INSTITUTO NICARAGUENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS
ENTE REGULADOR

GUIAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Gobierno Bolaños
¡Nueva Era!

INSTITUTO NICARAGÜENSE DE ACUEDUCTOS Y ALCANTARILLADOS

ENTE REGULADOR

GUÍAS TÉCNICAS PARA EL DISEÑO DE ALCANTARILLADO SANITARIO Y SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

PROLOGO

El Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), Ente Regulador del Sector de agua potable y alcantarillado sanitario, a través del Departamento de Fiscalización ha preparado las presentes **"Guías Técnicas para el Diseño de Alcantarillado Sanitario y Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales"**.

Estas Guías contienen algunos de los parámetros de diseño actualizados contenidos en los "Criterios de Diseño para Sistemas de Alcantarillados Sanitario", elaborados en 1976 por DENACAL, más los correspondientes a los sistemas de tratamiento de aguas residuales preparados por el INAA.

Las presentes Guías tienen como objetivo establecer las principales orientaciones para el diseño de los Sistemas de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales, contribuyendo así a la creación de nuevos proyectos y ampliaciones de los ya existentes; por consiguiente se espera que las mismas sean de gran ayuda para los Proyectistas y Entidades que se dedican a la elaboración de proyectos de este ramo de la Ingeniería.

CONTENIDO

	PRÓLOGO		II
	CONTENIDO		III
	INTRODUCCIÓN		IX
I	ESTUDIOS BÁSICOS		1
	1.1	Generalidades	1
	1.2	Estudios geológicos	1
	1.3	Estudios geotécnicos	1
	1.4	Estudios sanitarios	1
	1.5	Estudios hidrológicos	1
	1.6	Estudio de obras existentes	2
	1.7	Estudios topográficos	2
	1.8	Estudios misceláneos	3
	1.9	Planos	3
II	PROYECCIÓN DE POBLACIÓN		5
	2.1	Consideraciones generales	5
	2.2	Fuentes de información	5
	2.3	Métodos de cálculo	5
	2.3.1	Método aritmético	5
	2.3.2	Tasa de crecimiento geométrico	5
	2.3.3	Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente	6
	2.3.4	Método gráfico de tendencias	6
	2.3.5	Método gráfico comparativo	6
	2.3.6	Método por porcentaje de saturación	6
III	CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES		7
	3.1	Generalidades	7
	3.2	Consumo doméstico	7
	3.2.1	Para la ciudad de Managua	7
	3.2.1.1	Clasificación de barrios	7
	3.2.2	Para las ciudades del resto del país	8
	3.3	Consumo comercial, industrial y público	8
	3.3.1	Para la ciudad de Managua	8
	3.3.2	Para las ciudades y localidades del resto del país	8
	3.4	Gasto de infiltración	9
	3.5	Gasto medio	9
	3.6	Gasto mínimo de aguas residuales	9
	3.7	Gasto máximo de aguas residuales	9
	3.8	Gasto de diseño	9
IV	PERÍODOS DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS		11
	4.1	Generalidades	11

V HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS 13
5.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad 13
5.2 Diámetro mínimo 13
5.3 Pendiente mínima 13
5.4 Pérdida de carga adicional 14
5.5 Cambio de dirección 14
5.6 Angulos entre tuberías 14
5.7 Cobertura sobre tuberías 14
5.8 Ubicación de las alcantarillas 14
5.9 Secciones especiales de alcantarillas 14
5.10 Sifones invertidos 15
5.11 Conexiones domiciliares 15
Fig. V-1 Plano de planta típica de un sistema de alcantarillado sanitario 17
Fig. V-2 Plano constructivo típico de planta perfil 18
Fig. V-3 Localización de tuberías de alcantarillado sanitario 19
Fig. V-4 Localización de tuberías de alcantarillado sanitario 20
Fig. V-5 Detalles de zanja 21
Fig. V-6 Cruce de tubería de agua potable y alcantarillado sanitario 22
Fig. V-7 Representación esquemática de un sifón invertido 23
Fig. V-8 Conexiones domiciliares 24
Fig. V-9 Detalles de conexiones domiciliares 25
Fig. V-10 Detalle de conexión intradomiciliar a caja de registro alcantarillado sanitario simplificado 26

VI POZOS DE VISITA SANITARIOS (PVS) 27
6.1 Ubicación 27
6.2 Distancia máxima entre pozos 27
6.3 Características del pozo de visita 27
Fig. VI-1 Pozo de visita (PVS) alcantarillas de 600 mm de diámetro y menores 29
Fig. VI-2 Plantas de fondo y tapa de PVS 30
Fig. VI-3 Detalles PVS con caída 31
Fig. VI-4 Detalle de tapa de concreto 31
Fig. VI-5 Pozo de visita típico para alcantarillas con diámetros mayores de 750 mm 32
Fig. VI-6 Detalle de dispositivo de visita cilíndrico (DVC) 32
Fig. VI-7 Caja de registro para servidumbre de pase y andenes 33
Fig. VI-8 Terminal de limpieza 33

VII ESTACIONES DE BOMBEO 34
7.1 Consideraciones generales 34
7.2 Características fundamentales 34
7.3 Estudios básicos 35
7.4 Tipos de estaciones 35
7.5 Estructuras 36
7.6 Equipos de bombeo 36
7.7 Protección contra obstrucciones 37

7.8 Diámetros 37
7.9 Cebado 37
7.10 Controles de operación 37
7.11 Desagües 38
7.12 Válvulas 38
7.13 Pozos de succión 38
7.14 Ventilación 38
7.15 Medida de la descarga 39
7.16 Conexiones cruzadas 39
7.17 Suministro de energía 39
7.18 Tuberías de impulsión 39
7.19 Diseño arquitectónico 41
7.20 Manual de operación y equipo 41
7.21 Diseño estructural 41
Fig. VII-1 Bomba vertical de flujo radial 43
Fig. VII-2 Bomba centrífuga vertical de flujo mixto 43
Fig. VII-3 Bomba centrífuga de flujo axial 43
Fig. VII-4 Sección transversal de una bomba de tornillo típica 44
Fig. VII-5 Eyector neumático y conjunto asociado 44
Fig. VII-6 Bomba de emulsión por aire (air-ift) típica 45
Fig. VII-7 Estación de bombeo convencional típica de aguas residuales 46
Fig. VII-8 Estación de bombeo con bombas sumergibles 48
Fig. VII-9 Estación de bombeo convencional típica de gran tamaño 50

VIII CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES 51
8.1 Generalidades 51
8.2 Caracterización de aguas residuales 51
8.3 Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual 52
8.4 Características más importantes de algunas aguas residuales 53

IX PROCESOS DE TRATAMIENTO PRELIMINAR DE AGUAS RESIDUALES 57
9.1 Generalidades 57
9.2 Rejillas 57
9.2.1 Pérdidas en rejillas 58
9.3 Tamices 58
9.4 Trituradores y rasgadores 58
9.5 Desarenadores 59
9.6 Trampas para grasas y aceites 60
9.7 Tanques de preaireación y floculación 61
Fig. IX-1 Rejilla de limpieza manual 63
Fig. IX-2 Cámara de rejillas 63
Fig. IX-3 Rejas de barras de limpieza mecánica 63
Fig. IX-4 Elementos de desbaste y limpieza típicos empleados en el tratamiento de aguas residuales 64
Fig. IX-5 Criba cortadora o desmenuzadora 64
Fig. IX-6 Desarenadores de flujo horizontal seguidos de un medidor Parshall 65
Fig. IX-7 Sección transversal de desarenador aireado 65

Fig. IX-8 Separador de grasas 66
Fig. IX-9 Esquema de una trampa para grasas 66

X DISPOSITIVOS PARA MEDICIÓN DE CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES 67
10.1 Generalidades 67
10.2 Medidor proporcional 67
10.3 Medidor Parshall 68
10.4 Vertederos rectangular y triangular 69
10.5 Medidor Palmer-Bowlos 70
Fig. X-1 Vertedero proporcional 71
Fig. X-2 Medidor Parshall 71
Fig. X-3 Vertedero rectangular de pared delgada 72
Fig. X-4 Vertedero triangular con $\theta = 90^{o}$ 72
Fig. X-5 Instalación de un canal de aforo Palmer-Bowlus en un pozo de registro 73

XI PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES 74
11.1 Generalidades 74
11.2 Sedimentación 74
11.2.1 Introducción 74
11.2.2 Tanques de sedimentación primaria 75
11.3 Tanque séptico-Filtro anaeróbico de flujo ascendente 76
11.4 Tanque Imhoff 78
11.5 Filtros intermitentes de arena 79
11.6 Humedales 80
11.7 Tratamiento con jacintos 84
11.8 Sistemas de tratamiento sobre el suelo 86
11.9 Lodos activados 101
11.9.1 Generalidades 101
11.9.2 Consideraciones en el diseño 103
11.9.3 Metodología de diseño 105
11.9.4 Tanque de aireación 108
11.9.5 Equipo de retorno de lodos 109
11.9.6 Bombas para el retorno de lodos 109
11.9.7 Tuberías de retorno de lodos 110
11.9.8 Operación y mantenimiento 110
11.9.9 Sistemas de aireación 110
11.9.10 Sedimentador secundario 112
11.10 Filtros percoladores 115
11.10.1 Generalidades 115
11.10.2 Geometría 115
11.10.3 Medios de soporte 115
11.10.4 Profundidad del filtro 116
11.10.5 Tipos de filtro 116
11.10.6 Tasa de carga orgánica volumétrica 117
11.10.7 Tasa de carga hidráulica 117
11.10.8 Recirculación 117

11.10.9 Ventilación 118
11.10.10 Distribución de caudal 119
11.10.11 Sistemas de desagües inferiores 120
11.10.12 Metodología de diseño 120
11.11 Tratamientos anaerobios 120
11.11.1 Generalidades 120
11.11.2 Diagramas de flujo 121
11.11.3 Tipos 123
11.11.4 Manejo de gases 123
11.11.4.1 Producción de gases 124
11.11.4.2 Tratamiento de gases 124
11.11.4.3 Combustión del biogas 124
11.11.5 Control de olores 125
11.11.6 Reactores UASB 125
11.11.6.1 Tiempo de retención hidráulica 125
11.11.6.2 Altura de reactor 127
11.11.6.3 Separador gas-sólido-líquido 127
11.11.6.4 Distribución de caudales 128
11.11.6.5 Modularidad 129
11.11.6.6 Metodología de cálculo 129
11.11.6.7 Control de olores 130
11.11.6.8 Trampas de grasas 130
11.11.6.9 Arranque 130
11.11.6.10 Sedimentador secundario 130
11.11.7 Reactores RAP 130
11.11.7.1 Tiempo de retención hidráulica 131
11.11.7.2 Velocidades en la cámara 131
11.11.7.3 Medio separador de gases 131
11.11.7.4 Metodología de cálculo 131
11.11.8 Filtros anaerobios 132
11.11.8.1 Tiempo de retención hidráulica 132
11.11.8.2 Proporciones geométricas 132
11.11.8.3 Medio soporte 133
11.12 Lagunas de estabilización 133
11.12.1 Generalidades 133
11.12.2 Tipos de lagunas 133
11.12.3 Localización de lagunas 134
11.12.4 Diagrama de flujo 134
11.12.5 Lagunas anaeróbicas 134
11.12.5.1 Carga orgánica superficial 135
11.12.5.2 Carga orgánica volumétrica 135
11.12.5.3 Tiempo de retención hidráulica 135
11.12.5.4 Profundidad 136
11.12.5.5 Acumulación de lodos 136
11.12.5.6 Remoción de coliformes 136
11.12.5.7 Consideraciones hidráulicas 136
11.12.6 Lagunas aireadas 137

11.12.6.1 Tipos de lagunas aireadas 137
11.12.6.2 Metodología de cálculo 138
11.12.7 Lagunas facultativas 140
11.12.7.1 Carga orgánica superficial 140
11.12.7.2 Período de retención 140
11.12.7.3 Profundidad 140
11.12.7.4 Metodología de cálculo 141
11.12.7.5 Consideraciones hidráulicas 141
11.12.8 Lagunas de maduración 142
11.12.8.1 Período de retención 142
11.12.8.2 Carga superficial 142
11.12.8.3 Profundidad 142
11.12.8.4 Reducción de bacterias 142
11.12.8.5 Coeficiente de mortalidad 142
11.12.8.6 Consideraciones hidráulicas 143
11.13 Zanjas de oxidación 143
Fig. XI-1 Tanque rectangular de sedimentación primaria 144
Fig. XI-2 Tanques circulares de sedimentación primaria 145
Fig. XI-3 Tanque séptico con filtro anaeróbico de flujo ascendente 146
Fig. XI-4 Tanque Imhoff 147
Fig. XI-5 Filtro intermitente de arena 147
Fig. XI-6 Esquema de humedales artificiales 148
Fig. XI-7 Métodos de distribución del agua en humedales 148
Fig. XI-8 Humedales de flujo subsuperficial 149
Fig. XI-9 Tratamiento con jacinto 149
Fig. XI-10 Aplicación de aguas residuales sobre el suelo 150
Fig. XI-11 Métodos de aplicación sobre el suelo 150
Fig. XI-12 Esquema del proceso de flujo sobre el suelo 151
Fig. XI-13 Diagrama para la clasificación de las aguas para riego 152
Fig. XI-14 Diagrama de lodos activados 153
Fig. XI-15 Sección transversal de un tanque de aireación típico de lodos activados 154
Fig. XI-16 Difusores 155
Fig. XI-17 Tanques de sedimentación secundarios circulares para la extracción rápida de fango 156
Fig. XI-18 Tanques de sedimentación secundarios rectangulares típicos 157
Fig. XI-19 Sedimentadores de bandeja 158
Fig. XI-20 Esquema y detalles de un filtro percolado típico 159
Fig. XI-21 Diagrama de flujo de tratamiento anaerobio 160
Fig. XI-22 Diagrama de flujo típico de tratamientos anaerobios con reactores UASB y lagunas facultativas 160
Fig. XI-23 Diagramas de flujo de lagunas de estabilización 161
Fig. XI-24 Esquema de lagunas de estabilización 162
Fig. XI-25 Ejemplo de una laguna aireada 163
Fig. XI-26 Distribución de aireadores en cuanto al sentido de la rotación 163
Fig. XI-27 Aireadores instalados en estructura fija 163
Fig. XI-28 Esquema de aireación flotante 164

Fig. XI-29 Planta de tratamiento con zanja de oxidación 164

XII DESINFECCIÓN 165
12.1 Generalidades 165
12.2 Información requerida 165
12.3 Cloración 165

XIII MANEJO, TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS 167
13.1 Generalidades 167
13.2 Caracterización 167
13.3 Flujo de lodos 171
13.3.1 Aplicación de las bombas para los diferentes tipos de lodos 172
13.3.2 Determinación de la pérdida de carga 173
13.3.3 Conducción para lodos 174
13.4 Producción de lodos 175
13.5 Métodos de tratamiento de lodos 176
13.5.1 Generalidades 176
13.5.2 Espesamiento de lodos de aguas residuales 177
13.5.2.1 Espesamiento por gravedad 178
13.5.2.2 Espesamiento por flotación 179
13.5.2.3 Espesamiento por centrifugación 180
13.5.2.4 Espesamiento por filtros de banda por gravedad 180
13.5.2.5 Espesamiento por tambor rotativo 180
13.5.3 Estabilización de lodos 181
13.5.3.1 Estabilización con cal 181
13.5.4 Digestión anaerobia de lodos de aguas residuales 182
13.5.4.1 Diseño del proceso 183
13.5.4.2 Configuración de los digestores anaeróbicos 186
13.5.4.3 Mezclado del digestor 186
13.5.5 Digestión aerobia de lodos de aguas residuales 187
13.5.5.1 Volumen del digestor aerobio 187
13.5.5.2 Parámetros de diseño de digestores aerobios 188
13.6 Compostaje de lodos 188
13.6.1 Pila estática aireada 189
13.6.2 Pilas volteadas 189
13.6.3 Sistemas mecánicos cerrados 189
13.6.4 Consideraciones de diseño 190
13.7 Acondicionamiento de lodos 191
13.7.1 Ensayos de acondicionamiento de lodos 192
13.7.2 Acondicionamiento químico inorgánico 193
13.7.3 Acondicionamiento químico orgánico 193
13.7.4 Acondicionamiento térmico 193
13.7.5 Acondicionamiento por elutriación 194
13.7.6 Acondicionamiento por permanganato de potasio 194
13.8 Secado de lodos 194
13.8.1 Filtración al vacío 194
13.8.2 Centrifugación 195

