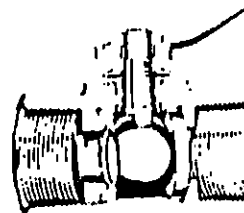
Válvula de compuerta de cuna biselada (tapa con sello a presión)



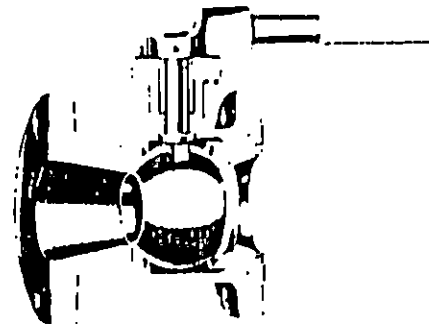
Válvula de retención de disco basculante



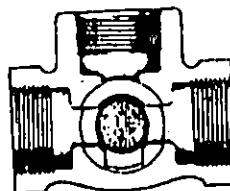
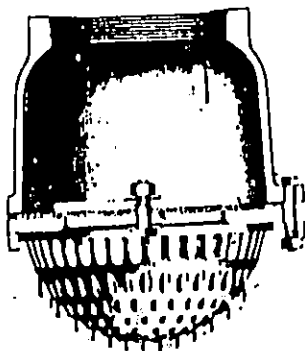
Válvula de mariposa sin bridas



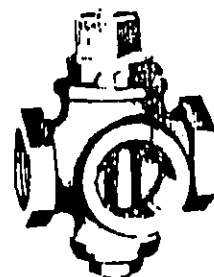
Válvulas de bola



Válvulas de pie tipos oscilante y ascendente



Llave de tres vías Vistas exterior y en sección



ANEXO V

ARTICULOS DE LEY DEL MEDIO AMBIENTE Y DEL
REGLAMENTO ESPECIAL DE AGUAS RESIDUALES
CITADOS EN EL ESTUDIO

LEY DEL MEDIO AMBIENTE.

Art. 16 .-El proceso de evaluación ambiental tiene los siguientes instrumentos:

- a) Evaluación Ambiental Estratégica;
- b) Evaluación de Impacto Ambiental;
- c) Programa Ambiental;
- d) Permiso Ambiental;
- e) Diagnósticos Ambientales;
- f) Auditoría Ambientales; y
- g) Consulta Pública.

Art. 20 .- El permiso ambiental obligará al titular de la actividad, obra o proyecto, a realizar todas las acciones de prevención, atenuación o compensación, establecidos en el Programa de Manejo Ambiental, como parte del Estudio de Impacto Ambiental, el cual será aprobado como condición para el otorgamiento del Permiso Ambiental.

La validez del Permiso Ambiental de ubicación y construcción será por el tiempo que dure la construcción de la obra física; una vez terminada la misma, incluyendo las obras o instalaciones de tratamiento y atenuación de impactos ambientales , se emitirá el Permiso Ambiental de Funcionamiento por el tiempo de su vida útil y etapa de abandono, sujeto al seguimiento y fiscalización del ministerio.

Art. 21 .- Toda persona natural o jurídica deberá presentar el correspondiente Estudio de Impacto Ambiental para ejecutar las siguientes actividades obras o proyectos:

- a) Obras viales, puentes para tráfico mecanizado, vías férreas y aeropuertos;
- b) Puertos marítimos, embarcaderos, astilleros, terminales, de descarga o trasvase de hidrocarburos o productos químicos.
- c) Oleoductos, gaseoductos, poliductos, carbo ductos, otras tuberías que transportan productos sólidos, líquidos o gases, y redes de alcantarillado;
- d) Sistemas de tratamiento, confinamiento y eliminación, instalaciones de almacenamiento y disposición final de residuos sólidos y desechos peligrosos;

- e) Exploración, explotación y procesamiento industrial de minerales y combustibles fósiles;
- f) Centrales de generación eléctrica a partir de energía nuclear, térmica, geotérmica e hidráulica, eólica y maremotriz;
- g) Líneas de transmisión de energía eléctrica;
- h) Presas, embalses, y sistemas hidráulicos para riego y drenaje;
- i) Obras para explotación industrial o con fines comerciales y regulación física de recursos hídricos;
- j) Plantas o complejos pesqueros, industriales, agroindustriales, turísticos o parques recreativos;
- k) Las situadas en áreas frágiles protegidas o en sus zonas de amortiguamiento y humedales;
- l) Proyectos urbanísticos, construcciones lotificaciones u obras que puedan causar impacto ambiental negativo;
- m) Proyectos del sector agrícola, desarrollo rural integrado, acuicultura y manejo de bosques localizados en áreas frágiles; excepto los proyectos forestales y de acuicultura que cuenten con planes de desarrollo, los cuales deberán registrarse en el Ministerio a partir de la vigencia de la presente ley, dentro del plazo que establezca para la adecuación ambiental;
- n) Actividades consideradas como altamente riesgosas, en virtud de las características corrosivas, explosivas, radioactivas, reactivas, tóxicas, inflamables o biológico-infecciosas para la salud y bienestar humano y el medio ambiente, las que deberán de adicionar un Estudio de Riesgo y Manejo Ambiental;
- o) Proyectos o industrias de biotecnología, o que impliquen el manejo genético o producción de organismos modificados genéticamente; y
- p) Cualquier otra que pueda tener impactos considerables o irreversibles en el ambiente, la salud y el bienestar humano o los ecosistemas.