13.8.3 Filtros banda 196
13.8.4 Filtros prensa de placas 196
13.8.5 Lechos (Eras) de secado 197
13.8.6 Lagunas de secado (lagunaje) 198
13.8.7 Incineración de lodos 198
13.9 Disposición de lodos 199
13.9.1 Disposición de lodos sobre el suelo 199
13.9.2 Vertederos 208
13.9.3 Lagunaje 208
13.10 Disposición en relleno (sanitario) de lodos 209
Fig. XIII-1 Procesos de tratamiento de lodos 215
Fig. XIII-2 Diagrama de flujo típico de tratamiento de lodos 215
Fig. XIII-3 Bombas típicas para lodos y espumas más utilizadas en plantas de tratamiento de aguas 216
Fig. XIII-4 Espesador por gravedad 217
Fig. XIII-5 Esquema de un espesador con aire disuelto 217
Fig. XIII-6 Esquema de las centrífugas de tazón sólido 218
Fig. XIII-7 Esquema de un filtro prensa de banda 218
Fig. XIII-8 Sistema típico de post-tratamiento con cal 219
Fig. XIII-9 Sistema de digestión anaerobia 219
Fig. XIII-10 Digestores anaerobios 220
Fig. XIII-11 Sección transversal de un digestor anaerobio típico convencional 220
Fig. XIII-12 Aparato para ensayo de resistencia específica a presión alta 221
Fig. XIII-13 Aparato de laboratorio para determinar resistencia específica 221
Fig. XIII-14 Esquema de un sistema típico de dosificación de un polímero seco 221
Fig. XIII-15 Digestor aerobio circular típico 222
Fig. XIII-16 Gráfica de reducción de sólidos volátiles en un digestor aerobio en función de la temperatura del líquido y de la edad de los lodos 222
Fig. XIII-17 Esquema de un filtro al vacío 223
Fig. XIII-18 Vista en corte de un filtro al vacío rotatorio tipo banda de tela 223
Fig. XIII-19 Vista en corte de un filtro al vacío tipo banda de resorte en espiral 224
Fig. XIII-20 Proceso de filtración al vacío 224
Fig. XIII-21 Filtro prensa de placas de volumen fijo 225
Fig. XIII-22 Diagrama de flujo del compostaje 226
Fig. XIII-23 Compostaje de lodos en pila estática aireada 226
Fig. XIII-24 Dimensiones típicas de pilas de compostaje 227
Fig. XIII-25 Ejemplos de reactores cerrados de compostaje de lodos de flujo en pistón 228
Fig. XIII-26 Ejemplos de unidades de compostaje cerradas de mezcla dinámica 228
Fig. XIII-27 Incinerador de pisos múltiples 229
Fig. XIII-28 Corte de un incinerador de lecho fluidizado 229
Fig. XIII-29 Era de secado de lodos típica 230
Fig. XIII-30 Era de secado pavimentada típica 230
Fig. XIII-31 Sistemas de aplicación de lodo líquido sobre el suelo 231

Fig. XIII-32 Sistemas de aplicación de lodo desaguado sobre el suelo 231
Fig. XIII-33 Corte típico de un relleno de zanja angosta 232
Fig. XIII-34 Cortes típicos de un relleno de zanja ancha 232
Fig. XIII-35 Corte típico de un relleno de área en montículo 233
Fig. XIII-36 Corte típico de un relleno de área en capas 233
Fig. XIII-37 Corte típico de un relleno con diques de contención 233
Fig. XIII-38 Relleno con tapa típica, doble revestimiento y sistema de recolección de lixiviados 234
Fig. XIII-39 Sistema de recolección de lixiviados 235
Fig. XIII-40 Sistema de recolección de gas 235
Fig. XIII-41 Sistema típico de ventilación de gas 236

XIV EMISARIOS SUBMARINOS 237
14.1 Generalidades 237
14.2 Estudios previos 237
14.3 Mediciones necesarias 237
14.4 Programa de muestreo de calidad del agua 238
14.5 Estudios necesarios 239
14.6 Diseño 239
Fig. XIV-1 Muestra de descarga marina con difusores en ramales 240
Fig. XIV-2 Difusor típico de un emisario fluvial 240
BIBLIOGRAFÍA 241

INTRODUCCION

Para el diseño de un Sistema de Alcantarillado Sanitario y Tratamiento de Aguas Residuales, se requiere de una serie de criterios que sirvan de guía al Diseñador, para obtener como resultado un proyecto sin complejidades, a un costo razonable y fácil de operar y conservar.

Antes del año 1976 no existía en el país ninguna Guía nacional para el diseño de estos sistemas, por lo que los Diseñadores aplicaban criterios Norteamericanos, dando como resultado en muchas ocasiones estructuras mayores que las técnicamente necesarias.

En el año 1976 el Departamento Nacional de Acueductos y Alcantarillado (DENACAL) elaboró unas **"Especificaciones Técnicas de Acueductos y Alcantarillado Sanitario"**, las cuales en el Capítulo III exponen los criterios de diseño de Alcantarillados Sanitario, no incluyendo Sistemas de Tratamiento. Estas especificaciones han sido utilizadas por muchos Diseñadores nacionales hasta el presente.

Las presentes Guías elaboradas por el Instituto Nicaragüense de Acueductos y Alcantarillados (INAA), Ente Regulador, comprenden además de los criterios para el diseño de Alcantarillados Sanitarios, los utilizados para proyectar la mayoría de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales que se pueden aplicar en el país, sin incluir aquellos Sistemas más complejos que quizás más tarde se puedan utilizar en el medio nicaragüense, para lo cual deberán elaborarse las respectivas Guías en un futuro.

El diseñador podrá utilizar cualquier otro sistema de tratamiento de aguas residuales, no incluido en el presente documento, siempre que lo justifique técnicamente y que sus costos de inversión y de operación & mantenimiento estén de acuerdo a las condiciones socioeconómicas.

Cualquiera que sea el sistema de tratamiento aplicado a las aguas residuales, la descarga final deberá cumplir, con la calidad de vertidos establecida por MARENA en el Decreto Nº 33-95 y las Normas Ambientales vigentes.

En la elaboración del presente documento se utilizó información recopilada de varios textos clásicos de la materia, Normas Técnicas de algunos países latinoamericanos y la documentación existente en el país.

Las presentes Guías, se deberán ir adaptando a los cambios y avances tecnológicos; por lo tanto es tarea del INAA revisarlas periódicamente, para que se adecúen a los cambios y avances antes citados.

Se espera que el esfuerzo realizado por INAA en la preparación de estas Guías, sea recompensado con el uso de las mismas, por parte de los Diseñadores dedicados a esta rama de la Ingeniería Civil.

CAPÍTULO I
ESTUDIOS BÁSICOS

1.1 Generalidades.

Antes de iniciar el diseño de un sistema de alcantarillado, el proyectista deberá tener un buen conocimiento del área donde se pretende implantar el sistema, por consiguiente es necesario proceder con una investigación, de todas las condiciones que puedan significar aporte de datos para un diseño equilibrado, de costo razonable y capaz de llenar las necesidades bases de la obra que se desea construir.

Los estudios básicos deberán incluir los siguientes: Geológicos, geotécnicos, sanitarios, hidrológicos, obras existentes, topográficos y misceláneos.

1.2 Estudios geológicos.

Estos estudios comprenderán básicamente: Ubicación de fallas geológicas. Situación y clase de canteras, minas de arena y arcilla; deben analizarse muestras de las últimas para fijar posteriormente la calidad de los materiales. Características geológicas de las capas superficiales mediante perforaciones con el objeto de determinar costos de movimiento de tierra.

1.3 Estudios geotécnicos.

Estos estudios deberán incluir la determinación de las siguientes características de los suelos: Tipo de suelo, granulometría, módulo de elasticidad, valor soporte, límites de Atterberg, ángulo de fricción interna, cohesión y peso específico.

1.4 Estudios sanitarios.

Debe realizarse un reconocimiento sanitario del lugar, incluyendo las cuencas hidrográficas de los cursos de agua incluidos entre los preseleccionados a recibir las descargas de aguas residuales.

A los cursos de agua, se les deberá determinar, oxigeno disuelto, constante de reaireación y desoxigenación, para verificar si son capaces de soportar las demandas bioquímicas de oxígeno de las aguas usadas. Cantidad y resistencia de las aguas residuales municipales a ser transportadas.

1.5 Estudios hidrológicos.

Estos deberán comprender un estudio de los caudales máximos y mínimos de los cursos de agua mencionados anteriormente. Recopilación de aforos, si existen, o determinación de gasto mínimo en épocas de sequía. En caso de existir estaciones hidrológicas cercanas, obtener hojas pluviográficas, datos de evaporación, temperatura, humedad relativa del aire, velocidad y dirección de los vientos, etc. En caso contrario, será conveniente determinar algunos valores

guías para comparaciones posteriores con sitios cercanos ya estudiados. En los ríos es muy importante incluir perfiles transversales en los sitios de descarga del agua residual. En los lagos determinar la profundidad, corrientes y oleaje, etc. Si hay pozos, determinarles: diámetro, caudal, niveles estático y de bombeo, pendiente del acuífero alimentador; peligros de contaminación de esas aguas, efectuando un estudio geológico complementario de las formaciones adyacentes: tipo de formación, fallas, etc.

1.6 **Estudio de obras existentes.**

Se deberá determinar mediante sondeos la localización horizontal, profundidad y diámetro de tuberías existente de agua potable y drenaje de aguas pluviales, si las hubiere; así como las instalaciones telefónicas o cualquier otro servicio existente, con el propósito de evitar interferencias o daños, causados por la instalación del alcantarillado sanitario.

En el caso de que exista alcantarillado sanitario, investigar las condiciones físicas en que se encuentran las tuberías y su capacidad hidráulica para comprobar si pueden ser utilizadas, verificar el número de conexiones de aguas pluviales de las viviendas a las recolectoras y número de conexiones domiciliares en mal estado.

1.7 **Estudios topográficos.**

Una vez reconocida el área perimetral de la población y preseleccionados los sitios convenientes para estaciones de bombeo, planta de tratamiento y lugar para descarga de las aguas residuales, se procederá a efectuar los levantamientos topográficos de conjunto. Básicamente, estos levantamientos deben dar una perfecta idea de conjunto y tener detalles suficientes para una ejecución posterior bien ubicada.

El proyectista deberá utilizar como punto de partida de cualquier levantamiento topográfico a realizar, la Red Geodésica Nacional, tanto en el levantamiento planimétrico como altimétrico y deberá cumplir con las recomendaciones que al respecto indique el INETER. El levantamiento topográfico se deberá amarrar a la Red Geodésica Nacional de por lo menos dos puntos o mojones aprobados por INETER, convenientemente referenciados y protegidos de tal manera que pueda reconstruirse a partir de ellos el levantamiento de campo realizado, presentándose los resultados en coordenadas UTM (Control Geodésico de la Red Nacional).

Los levantamientos topográficos para realizar el diseño correspondiente deberán cumplir con los requisitos de precisión, cierre y metodología que se indican a continuación:

- El levantamiento altimétrico deberá referenciarse obligadamente a un BM Geodésico. Se harán estacionamientos no mayores de 20 m y se tomarán todos los accidentes que se presenten entre estos estacionamientos, tales como cauces, depresiones, cunetas, alcantarillas y otras tuberías existentes, etc.
- Se deberá conformar al menos una poligonal cerrada de manera que se logre comprobar el cierre.
- La precisión lineal no deberá ser menor de 1/3000. En el caso de poligonales cerradas el error angular **Ea** deberá ser igual o menor de $n^{½}$ siendo **n** el número de ángulos del polígono y **Ea** expresado en segundos sexagesimales.

- En lugares convenientemente ubicados que garanticen su conservación, se colocarán mojones que permitan el replanteo del polígono, éstos deberán colocarse antes del inicio de las mediciones y no se permitirá su colocación posterior al levantamiento. Los mojones consistirán en un cilindro de concreto simple de 0.10 m de diámetro y 0.80 m de largo con una varilla de acero de ¾" en el centro, sobre saliendo de la superficie del suelo 0.05 m.
- El error de cierre en nivelación **En** deberá ser igual o menor que $30(L)^{½}$ siendo L la longitud nivelada en km. y **En** expresado en mm.
- Las curvas de nivel tendrán un intervalo de 0.50 m a 1.00 m y en terreno accidentado el intervalo será mayor.
- A los predios para estaciones de bombeo, planta de tratamiento, etc, se les deberá efectuar, además de los levantamientos topográficos requeridos, una descripción detallada de los mismos.

1.8 **Estudios misceláneos.**

Estos comprenden la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en la investigación de cada uno de los numerales antes indicados. Estos datos comprenderán esencialmente:

1) **Climatología:** Su influencia en los consumos de agua de la localidad, temperatura, humedad relativa del aire, influencia de los vientos.
2) **Economía:** Posibilidades de desarrollo por influencias no ocurridas hasta el momento de estos estudios: nuevas vías de comunicación proyectadas o en ejecución; nuevas fuentes productivas de recursos naturales; establecimientos de industrias y aún el establecimiento del sistema de abastecimiento de agua y alcantarillado sanitario.
3) **Corrientes migratorias:** Estadísticas sobre emigración e inmigración en la región y su influencia en la población futura.
4) **Estadísticas vitales:** Indice de mortalidad y nacimientos.
5) **Condiciones de transporte y costo de vida:** Estos datos serán de gran utilidad en la elaboración de presupuestos y planes de ejecución de las obras.

1.9 **Planos.**

- Las dimensiones de las láminas deberán ser las siguientes: largo 0.90 m – ancho 0.60 m, dejándose un margen de 0.90 x 0.04 m en la parte inferior para colocar el rotulado e información que deberá llevar la lámina. En la parte superior se formará un marco 0.85 x 0.53 m donde se realizarán los dibujos. Las láminas deberán llevar dibujada la dirección Norte-Sur.
- Las escalas podrán ser las siguientes:
  Ubicación general, 1:5000
  Planta general, 1:1000
  Perfiles: Horizontal 1:1000 – Vertical 1:100 o bien Horizontal: 1:500 – Vertical: 1:50
  Detalles: 1:10, 1:20, 1:50, 1:100.

CAPÍTULO II
PROYECCIÓN DE POBLACIÓN

2.1 Consideraciones generales.

La determinación de la cantidad de aguas residuales a eliminar de una comunidad es fundamental para el proyecto de instalaciones de recolección, bombeo, tratamiento y evacuación y futuras extensiones del servicio. Por consiguiente es necesario predecir la población para un número de años, que será fijado por los períodos económicos del diseño.

2.2 Fuentes de información.

La información necesaria para seleccionar la tasa de crecimiento con la cual habrá de proyectarse la población de la localidad en estudio, podrá conseguirse en las Instituciones siguientes:

El Instituto Nicaragüense de Estadísticas y Censos (INEC), el cual maneja toda la información relacionada con las poblaciones del país. Allí se pueden encontrar los documentos de los últimos censos nacionales realizados en los años 1963, 1971 y 1995. El INEC además, puede facilitar las proyecciones de población de todas las localidades del país.

Información proveniente de Instituciones propias del lugar, tales como: Alcaldías, ENEL, ENACAL y el MINSA.

Se hará uso de los planes reguladores urbanísticos que se hayan desarrollado o se estén desarrollando por el Instituto Nicaragüense de la Vivienda Urbana y Rural (INVUR) y las Alcaldías.

Si fuera el caso de que no hubiera datos confiables sobre la población actual de la localidad en estudio, se podrán realizar censos y/o muestreos de la población bajo el asesoramiento del INEC. También se puede proyectar la población considerando el número de viviendas, lotes de saturación y número de habitantes por vivienda.

2.3 Métodos de cálculo.

A continuación se dan algunos métodos de cálculo, sin que ellos sean los únicos que se puedan aplicar. Cada Ingeniero Proyectista está en libertad de seleccionar la tasa de crecimiento y el método de proyección a ser usado, sustentando sus escogencias ante el organismo que apruebe el proyecto.

2.3.1 Método aritmético.

Este método se aplica a pequeñas comunidades en especial en el área rural y a ciudades con crecimiento muy estabilizado y que posean áreas de extensión futura casi nulas.

2.3.2 Tasa de crecimiento geométrico.

Este método es más aplicable a ciudades que no han alcanzado su desarrollo y que se mantienen creciendo a una tasa fija y es el de mayor uso en Nicaragua. Se recomienda usar las siguientes tasas en base al crecimiento histórico.

1) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano mayor de 4%.

2) Ninguna de las localidades tendrá una tasa de crecimiento urbano menor del 2.5%.

3) Si el promedio de la proyección de población por los dos métodos adoptados presenta una tasa de crecimiento:

   a) Mayor del 4%, la población se proyectará en base al 4%, de crecimiento anual.

   b) Menor del 2.5%, la proyección final se hará basada en una tasa de crecimiento del 2.5%.

   c) No menor del 2.5%, ni mayor del 4%, la proyección final se hará basada en el promedio obtenido.

2.3.3 **Tasa de crecimiento a porcentaje decreciente.**

Este método se aplicará a poblaciones que por las características ya conocidas se le note o constate una marcada tendencia a crecer a porcentaje decreciente.

2.3.4 **Método gráfico de tendencia.**

Consiste en dibujar en un sistema de coordenadas, teniendo por abscisas años y por ordenadas las poblaciones correspondientes a esos años, los datos extractados de censos pasados y prolongar la línea definida por esos puntos de poblaciones anteriores, siguiendo la tendencia general de esos crecimientos hasta el año para el cual se ha estimado necesario conocer la población futura.

2.3.5 **Método gráfico comparativo.**

Consiste en seleccionar varias poblaciones que hayan alcanzado en años anteriores la población actual de la localidad en estudio cuidando que ellas muestren características similares en su crecimiento. Se dibujan, a partir de la población actual, las curvas de crecimiento de esas poblaciones desde el momento en que alcanzaron esa población y luego se traza una curva promedio a la de esos crecimientos. Este método, en general, da resultados más ajustados a la realidad.

2.3.6 **Método por porcentaje de saturación.**

Con este método ("The Logistic Grid") se debe determinar la población de saturación para un lugar determinado, luego de conocer sus tasas de crecimiento para varios períodos de tiempo anteriores. Conociendo esa población de saturación, se determinan los porcentajes correspondientes de saturación, basado en las poblaciones de los censos anteriores.

Se construye luego sobre un papel especial de coordenadas "Logistic Grid", que tiene por abscisas los lapsos de tiempo en años y por ordenadas los tantos por cientos de saturación de la población para esos lapsos de tiempos anteriores. Se prolonga luego esa línea hasta el año para el cual se desea conocer la nueva población, determinando por intercepción, qué porcentaje de saturación habrá adquirido la población para ese año. Se multiplica ese porcentaje, expresado en decimal, por la población de saturación y se obtiene la población futura para el número de años en el futuro acordado en el diseño.

CAPÍTULO III
CANTIDADES DE AGUAS RESIDUALES

3.1 Generalidades.

El Sistema de Alcantarillado de Aguas Residuales está constituido por el conjunto de estructuras e instalaciones destinadas a recoger, evacuar, acondicionar y descargar las aguas usadas provenientes de un sistema de suministro de agua; así que los aportes de aguas que circulan por esas tuberías están casi en su totalidad constituidos por los consumos de aguas para fines domésticos, comerciales e industriales etc. Sin embargo se puede observar que no toda el agua abastecida por el acueducto vuelve, en forma de agua usada a la cloaca, debido a que una parte es descargada fuera del sistema de recolección.

En las tablas siguientes se muestran valores guías de dotación para diferentes usos y localidades del país. El proyectista deberá revisar las estadísticas operativas del sistema de agua potable de la localidad en estudio para determinar las dotaciones, justificando su selección.

3.2 Consumo doméstico.

3.2.1 ***Para la ciudad de Managua.*** Se deberán usar los valores mostrados en la Tabla 3-1 siguiente.

TABLA 3-1
DOTACIONES DE AGUA

Clasificación de barrios	Dotación L/hab/día
- Zonas de máxima densidad y de actividades mixtas	160
- Zonas de alta densidad	140
- Zonas de media densidad	340
- Zonas de baja densidad	568

3.2.1.1 ***Clasificación de los barrios.***

a. Zonas de máxima densidad y actividades mixtas.

Las viviendas avecinan talleres y pequeñas industrias en un tejido urbano heterogéneo. En términos de superficie, las viviendas ocupan un promedio del 65% del área total del terreno y todas están conectadas a la red de agua potable.

b. Zonas de alta densidad.

En los núcleos de viviendas de éstas zonas se encuentran construcciones de todo tipo, desde la más sencilla hasta casas de alto costo pero en lotes con dimensiones y áreas homogéneas (150 m^2 a 250 m^2). Casi todas las viviendas están conectadas a la red de agua potable.

c. Zonas de media densidad.

Se trata de viviendas de buen nivel de vida con áreas de lotes que varían entre los 500 m^2 y 700 m^2. Todas están conectadas a la red de agua potable.

d. Zonas de baja densidad.

Son áreas de desarrollo con viviendas de alto costo y de alto nivel de vida construidas en lotes con área mínimas de 1.000 m^2. Todos conectados a la red de agua potable.

3.2.2 ***Para las ciudades del resto del país.***

Se deberán usar las dotaciones señaladas en la Tabla 3-2.

TABLA 3-2
DOTACIONES DE AGUA

Rango de población	**Dotación** L/hab/día
0 - 5,000	100
5,000 - 10,000	105
10,000 - 15,000	110
15,000 - 20,000	120
20,000 - 30,000	130
30,000 - 50,000	155
50,000 - 100,000 y más	160

3.3 **Consumo comercial, industrial y público.**

3.3.1 ***Para la ciudad de Managua***.

Se deberán usar los valores mostrados en la Tabla 3-3.

TABLA 3-3

Consumo	**Dotación L/ha/día**
Comercial	25000
Público o institucional Industrial	De acuerdo a desarrollo de población

3.3.2 ***Para las ciudades y localidades del resto del país***.

Se deberán usar los porcentajes de acuerdo a la dotación doméstica diaria, ver Tabla 3-4, en casos especiales se estudiará específicamente en forma detallada.

TABLA 3-4

Consumo	Porcentaje
Comercial	7
Público o institucional	7
Industrial	2

3.4 **Gasto de infiltración (Qinf).**

Para tuberías con juntas de mortero se les deberá asignar un gasto de 10,000 L/ha/día.
Para tuberías con juntas flexibles se les deberá asignar un gasto de 5000 L/ha/día.
Para tuberías plásticas 2L/hora/100 m de tubería y por cada 25 mm de diámetro.

3.5 **Gasto medio (Qm).**

El gasto medio de aguas residuales domésticas se deberá estimar igual al 80% de la dotación del consumo de agua.

3.6 **Gasto mínimo de aguas residuales (Qmin).**

Para la verificación del gasto mínimo en las alcantarillas se deberá aplicar la siguiente relación:

$$Qmin = \frac{1}{5} Qm$$

3.7 **Gasto máximo de aguas residuales (Qmax).**

El gasto máximo de aguas residuales domésticas se deberá determinar utilizando el factor de relación de Harmon.

$$Q_{max} = \left[1 + \frac{14}{4 + P^{½}} \right] Q_m$$

Q_{max} = Gasto máximo de aguas residuales domésticas.

P = Población servida en miles de habitantes.

Q_m = Gasto medio de aguas residuales domésticas.

El factor de relación deberá tener un valor no menor de 1.80 ni mayor de 3.00

3.8 **Gasto de diseño (Qd).**

Si el área a servir tuviera más de uno de los usos antes señalados, los caudales de aguas residuales se deberán estimar como la suma de las contribuciones parciales por uso, debiéndose efectuar el diseño de los tramos de alcantarillado en base del aporte calculado para cada uso, y no usando el valor promedio por área unitaria.

El gasto de diseño hidráulico del sistema de alcantarillas se deberá calcular de la forma siguiente:

$$Q_d = Q_{max} + Q_{\inf} + Q_{com} + Q_{ind} + Q_{\text{int}}$$

Q_{com} = Gasto comercial
Q_{ind} = Gasto industrial
Q_{int} = Gasto institucional o público

CAPITULO IV

PERIODOS DE DISEÑO ECONOMICO PARA LAS ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS

4.1 Generalidades.

Cuando se trata de diseñar un sistema de alcantarillado sanitario, es obligatorio fijar la vida útil de todos los componentes del sistema; debe definirse hasta que punto estos componentes pueden satisfacer las necesidades futuras de la localidad; qué partes deben considerarse a construirse en forma inmediata y cuáles serán las previsiones que deben de tomarse en cuenta para incorporar nuevas construcciones al sistema. Para lograr esto en forma económica, es necesario fijar los períodos de diseño para cada componente del sistema.

El contenido de la tabla siguiente debe considerarse normativo para éstos aspectos.

TABLA 4-1

PERÍODO DE DISEÑO ECONÓMICO PARA LA ESTRUCTURAS DE LOS SISTEMAS

Tipo de estructuras	Características especiales	Período de diseño/años
Colectores principales Emisarios de descarga	Difíciles y costosos de agrandar	10 a 50
Tuberías secundarias hasta ϕ 375 mm		25 o más
Plantas de tratamiento de aguas servidas	Pueden desarrollarse por etapas. Deben considerarse las tasas de interés por los fondos a invertir.	10 a 25
Edificaciones y estructuras de concreto.		50
Equipos de bombeo:		
a) De gran tamaño		15 a 25
b) Normales		10 a 15

CAPITULO V

HIDRÁULICA DE LAS ALCANTARILLAS

5.1 Fórmula y coeficiente de rugosidad.

El cálculo hidráulico de las alcantarillas se deberá hacer en base al criterio de la tensión de arrastre y a la fórmula de Manning.

Se pueden usar diferentes clases de tuberías, las cuales se seleccionarán de acuerdo a las condiciones en que funcionará el sistema y a los costos de inversión y de Operación & Mantenimiento.

Generalmente las colectoras hasta 375 mm de diámetro son diseñadas para trabajar, como máximo, a la media sección, destinándose la mitad superior de los conductos a la ventilación del sistema y a las imprevisiones y oscilaciones excepcionales. Las colectoras mayores que reciben efluentes de redes relativamente extensas, que corresponden a mayor población tributaria, están sujetas a menores variaciones de caudal y por eso pueden ser dimensionadas para funcionar con tirantes de 0.70 a 0.80 del diámetro. La velocidad máxima de flujo deberá ser de 3 m/s.

En la Tabla siguiente se indican valores del coeficiente de rugosidad "n" de Manning, para las tuberías de uso más corriente.

Material	Coeficiente "n"	Material	Coeficiente "n"
Concreto	0.013	Hierro galvanizado (HºGº)	0.014
Polivinilo (PVC)	0.009	Hierro Fundido (HºFº)	0.012
Polietíleno (PE)	0.009	Fibra de vidrio	0.010
Asbesto-Cemento (AC)	0.010		

5.2 Diámetro mínimo.

El diámetro mínimo de las tuberías deberá ser de 150 mm.

5.3 Pendiente longitudinal mínima.

La pendiente longitudinal mínima deberá ser aquella que produzca una velocidad de auto lavado, la cual se podrá determinar aplicando el criterio de la Tensión de Arrastre, según la siguiente ecuación:

$$f = W\ R\ S$$

En la cual:

f = Tensión de arrastre en Pa

W = Peso específico del líquido en N/m^3

R = Radio hidráulico a gasto mínimo en m

S = Pendiente mínima en m/m

Se recomienda un valor mínimo de f = 1 Pa

5.4 **Pérdida de carga adicional.**

Para todo cambio de alineación sea horizontal o vertical se incluirá una pérdida de carga igual a $0.25\ (Vm)^2/2g$ entre la entrada y la salida del pozo de visita sanitario (PVS) correspondiente, no pudiendo ser en ninguno de los casos, menor de 3cm.

5.5 **Cambio de diámetro.**

El diámetro de cualquier tramo de tubería deberá ser igual o mayor, que el diámetro del tramo aguas arriba, por ningún motivo podrá ser menor. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, el diámetro de la tubería de salida deberá ser igual o mayor que el de la tubería de entrada de mayor diámetro.

En los cambios de diámetro, deberán coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de ambas tuberías. En el caso de que en un pozo de visita descarguen dos o más tuberías, deberán de coincidir los puntos correspondientes a los 8/10 de la profundidad de la tubería de entrada a nivel más bajo con el de la tubería de salida.

5.6 **Angulos entre tuberías.**

En todos los pozos de visita o cajas de registro, el ángulo formado por la tubería de entrada y la tubería de salida deberá tener un valor mínimo de 90º y máximo de 270º medido en sentido del movimiento de las agujas del reloj y partiendo de la tubería de entrada.

5.7 **Cobertura sobre tuberías.**

En el diseño se deberá mantener una cobertura mínima sobre la corona de la tubería en toda su longitud de acuerdo con su resistencia estructural y que facilite el drenaje de las viviendas hacia las recolectoras.

Si por salvar obstáculos o por circunstancias muy especiales se hace necesario colocar la tubería a pequeñas profundidades, la tubería será encajonada en concreto simple con un espesor mínimo de 0.15 m alrededor de la pared exterior del tubo.

5.8 **Ubicación de las alcantarillas.**

En las vías de circulación dirigidas de Este a Oeste, las tuberías se deberán ubicar al Norte de la línea central de la vía. En las vías de circulación dirigidas de Norte a Sur, las tuberías se deberán ubicar al Oeste de la línea central de la vía.

En caso de pistas de gran anchura se deberán colocar dos líneas, una en cada banda de la pista. Las alcantarillas deberán colocarse debajo de las tuberías de agua potable y con una separación mínima horizontal de 1.50 m.

5.9 **Secciones especiales de alcantarillas.**

Cuando sea imprescindible usar alcantarillas de sección diferente que la circular, se deberán diseñar también las transiciones necesarias.

5.10 **Sifones invertidos.**

Los sifones invertidos se utilizan para pasar por debajo de estructuras tales como conducciones, ferrocarriles subterráneos o bajo un curso de agua a través de un valle. Se deberán construir con tuberías de hierro dúctil, concreto reforzado u otro material resistente a las presiones que estarán sometidos.

Los parámetros de diseño serán los siguientes:

1. El diámetro mínimo, igual al mismo tamaño que el de las alcantarillas.
2. La velocidad deberá mantenerse entre 0.90 y 1.20 m/s.
3. Se deberán instalar más de una tubería, para mantener velocidades adecuadas en todo momento, disponiendo los tubos de tal manera, que éstos entren progresivamente en operación al aumentar el caudal de agua residual.
4. La pérdida de carga realmente necesaria en cualquier momento deberá ser igual a la pérdida por rozamiento más las pérdidas singulares.
5. El nivel de arranque de la cámara de registro a la salida del sifón deberá estar a una elevación por debajo, con relación a la rasante en la cámara de registro a la entrada del sifón, igual a las pérdidas de carga enunciadas en el numeral anterior.

5.11 **Conexiones domiciliares.**

Las tuberías que conectan las descargas de agua residual de las edificaciones, desde la caja de registro, hasta las tuberías recolectoras del alcantarillado sanitario, son denominadas conexiones domiciliares. Ellas deberán instalarse por debajo de las tuberías del acueducto, inclusive de las tuberías interdomiciliares. Su diámetro mínimo deberá ser de 100 mm, para viviendas unifamiliares. Para el caso de hoteles, hospitales, colegios, etc., su diámetro se podrá determinar considerando la cantidad de artefactos sanitarios y aplicando el método de Hunter para obtener el caudal de descarga. La pendiente mínima podrá estar entre 1 y 2% dependiendo de la profundidad de la recolectora. Cuando la recolectora se encuentre a gran profundidad se puede utilizar una tubería vertical envuelta en concreto, llamada chimenea, que termina a una profundidad adecuada por debajo de la superficie y la domiciliar de la edificación se conectará al ramal por la parte superior de la chimenea.