Art. 22 .- El titular de toda actividad, obra o proyecto que requiera de permiso ambiental para su realización o funcionamiento, ampliación o rehabilitación o reconversión deberá presentar al ministerio, el formulario ambiental que este requiera, con la información que se solicite. El Ministerio categorizará la actividad, obra o proyecto, de acuerdo a su envergadura y a la naturaleza del impacto potencial.

Art. 23 .- El Estudio de Impacto Ambiental se realizará por cuenta del titular, por medio de un equipo técnico multidisciplinario. Las empresas o personas, que se dediquen a preparar estudios de impacto ambiental, deberán estar registradas en el Ministerio, para fines estadísticos y de información, quien establecerá el procedimiento de certificación para prestadores de servicios de Estudios de impacto Ambiental, de Diagnósticos y Auditorías de Evaluación Ambiental.

Art. 24.- La elaboración de los Estudios de Impacto Ambiental, su evaluación y aprobación, se sujetaran a las siguientes normas:

- a) Los estudios deberán ser evaluados en un plazo máximo de sesenta días hábiles contados a partir de su recepción; este plazo incluye la consulta pública;
- b) En caso de aprobación del Estudio de Impacto Ambiental, el Ministerio emitirá el correspondiente Permiso Ambiental, en un plazo no mayor de diez días hábiles después de notificada la resolución correspondiente.
- c) Si transcurridos los plazos indicados en los literales que anteceden, el Ministerio, no se pronunciare, se aplicará lo establecido en el Art. 3 de la ley de la jurisdicción Contencioso Administrativo; y
- d) Excepcionalmente, cuando por la complejidad y las dimensiones de una actividad, obra o proyecto se requiera de un plazo mayor para su evaluación, éste se podrá ampliar hasta por sesenta días hábiles adicionales, siempre que se justifiquen las razones para ello.

Art. 25 .- La consulta pública de los Estudios de Impacto Ambiental, se regirá por las siguientes normas-

- a) previo a su aprobación, los estudios se harán del conocimiento del público a costa del titular, en un plazo de diez días hábiles para que cualquier persona que se considere afectada exprese sus opiniones o haga sus observaciones por escrito, lo cual se anunciará por anticipación en medios de cobertura nacional y a través de otros medios en la forma que se establezca el reglamento de la presente ley;
- b) Para aquellos Estudios de Impacto Ambiental cuyos resultados reflejan la posibilidad de afectar la calidad de vida de la población o de amenazar riesgos para la salud y bienestar humanos y medio ambiente, se organizará por el ministerio una consulta pública en o los municipios donde se piense llevar a cabo la actividad, obra o proyecto; y
- c) En todos los casos de consulta sobre el Estudio de Impacto Ambiental, las opiniones emitidas por el público deberán ser ponderadas por el Ministerio.

REGLAMENTO ESPECIAL DE AGUAS RESIDUALES.

Art. 7.- Toda persona natural o jurídica, pública o privada, titular de una obra, proyecto o actividad responsable de producir o administrar aguas residuales y de su vertido a un medio receptor, en lo sucesivo denominada titular, deberá instalar y operar sistemas de tratamiento para que sus aguas residuales cumplan con las disposiciones de la legislación pertinente a este Reglamento.

Art. 9.- Los titulares deberán elaborar y presentar al ministerio informes operacionales de los sistemas de tratamiento de aguas residuales y de las condiciones de sus vertidos, que reflejen la frecuencia del muestreo, conforme a lo estipulado en los Art. 16,19,25 de este reglamento. El resumen anual formará parte del informe anual de resultado de la aplicación de los Programas de Manejo Ambiental o de Adecuación Ambiental. Los costos de los análisis para la elaboración de los informes operacionales serán sufragados por el titular.

Art. 10 .- Los informes operacionales periódicos deberán contener como requisitos mínimos la siguiente información:

- a) Registros de aforos;
- b) Registros de análisis de laboratorio efectuados por el titular y por laboratorios acreditados, según la legislación pertinente;
- c) Registro de daños a la infraestructura, causados por situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y funcionamiento del sistema;
- d) Situaciones fortuitas o accidentes en el manejo y el funcionamiento del sistema que origine descargas de aguas residuales con niveles de contaminantes que contravengan los límites permitidos por las normas técnicas respectivas;
- e) Evaluación del estado actual del sistema, y
- f) Acciones correctivas y de control.