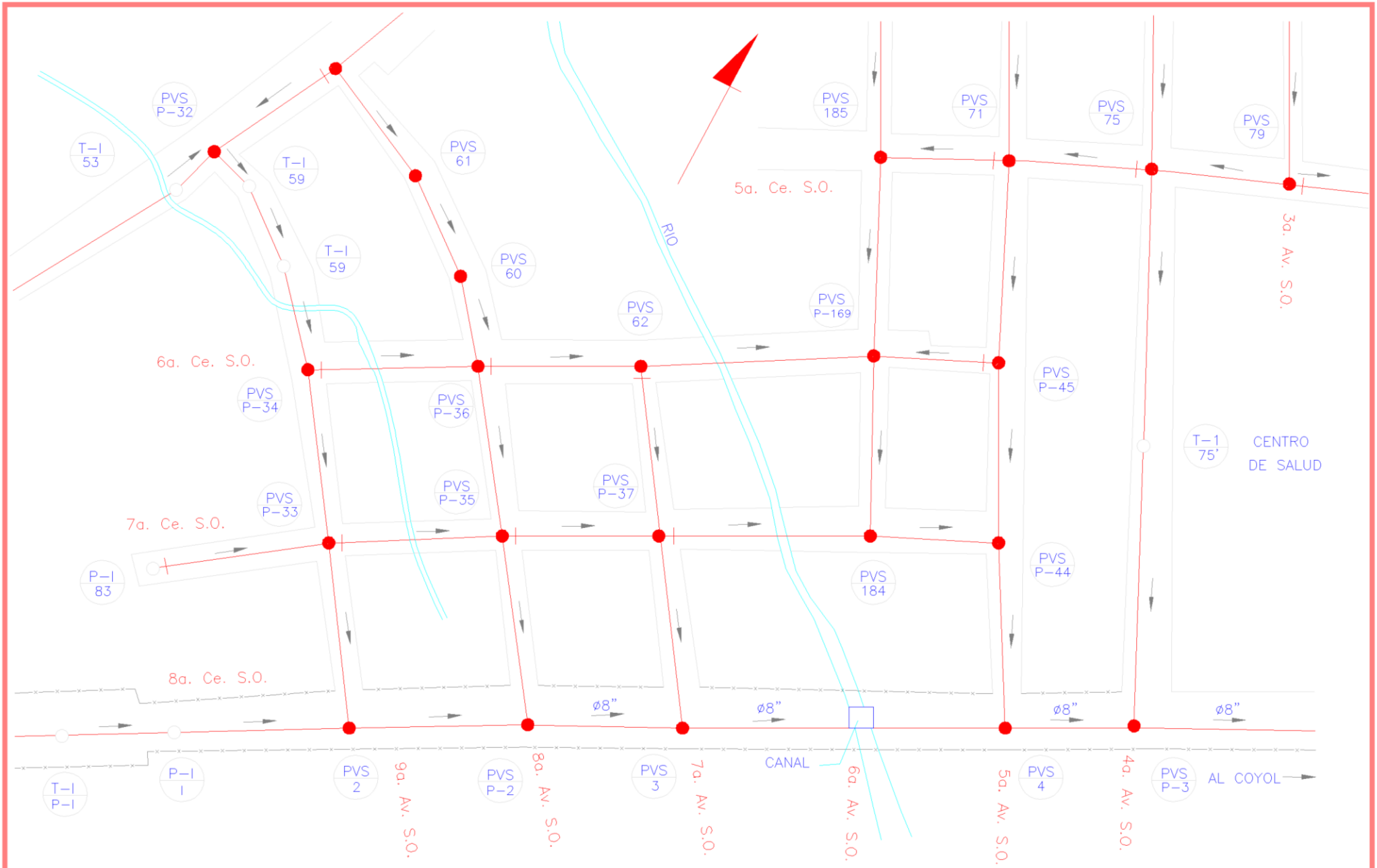
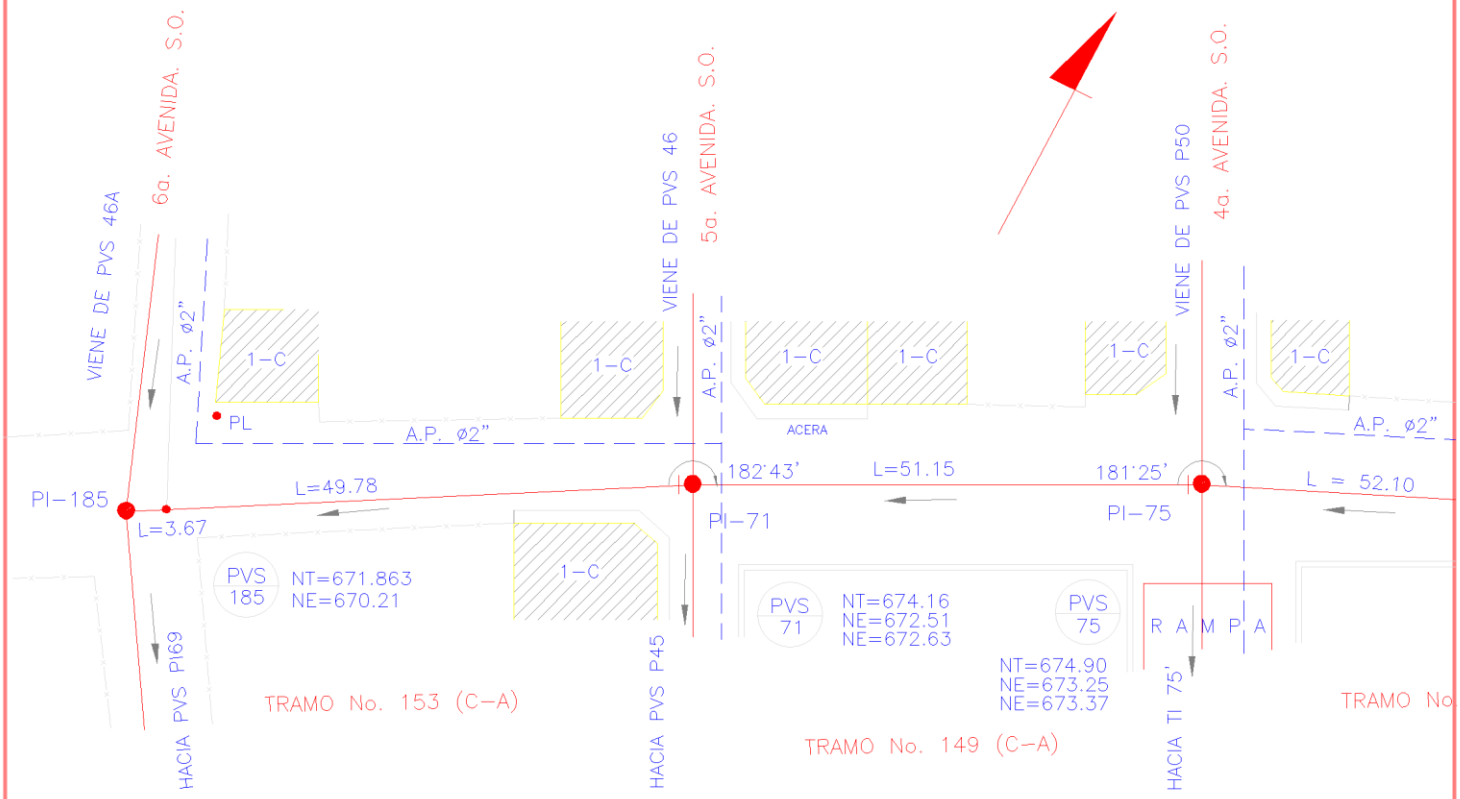
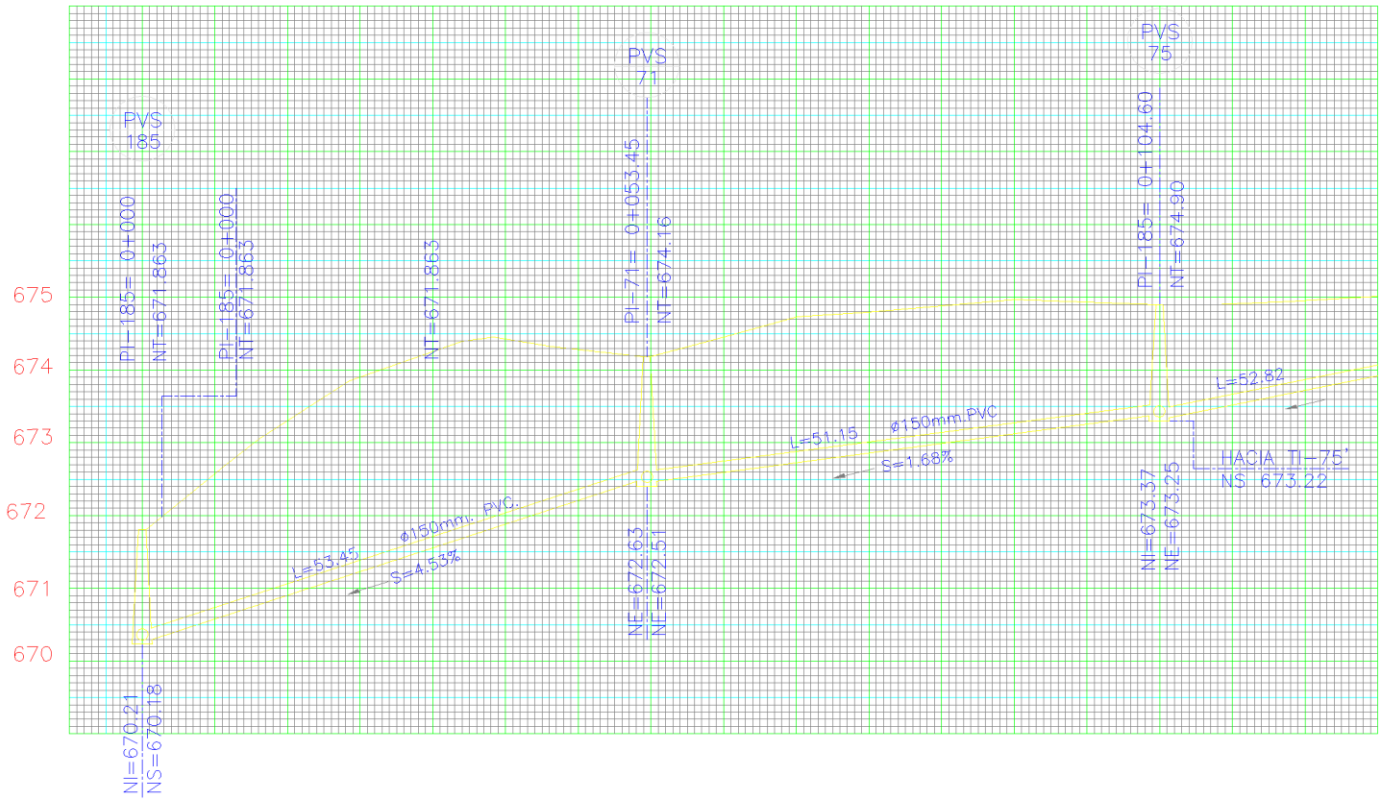


Fig. V–1

Plano de planta típica de un sistema de alcantarillado sanitario.

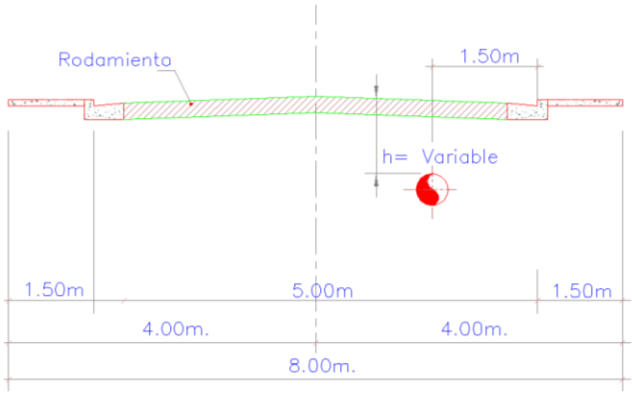


a.–Planta

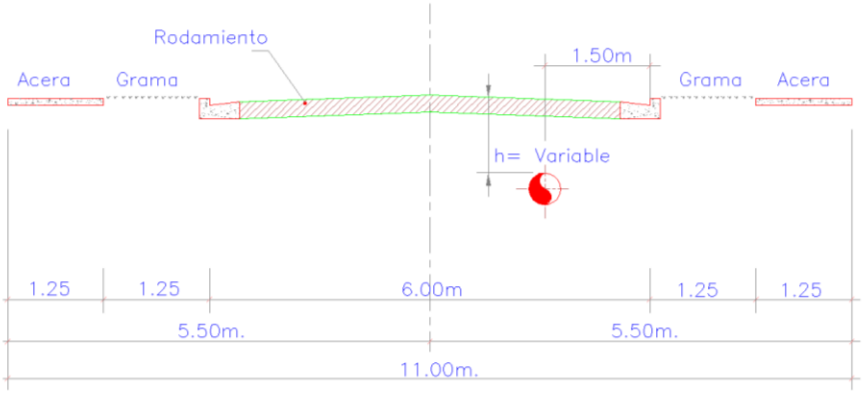


b.–Perfil longitudinal

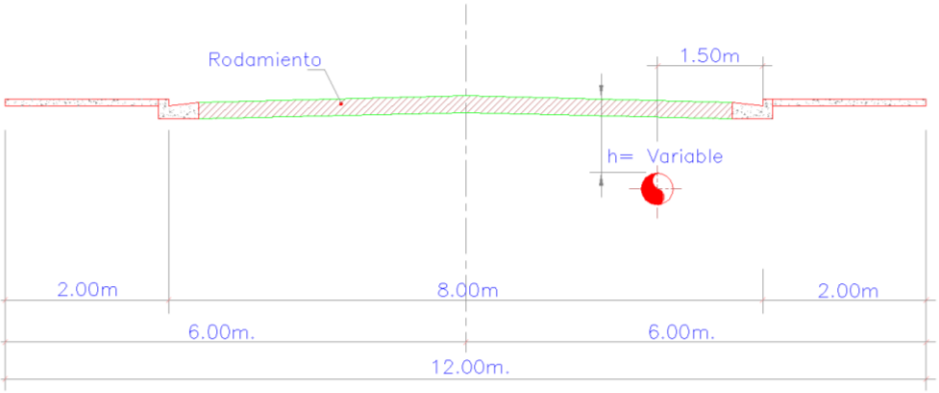
Fig. V–2
Plano constructivo típico de planta y perfil



a.– Ruta con derecho de vía de 8m.

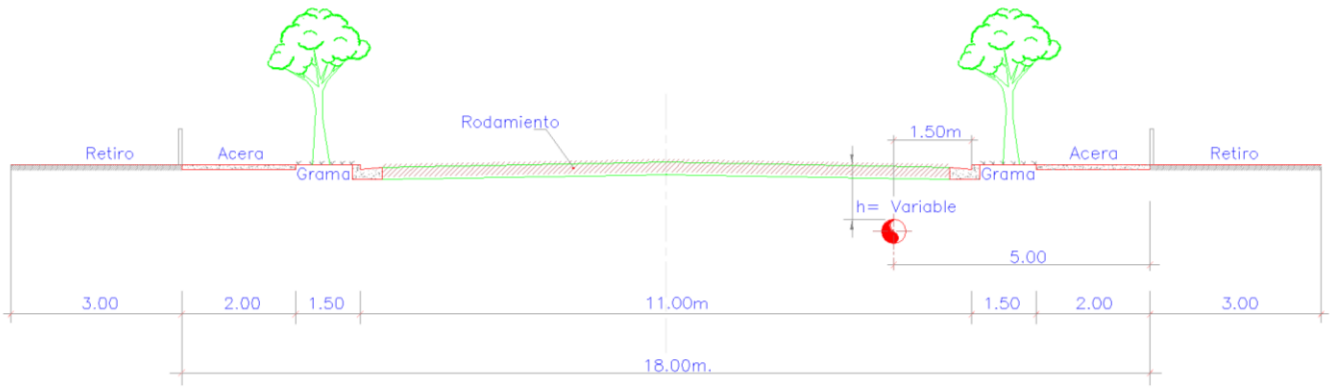


c.– Ruta con derecho de vía de 11m.

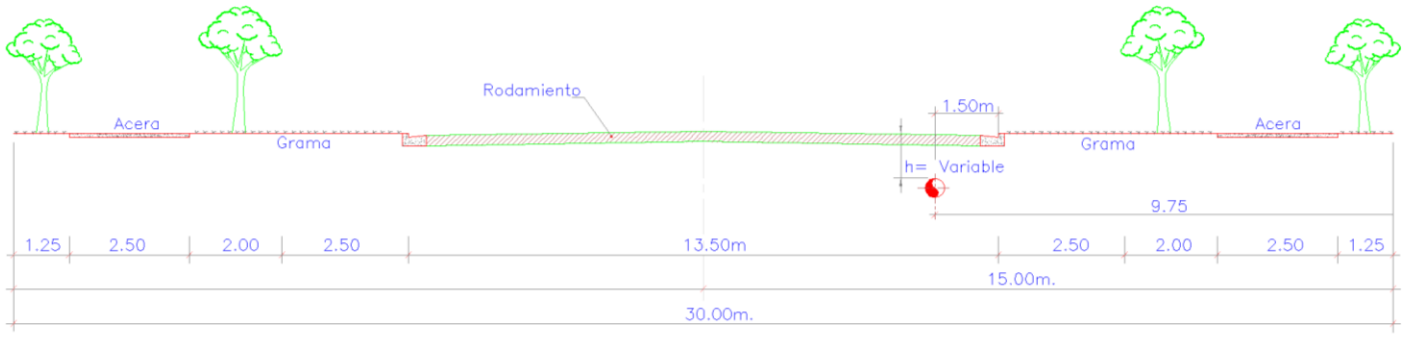


c.– Ruta con derecho de vía de 12m.

Fig. V–3
Localización de tuberías de alcantarillado sanitario.



c.– Ruta con derecho de vía de 18.00m.



c.– Ruta con derecho de vía de 30.00m.

Fig. V–4
Localización de tuberías de alcantarillado sanitario.

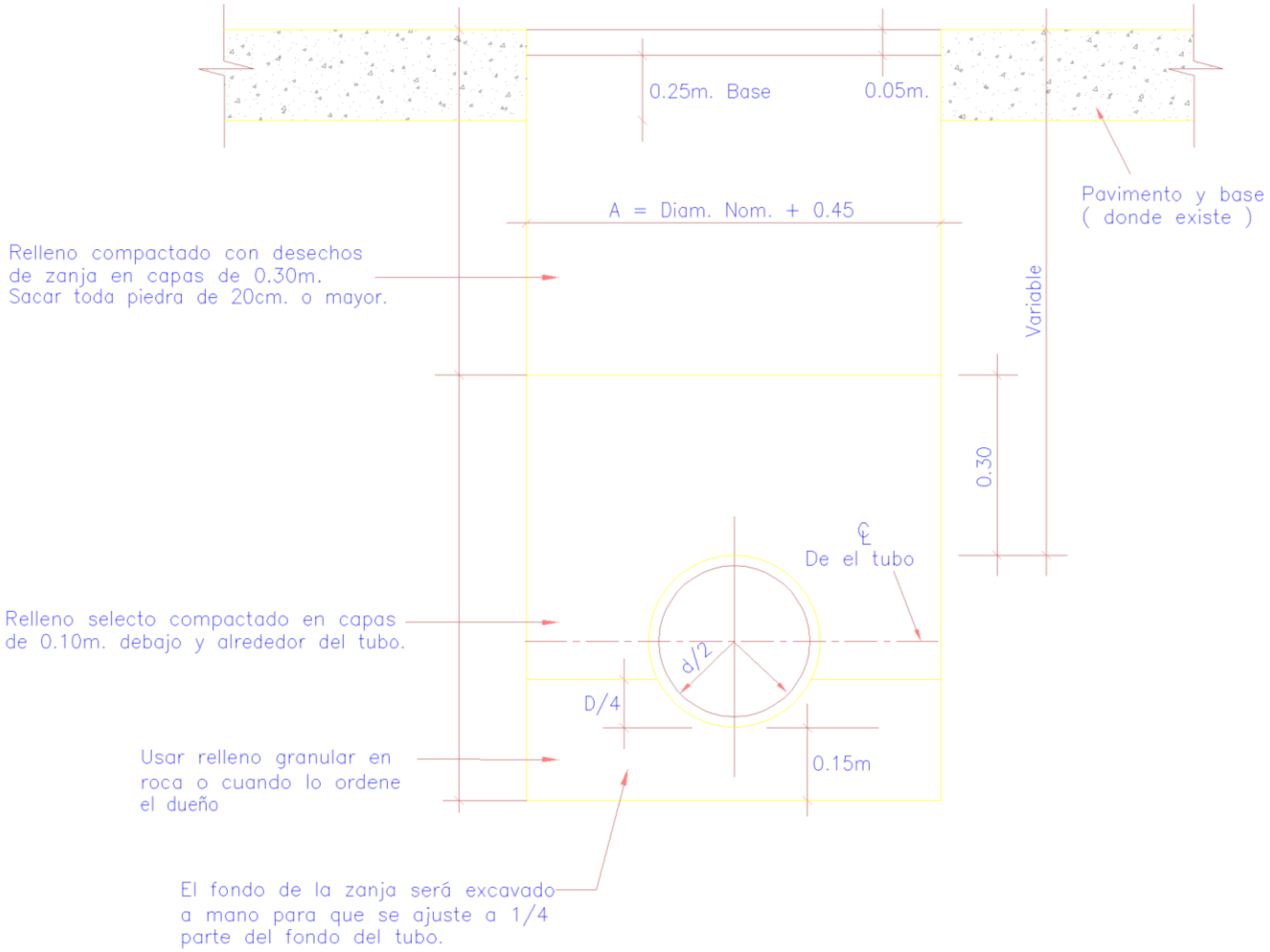
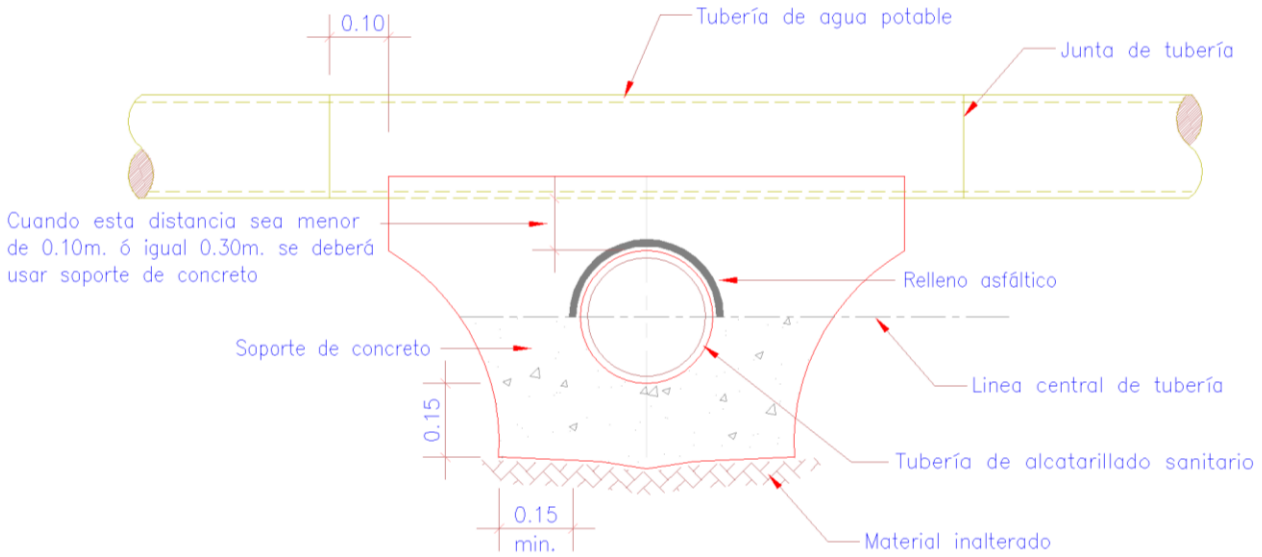


Fig. V–5
Detalles de zanja



Sección

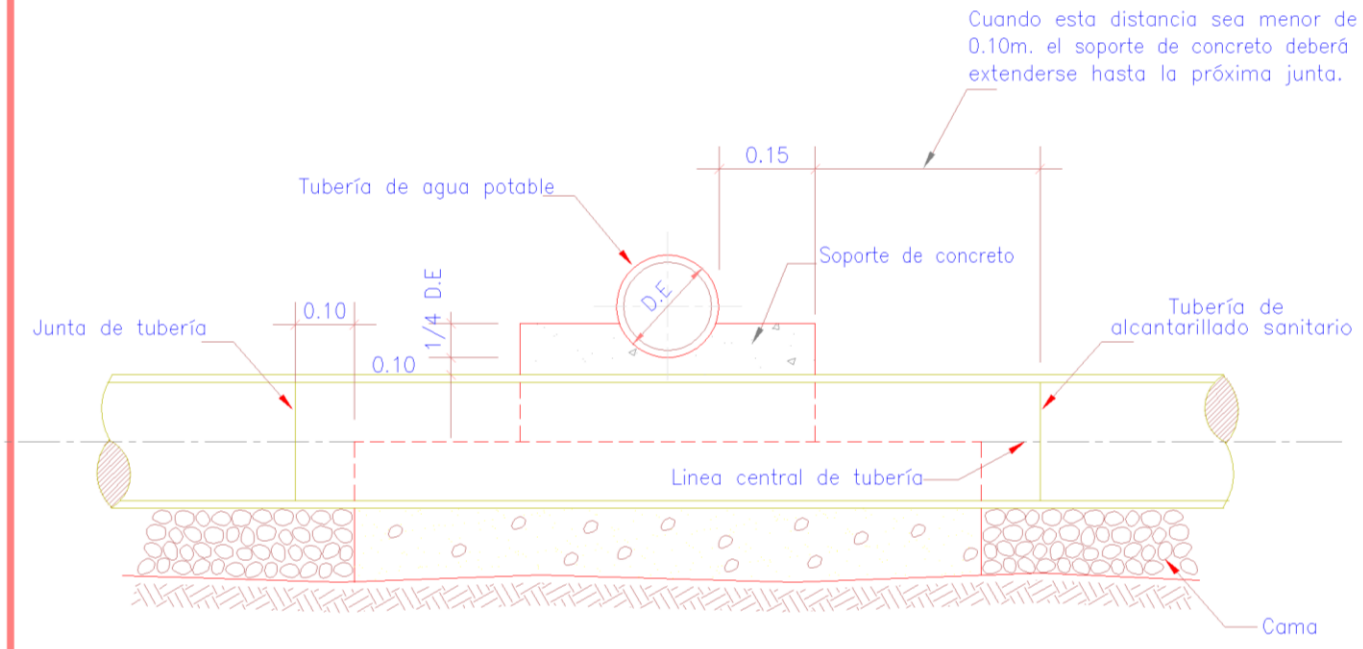
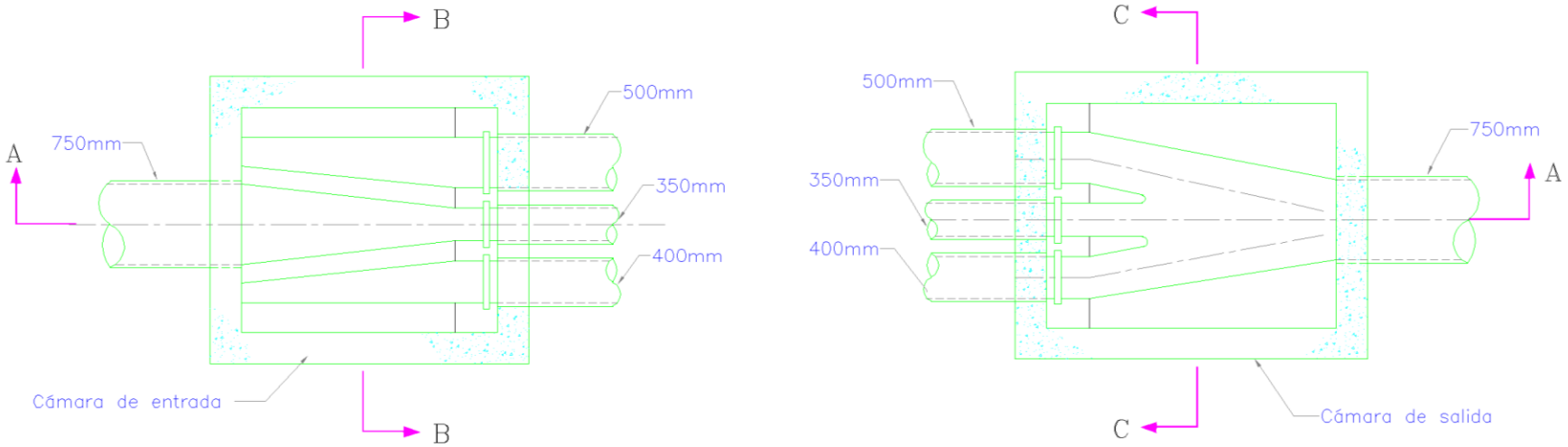
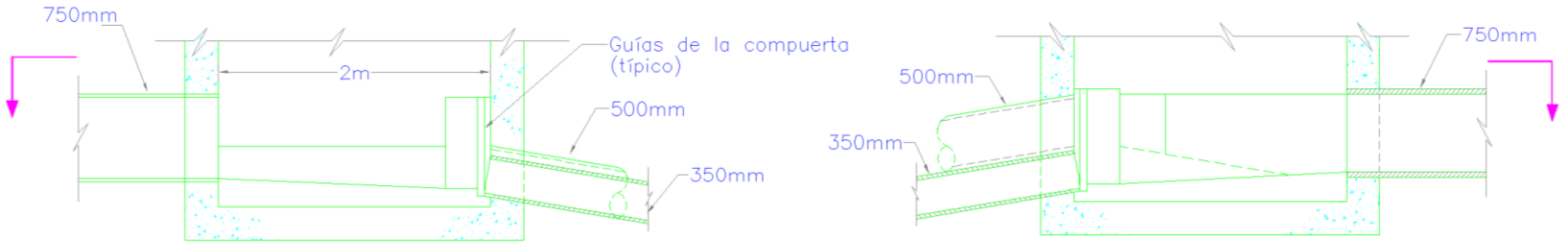


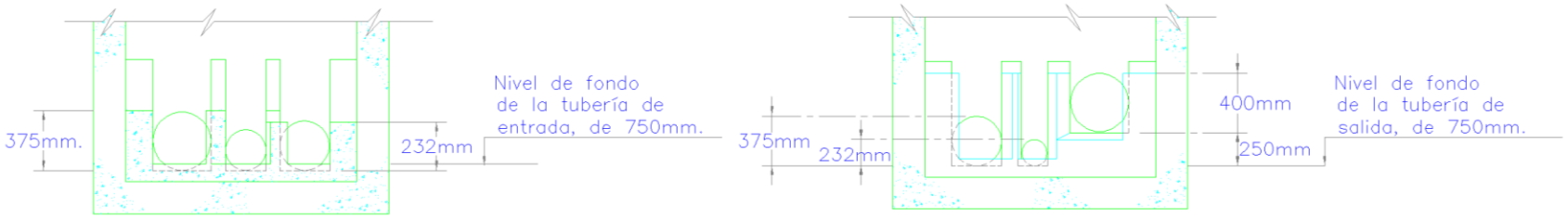
Fig. V–6

Cruce de tubería de agua potable y alcantarillado sanitario





Sección A–A

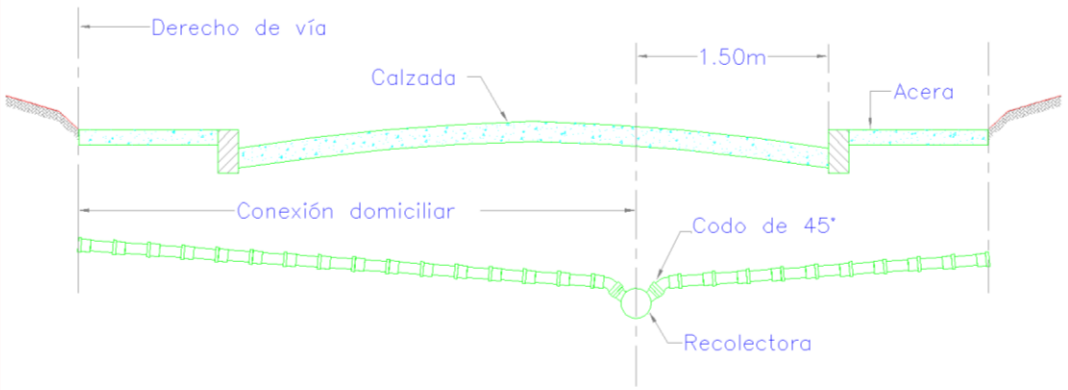


Sección B–B
Cámara de entrada

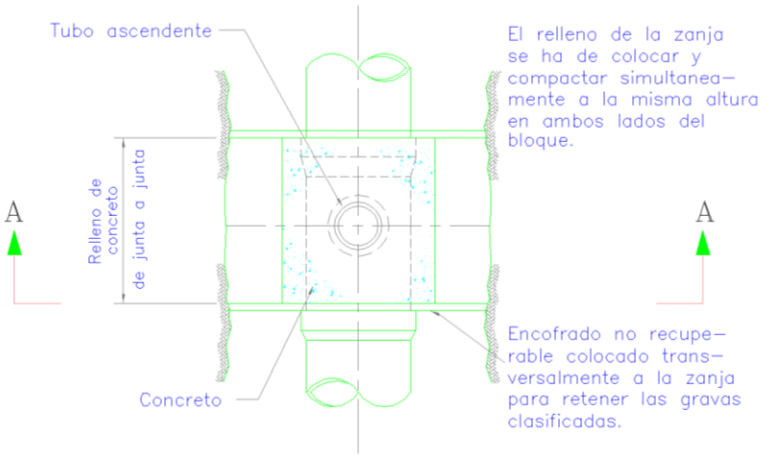
Sección C–C
Cámara de salida

Fig. V–7

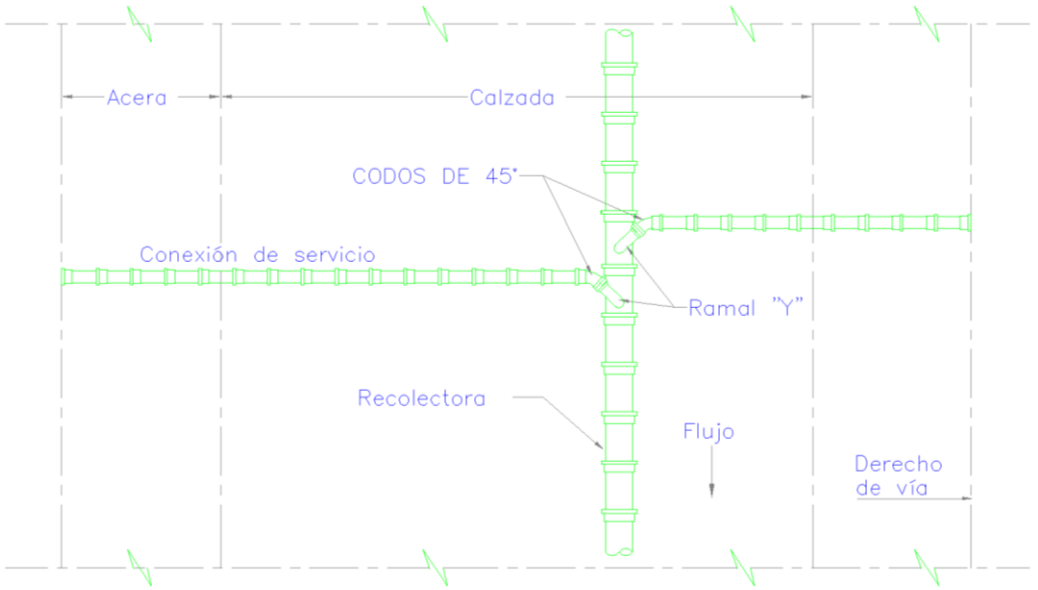
Representación esquemática de un sifón invertido.



Sección transversal

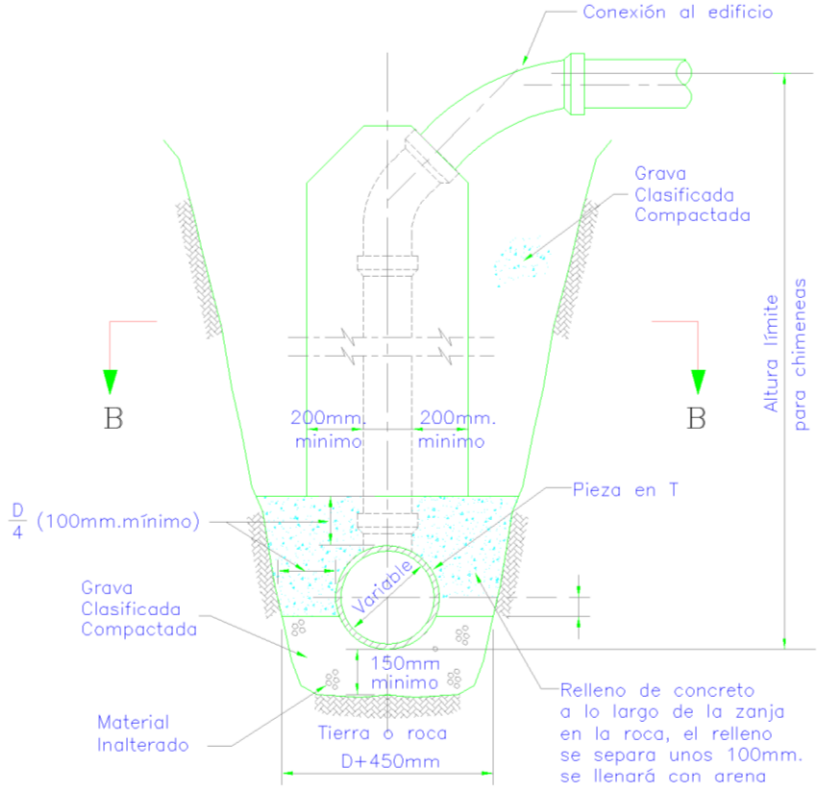


Sección planta B–B



Planta

a. Recolectora a profundidad normal

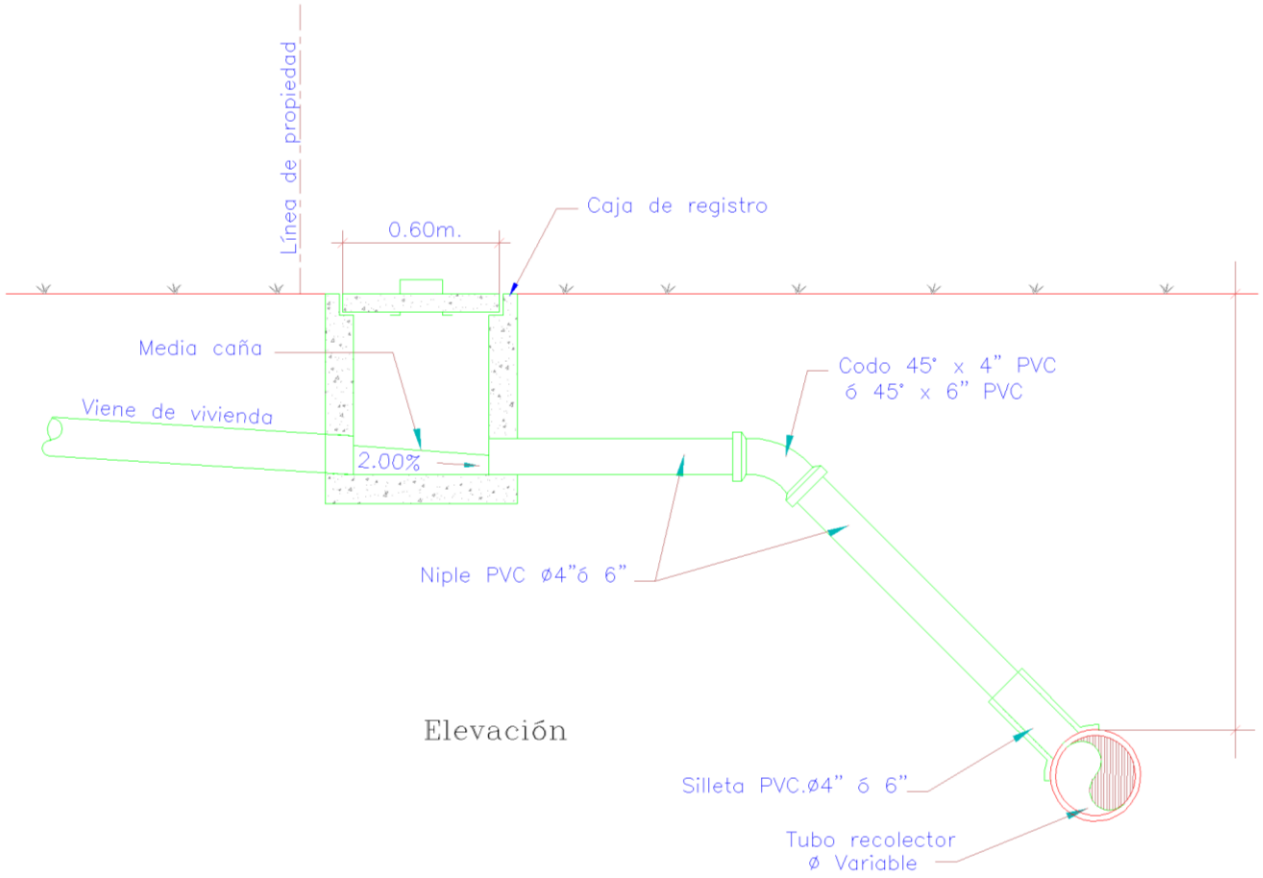


Sección A–A

b. Recolectora en zanja profunda.

Fig. V–8

Conexiones dimiciliares



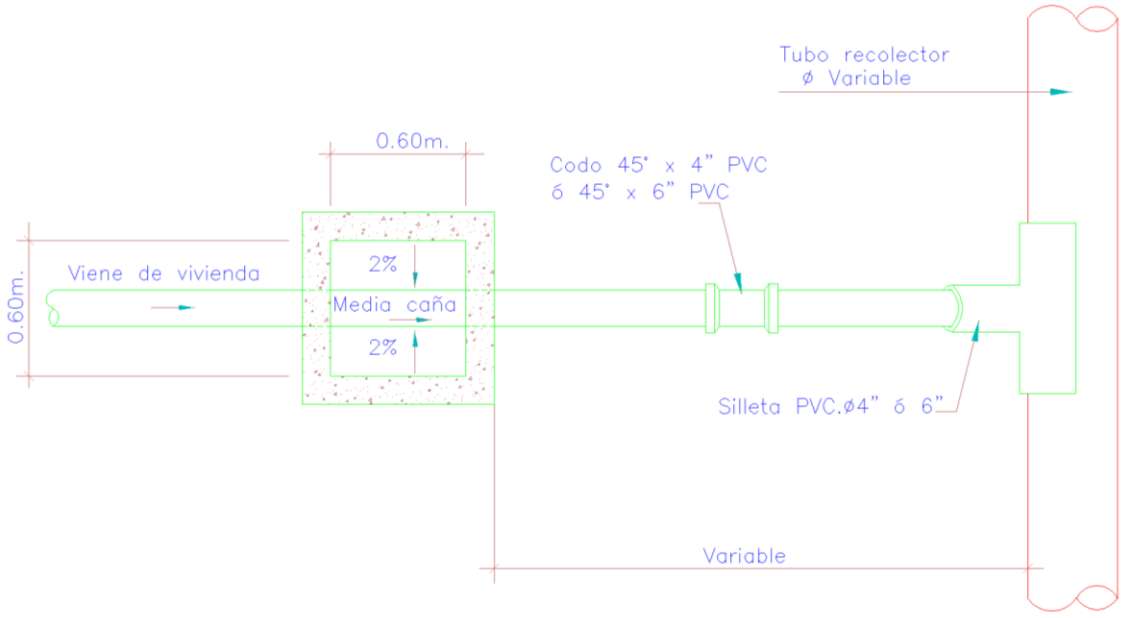
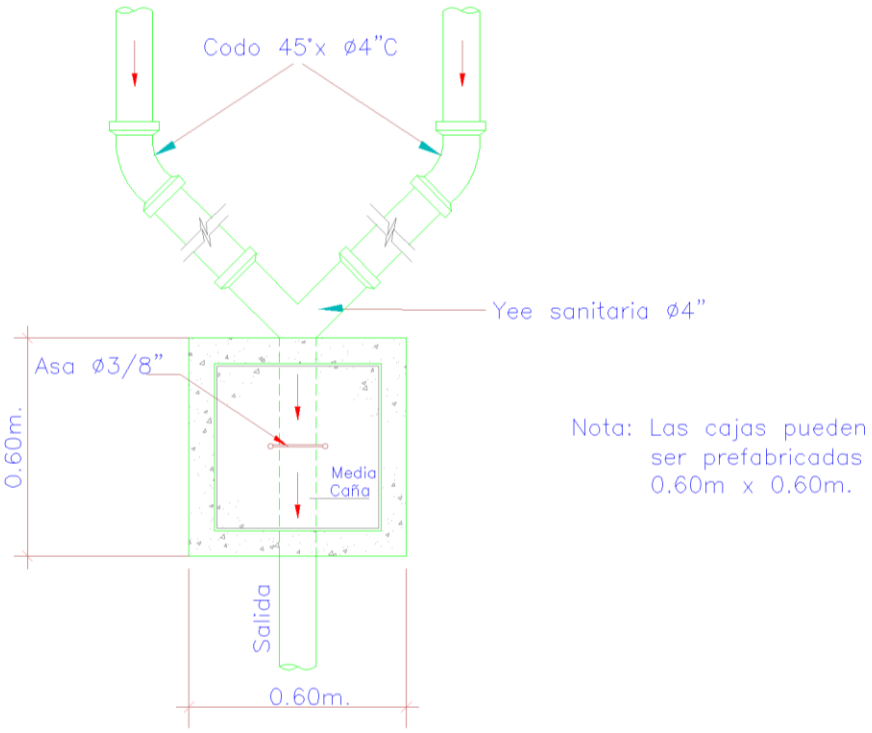
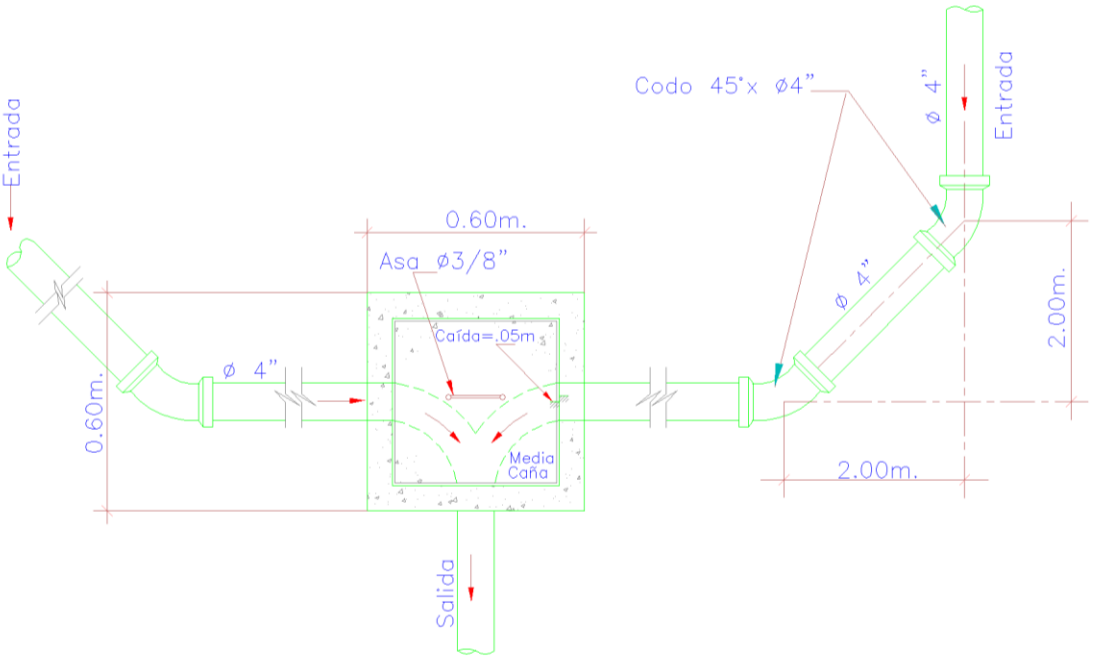


Fig. V–9
Detalles de conexión domiciliar.



Alternativa no – 1



Alternativa no – 2

Fig. V–10

Detalle de conexión intradomiciliar
a caja de registro.
Alcantarillado sanitario simplificado.

CAPITULO VI

POZOS DE VISITA SANITARIOS (P.V.S.)

6.1 Ubicación.

Se deberán ubicar pozos de visita (PVS) o cámaras de inspección, en todo cambio de alineación horizontal o vertical, en todo cambio de diámetro; en las intersecciones de dos o más alcantarillas, en el extremo de cada línea cuando se prevean futuras ampliaciones aguas arriba, en caso contrario se deberán instalar *"Registros terminales"* (cleanout).

6.2 Distancia máxima entre pozos.

El espaciamiento máximo entre PVS deberá variar, de acuerdo con los métodos y equipos de mantenimiento disponibles, en la forma siguiente:

1. - Con equipo técnicamente avanzado.

Diámetro (ϕ) *(mm)*	*Separación máxima (m)*
150 a 400	150
450 y mayores	200

2. - Con equipo tradicional

Diámetro (ϕ) *(mm)*	*Separación máxima (m)*
150 a 400	100
450 y mayores	120

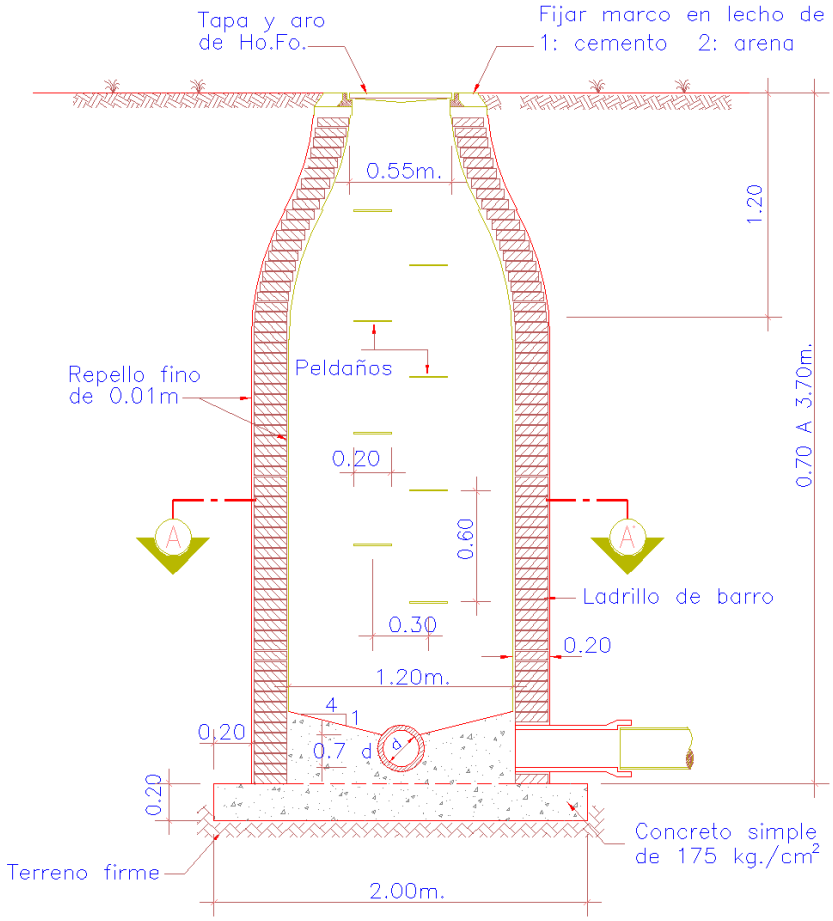
6.3 Características del pozo de visita.

- El PVS podrá ser construido totalmente de concreto, o con el cuerpo de ladrillo cuarterón apoyado sobre una plataforma de concreto. En el caso que el cuerpo sea de ladrillo éste deberá repellarse con mortero interna y externamente para evitar la infiltración en ambos sentidos.
- Para pozos con profundidades mayores de 3 m, el proyectista deberá determinar el grosor de la pared, para que resista los esfuerzos a que será sometida durante el funcionamiento del sistema.
- El diámetro interno (D) del pozo será 1.20 m, para alcantarillas con ϕ: 750 mm y menores; para alcantarillas con ϕ mayores de 750 mm, D deberá ser igual a ϕ + 600 mm.
- Todo PVS deberá estar provisto en la parte superior de una tapa que permita una abertura de 0.60 m de diámetro, la cual deberá estar dotada de 2 orificios de 0.03 m de diámetros para proveer el escape de gases.
- Para alcantarillas con diámetros de 200 mm y menores, con profundidades de rasante de tubos hasta un máximo de 1.80 m, se usarán Dispositivos de Visita Cilíndricos (DVC) consistente en tubos de concreto precolado con diámetro interno de 760 mm.

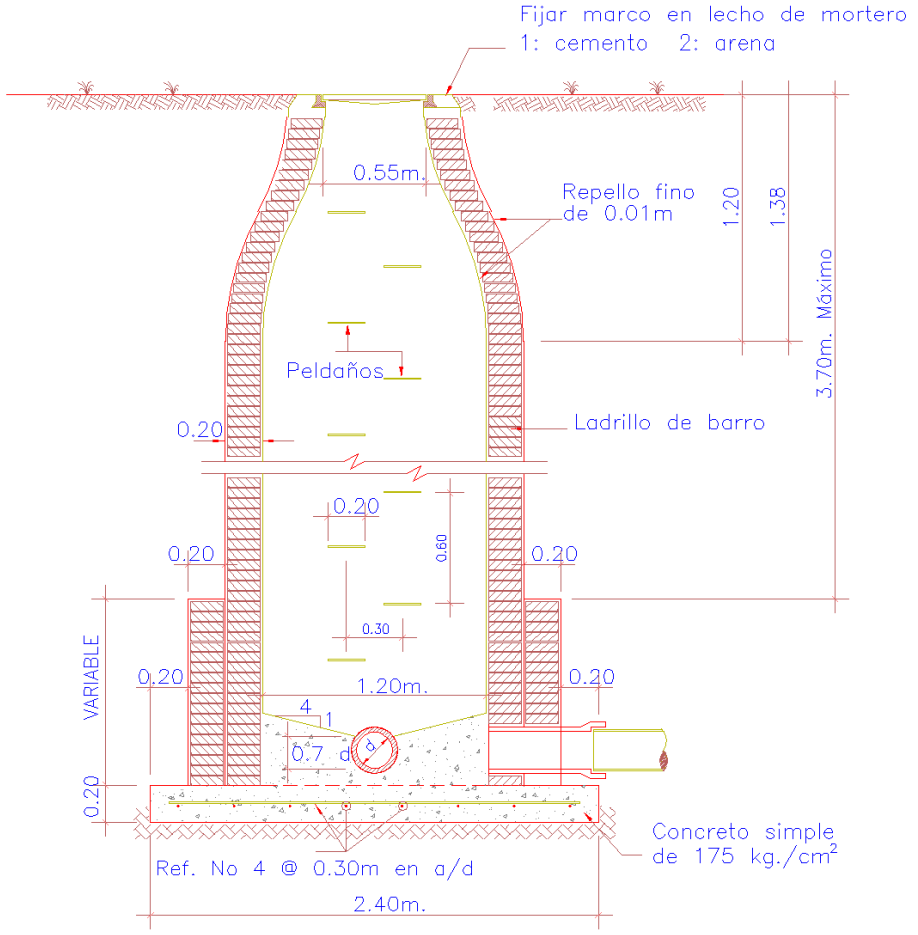
- Para profundidades de rasante de tubos de 0.60 m a 1.00 m se usarán Cajas de Registro Sanitarias (CRS).
- Para cualquiera de las cámaras de inspección que se use el pasaje del agua a través de ella deberá efectuarse mediante canales que vayan en la dirección de la entrada de los tubos aguas arriba y en la salida aguas abajo.
- Estos canales deberán tener la sección del tubo de entrada en la parte superior y la sección del tubo de salida en la parte inferior. El acabado deberá ser totalmente fino y se redondeará la intersección de la superficie del fondo del pozo con la del canal.
- El fondo del pozo deberá tener un acabado fino, con pendiente transversal hacia los canales no menor del 2%. Todas las aristas vivas deberán ser redondeadas.
- El pozo de visita deberá ser provisto en su interior, de peldaños con diámetro no menor de 15 mm de aleación de aluminio, separados verticalmente 0.30 m.

6.4 **Pozos de visita con caída.**

Se deberán usar pozos de visita con caída cuando la altura entre el fondo del pozo de visita y el fondo de la tubería de entrada sea mayor de 0.60 m.



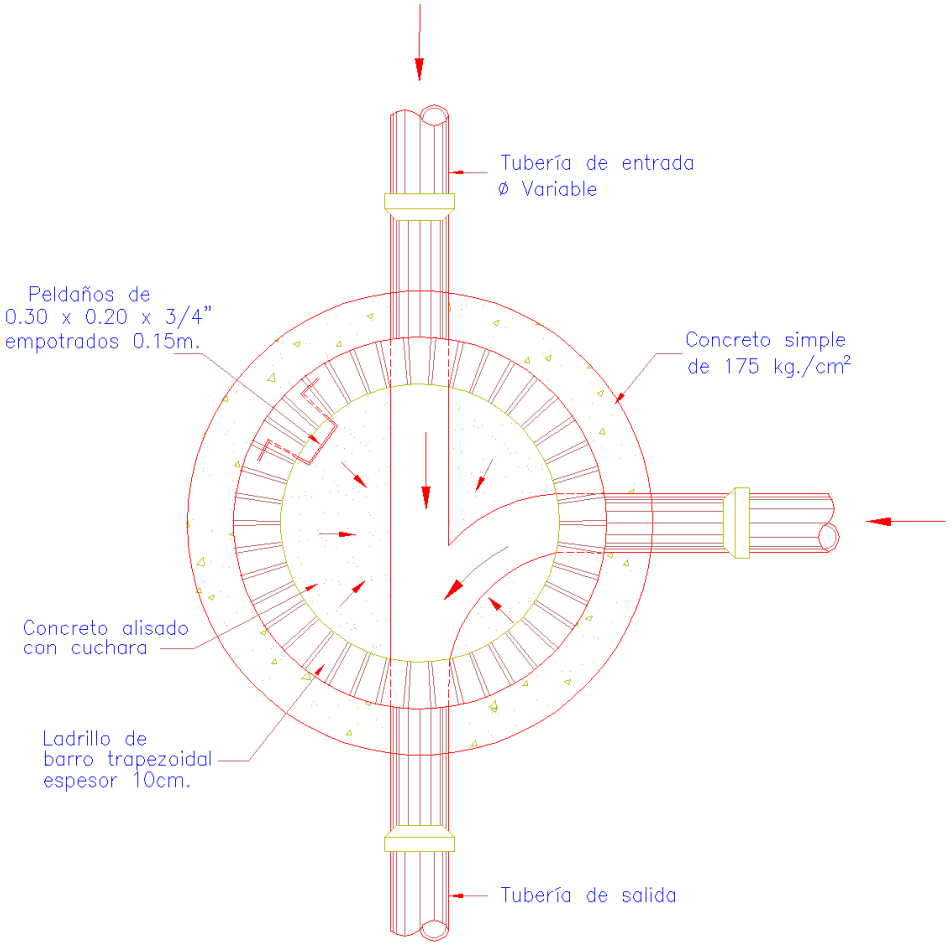
a.–Elevación de pozo de visita de 0.70 a 3.70m.



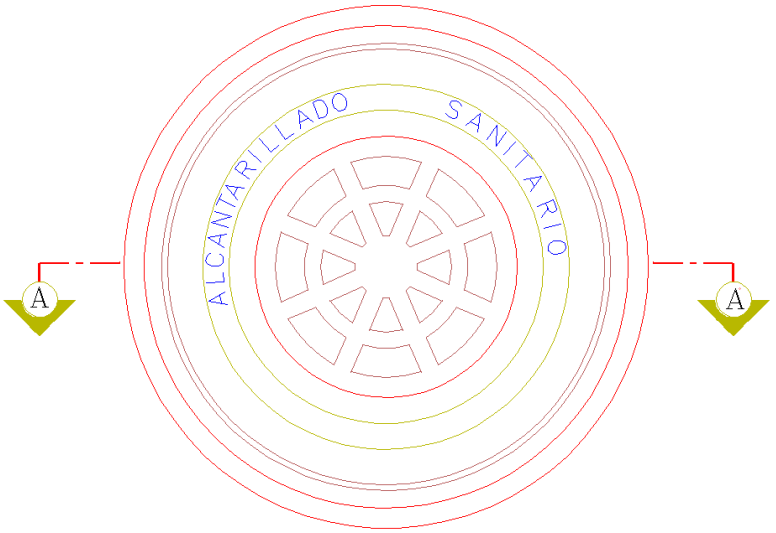
b.–Pozo de visita para profundidades mayores de 3.70m.

Fig. VI–1

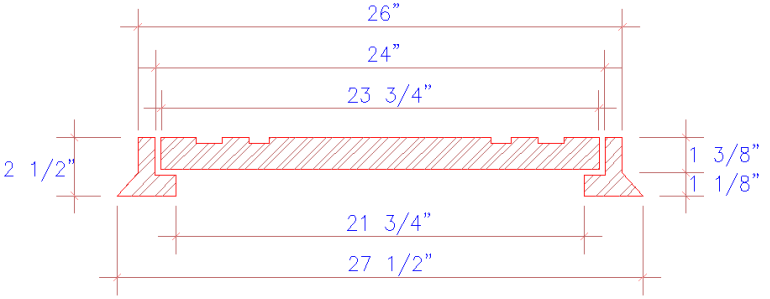
Pozo de visita (PVS) alcantarillas de 600mm. de diámetro y menores.



a.–Sección A–A



b.–Planta



Sección B–B

Detalles de tapa de Ho.Fo.

Fig. VI–2
Plantas de fondo y tapa de PVS.

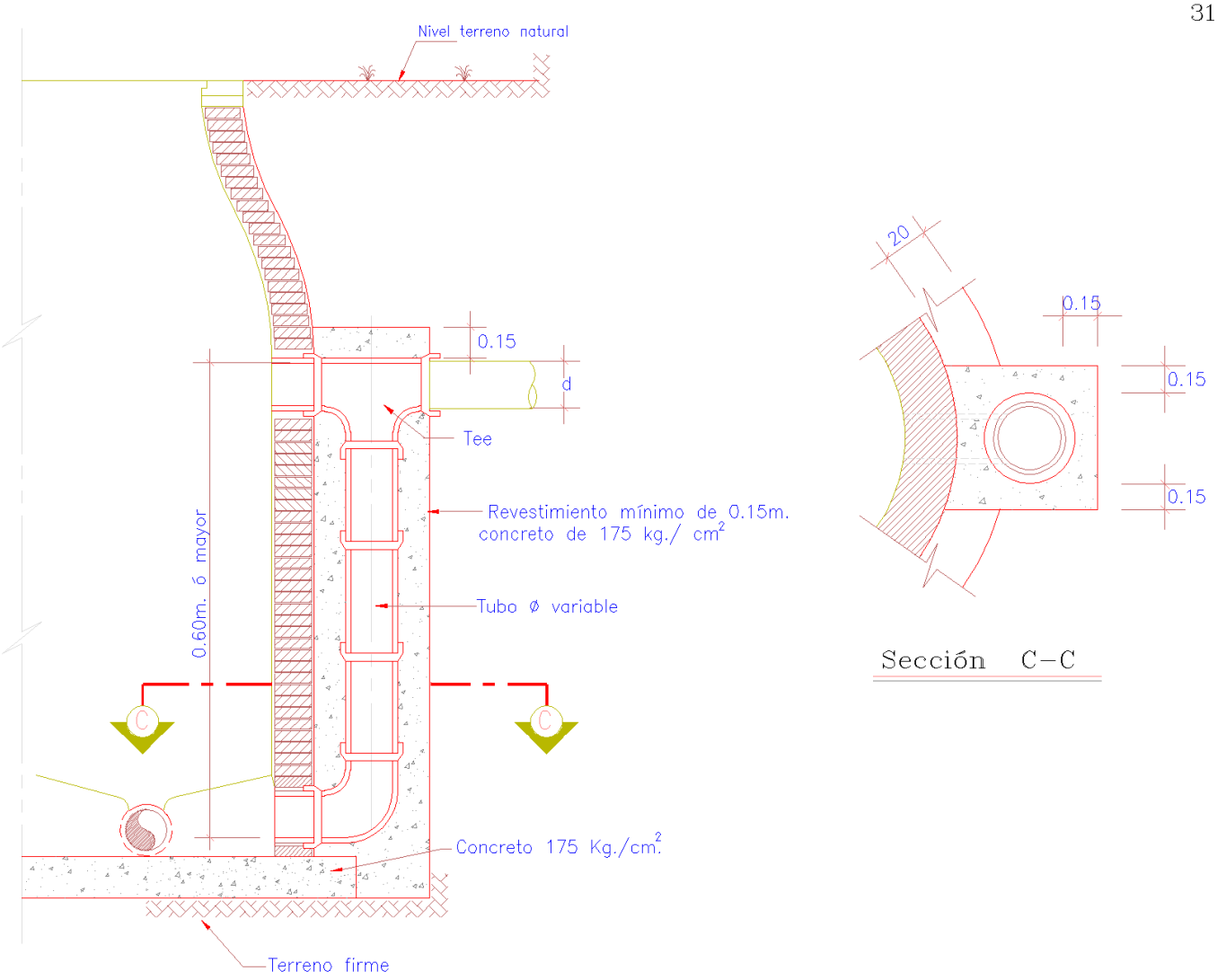


Fig. VI-3
Detalles PVS con caída.

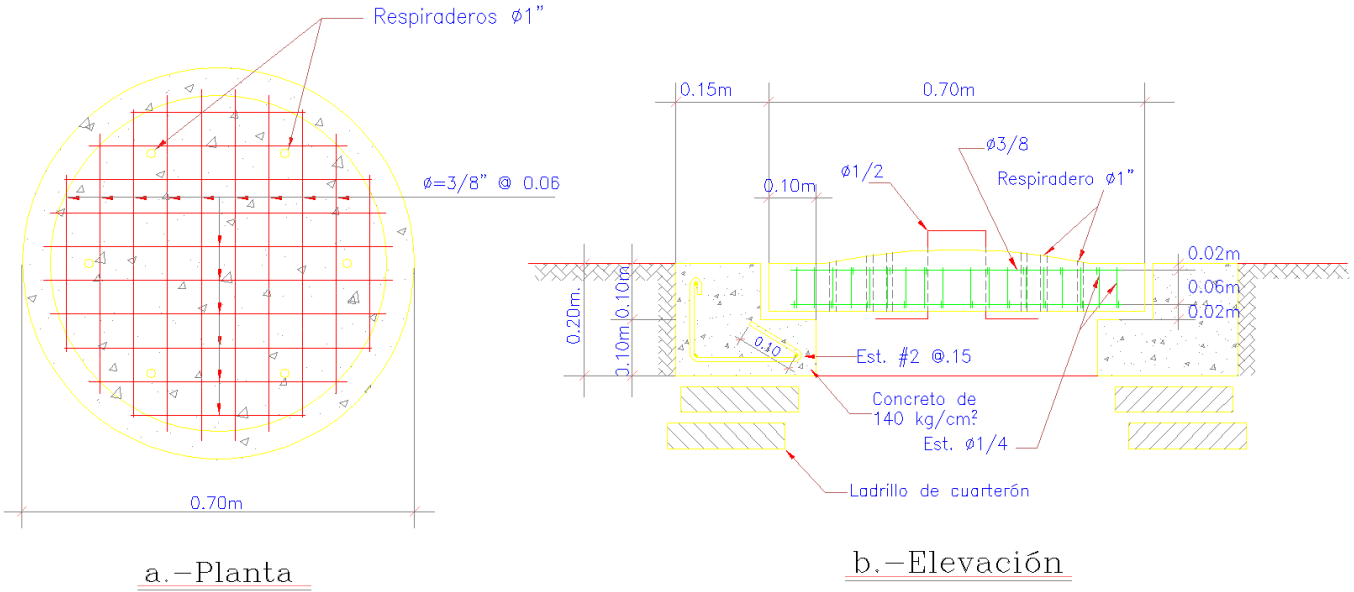


Fig. VI-4
Detalle de tapa de concreto de PVS.

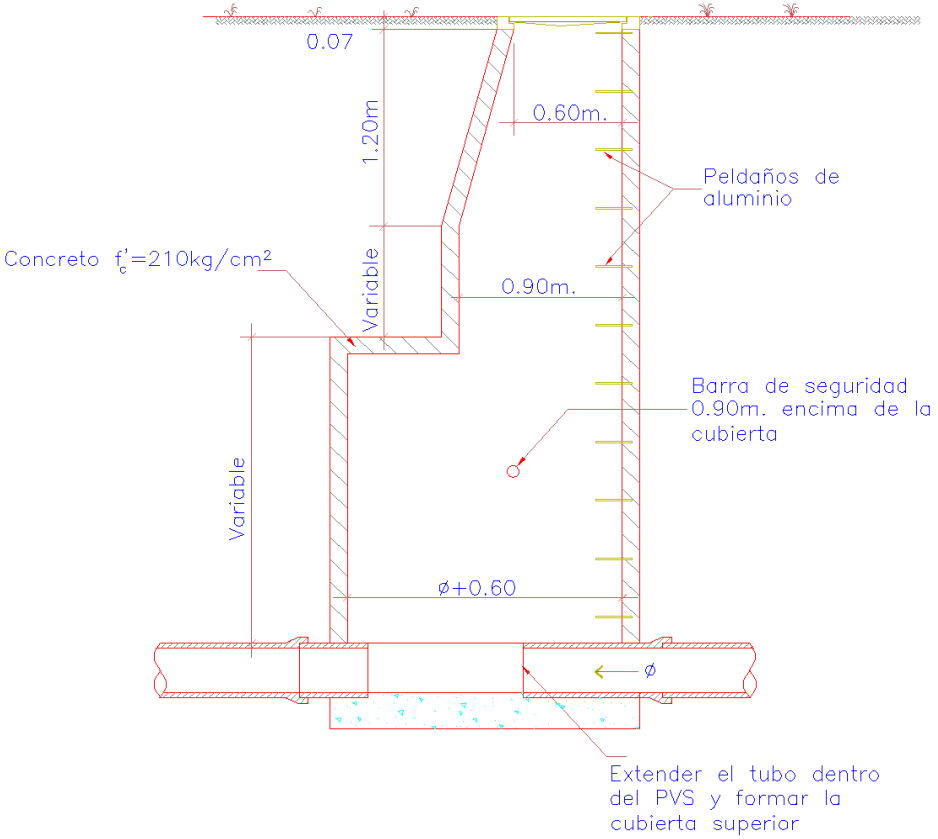


Fig. VI–5
Pozo de visita típico para alcantarillas con diámetros mayores de 750mm.

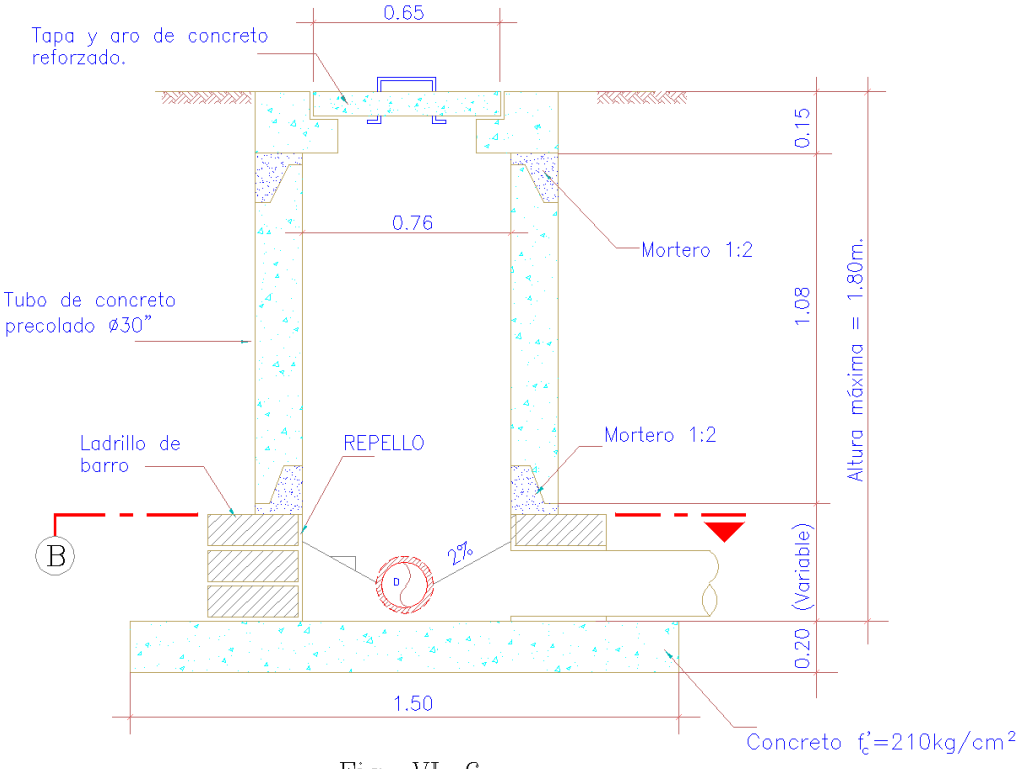


Fig. VI–6
Detalle de dispositivo de visita cilindrico (DVC)

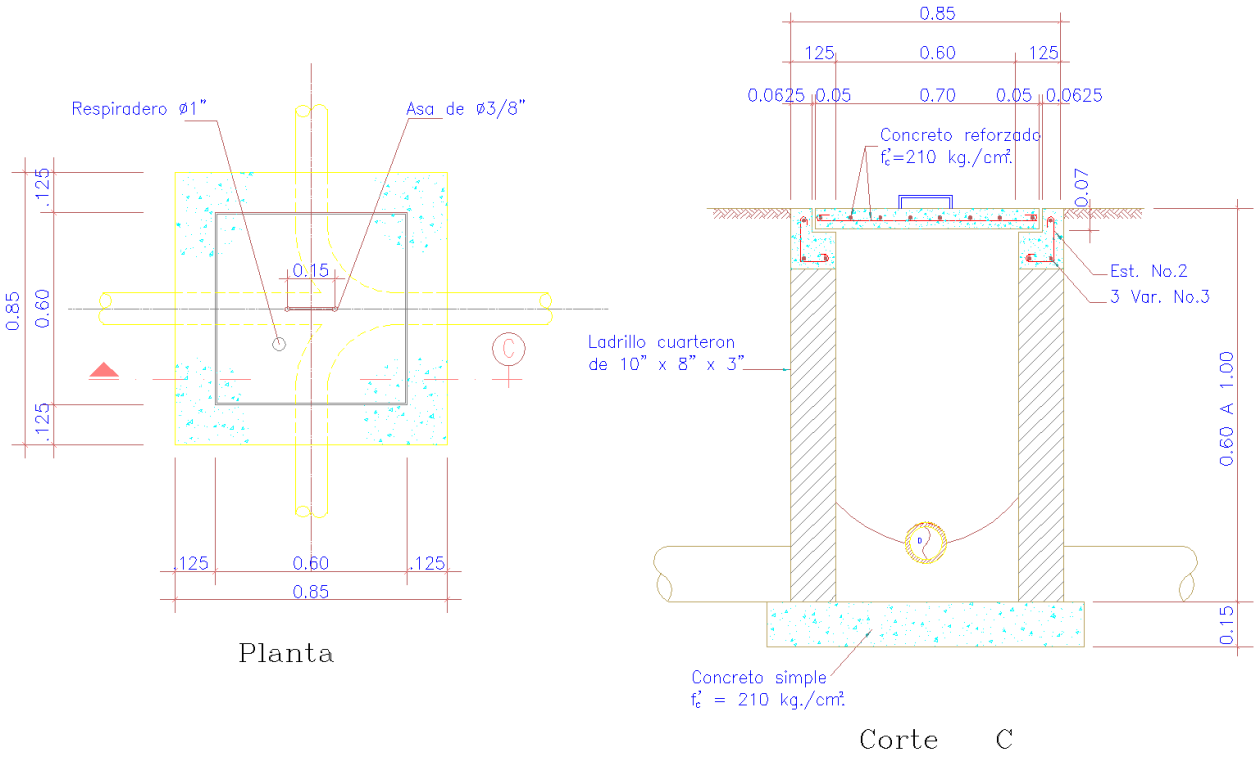


Fig. VI–7
Caja de registro
Para servidumbres de pase y andenes.

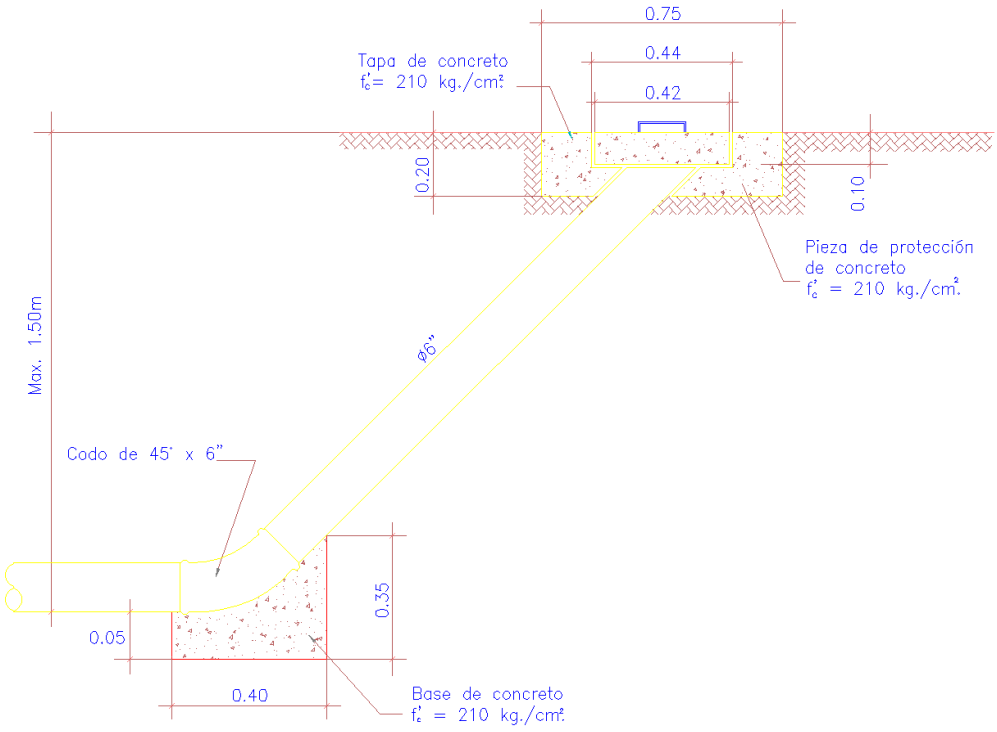


Fig. VI–8
Terminal de limpieza

CAPITULO VII
ESTACIONES DE BOMBEO

7.1 Consideraciones generales.

Cuando sea necesario diseñar estaciones de bombeo para un sistema de alcantarillado sanitario, deberán tomarse las debidas precauciones con respecto a su localización, construcción, arreglo, tipo de equipo y apariencia externa. Deberán localizarse en sitios no expuestos a inundaciones, fuera del derecho de vía de calles y caminos y de fácil acceso.

Sí en el estudio de un nuevo sistema de alcantarillado sanitario o en la ampliación de uno ya construido, existe la posibilidad de que se haga necesario la instalación de una o más estaciones de bombeo, se deberán tomar en cuenta las consideraciones siguientes:

1. Verificar sí es posible reemplazar, una o más de las estaciones de bombeo por alcantarillas que trabajen a gravedad, realizando el correspondiente estudio de costos y evaluando los posibles problemas que puedan suceder durante el funcionamiento del sistema, para justificar la opción a escoger.
2. Determinar cuál es la mejor localización de la estación de bombeo, tomando en cuenta el desarrollo actual y futuro del área.
3. Se diseñará la estación de bombeo para servir únicamente el desarrollo inmediato en la cuenca, o para el desarrollo total.
4. Investigar la posibilidad de que en el desarrollo de cuencas adyacentes o en el de áreas situadas aguas abajo en la misma cuenca, requieran estaciones de bombeo que descarguen en ésta estación.
5. Investigar la posibilidad de que una industria u otro tipo de instalación con contribución de gasto que sobrecargue la capacidad de diseño de la estación pueda construirse en el área de influencia.
6. Investigar la posibilidad de que en el futuro se requiera una planta de tratamiento en el área de influencia, que permita la eliminación de la estación.
7. Investigar la posibilidad de que en el futuro esta estación sea abandonada, al combinar éste sistema de alcantarillado con otro que sea servido por una estación de bombeo de más capacidad.
8. Investigar sí las colectoras existentes tienen capacidad suficiente para recibir el efluente de la subcuenca de drenaje, o se hará necesario la instalación de más colectoras hacia la planta de tratamiento.
9. Problemas que podrían presentarse, sí en la estación sucediera una falla eléctrica o mecánica que interrumpiera su funcionamiento.

7.2 Características fundamentales.

El sistema de bombeo deberá tener las siguientes características:

1. La operación debe ser totalmente a prueba de fallas.

2. Deberá ser provista de indicadores de niveles de agua en el pozo de succión.

3. La falla de cualquier dispositivo o componente de los controles de secuencia, o el disparo de cualquier dispositivo de protección, no interrumpirá el funcionamiento de más de una bomba mientras se mantenga el suministro de energía eléctrica para accionar los arrancadores de los motores de las bombas.

4. Las unidades de bombeo serán totalmente independientes cada una de las otras, para asegurar una efectiva protección de reserva. Los circuitos de control para cada bomba serán también totalmente aislados e independientes, de tal manera que la falla de cualquier dispositivo individual, o el disparo de cualquier dispositivo de protección individual interrumpa únicamente el funcionamiento de la unidad de bombeo afectada.

5. Se deberán proveer de las instalaciones adecuadas para que evacúen los caudales excedentes, a la capacidad de la estación de bombeo, en los períodos lluviosos.

7.3 **Estudios básicos.**

Para el diseño de una estación de bombeo se deberán realizar los siguientes estudios básicos:

1. Deberán efectuarse los correspondientes estudios topográficos de la zona, para verificar sí es indispensable la utilización de una estación de bombeo; o para determinar la ubicación más adecuada en el caso de que se justifique su utilización.

2. Deberán efectuarse las correspondientes investigaciones geológicas y geotécnicas de los diferentes sitios seleccionados, para escoger el que más convenga a la ubicación de la estación.

3. Deberá determinarse el grado de riesgo sísmico y tomar en cuenta las disposiciones establecidas en el "Reglamento de Construcción" vigente en el país, para el diseño estructural de la estación.

7.4 **Tipos de estaciones.**

El tipo de estación de bombeo seleccionado se regirá por su capacidad, clase de bombas, funcionamiento, vida útil estimada y condiciones urbanísticas.

En cuanto a su construcción podrán ser de pozo seco o de pozo húmedo, escogiéndose el uso de las últimas para caudales menores.

De acuerdo a su capacidad las estaciones, en general se clasifican como sigue:

1. Muy pequeñas con un gasto menor de 6 L/s.

2. Pequeñas con un gasto de 6 a 20 L/s.

3. Tamaño medio con un gasto de 20 a 200 L/s.

4. De gran tamaño mayores de 200 L/s.

El proyectista está en libertad de seleccionar la clase de equipo que mejor se adapte a las condiciones en que vayan a operar y que presente el menor costo de inversión y de Operación & Mantenimiento.

7.5 **Estructuras.**

- Cuando se instalen bombas fuera del pozo de succión, éste debe estar separado de la cámara de bombas. Se construirán accesos independientes para el pozo de succión y para la cámara de bombas.
- Se deberá proveer del equipo adecuado que permita remover las bombas y motores cuando sea necesario.
- Se deberán proveer escaleras especiales, que permitan el fácil acceso tanto a la cámara de bombas, como al pozo de succión, para la inspección y mantenimiento de los equipos mecánicos y accesorios que lo requieran.

7.6 **Equipos de bombeo.**

En las estaciones de bombeo pueden utilizarse diferentes clases de equipos, dependiendo de la capacidad de la estación, de la altura a vencer y de la calidad de las aguas servidas a bombear, el Proyectista deberá seleccionar el tipo de equipo que más se adapte a las condiciones de trabajo y a la capacidad económica de la localidad. A continuación se indican los más comúnmente utilizados:

1- Eyectores neumáticos
2- Bombas de émbolo
3- Bombas centrifugas
4- Bombas de tornillo

a- Los eyectores neumáticos se deben usar cuando los caudales iniciales son pequeños, entre 2 a 38 L/s, y los futuros estimados no excederán de la capacidad instalada. Para caudales mayores se puede emplear bombas centrifugas inatascables.

b- Las bombas de émbolo se utilizan para trasegar lodos de los tanques de sedimentación primarios a los digestores y desde uno a otro digestor y entre otras unidades en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

c- Las bombas centrifugas pueden ser de flujo radial, mixto y axial.

- Las bombas de flujo radial utilizadas para bombear aguas residuales deberán ser de aspiración doble del tipo voluta y rodetes inatascable, para evitar obstrucciones, debido a trapos y otros materiales contenidos en el agua residual. Las bombas pueden ser de ejes horizontal o vertical; pero son preferibles las bombas verticales por limitaciones de espacio. Deberán poder manejar sólidos hasta de 75 mm.
- Las bombas de flujo mixto, pueden ser del tipo *"voluta de flujo mixto"* o de *"hélice de flujo mixto"*. Las de hélice de flujo mixto se pueden aplicar para altura superiores a los 30 m. Las bombas de voluta de flujo mixto son adecuadas para el bombeo de aguas residuales sin tratar, prefiriéndose las de rodetes abiertos.
- Las bombas de flujo axial, se deben emplear para bombear grandes caudales a poca altura, especialmente en el bombeo del efluente tratado de una planta de tratamiento. No deben utilizarse para bombear agua residual sin tratar.
- En el caso de pozo único (húmedo) pueden usarse bombas tipo sumergible (inatascable) similares a las fabricadas por "Flight Corporation", "Goulds Pumps" y "Peerless Pumps" etc.

En cada estación de bombeo deberá instalarse por lo menos dos bombas o eyectores. Cuando solo se instalen dos unidades, su capacidad de bombeo deberá ser de un 30% a un 50% mayor que el máximo caudal esperado. Cuando se instalen más de dos bombas, sus capacidades deberán ser tales que estando una fuera de servicio las otras puedan bombear el caudal máximo. En general, ninguna bomba debe funcionar menos de 15 minutos y el período de retención en el pozo no debe exceder los 30 minutos. Las bombas deberán ser capaces de dejar pasar sólidos de hasta 75 mm de diámetro.

d- La bomba de tornillo, se clasifica como *"bomba de desplazamiento positivo"*. Se deben usar para manejar sólidos de mayor tamaño sin atascarse y funcionan a velocidad constante para una amplia gama de caudales con rendimientos relativamente buenos.

Las bombas de tornillo se encuentran desde tamaños de 0.30 a 3.00 m de diámetro exterior y capacidades desde 0.01 a 3.20 m^3/s. El ángulo de inclinación se normaliza en 30º o 38º, instalada a 30º tiene mayor capacidad; pero ocupa más espacio. La altura total de bombeo está limitada hasta 9.00 m. Se utilizan para bombear agua residual a baja altura, bombeo de lodos de retorno y bombeo de efluentes tratados.

Se recomienda la instalación de tornillos gemelos, cada tornillo con capacidad suficiente para atender el caudal de diseño. Lo cual permitirá poner fuera de servicio un tornillo para el mantenimiento.

7.7 **Protección contra obstrucciones.**

Cuando la calidad de las aguas servidas a ser bombeadas puedan producir atascamiento u operación defectuosa de los equipos de bombeo, se deberán instalar rejillas con limpieza mecánica o manual y/o dispositivos de molido o desintegración, antes de la entrada a la estación de bombeo.

7.8 **Diámetros.**

Los diámetros de las tuberías de succión y descargas no deben ser menores de 100 mm.

7.9 **Cebado.**

A no ser que se usen bombas sumergibles u otras con aditamentos para cebado automático de operación segura, las bombas deberán instalarse en forma tal que operen con altura de succión positiva, es decir *"sumergida"*.

7.10 **Controles de operación.**

El arranque y parada de las bombas se debe hacer por medio de conmutadores accionados por flotadores situados en el pozo. La regulación automática debe hacerse de manera que se detenga la bomba cuando el pozo está casi vacío para que la bomba no deje de estar cebada. El flotador puede conectarse con el conmutador por medio de un cable que pase a través de un tubo o tubos en el piso o en la pared. Los tubos y los cables deben ser accesibles y reemplazables, pues están expuestos a corrosión. Los tubos para los flotadores de control deberán localizarse de manera que no sean afectados por la descarga de aguas negras en el pozo, o por la succión de las bombas. Siempre y cuando el tipo de estación lo permita, debe establecerse en sitio conveniente, un indicador de la profundidad de aguas negras para que el operador pueda hacer sus observaciones.

No debe colocarse equipo eléctrico en los pozos de recepción o succión. Cuando sea inevitable hacerlo, sólo se usará equipo a prueba de explosiones, pues debe preverse la presencia de gases explosivos en los pozos de recepción.

Las estaciones de bombeo deben disponer de un abastecimiento de agua potable de la red pública para fines de limpieza. Todas las llaves de manguera y grifos de la tubería de agua potable deben quedar encima del nivel del terreno de la estación de bombeo.

Toda estación de bombeo deberá estar provista de una tubería de rebose o desagüe que descargue en el alcantarillado pluvial o en un cauce natural, a fin de permitir la eventual limpieza del pozo de recepción y cualquier descarga de emergencia en caso de rotura o falla de equipo. La tubería deberá estar provista de una válvula de chapeta en el extremo de la descarga.

7.11 **Desagües.**

Deben tomarse las medidas necesarias para drenar las aguas procedentes de los escapes y desagües que se introduzcan en el pozo seco mediante el uso de una bomba de sumidero que descargue encima del nivel de sobrecarga del pozo de succión. Es recomendable también, que se conecte esta tubería de descarga con la toma de la bomba, como un elemento auxiliar.

7.12 **Válvulas.**

En las líneas de succión y de descarga de cada bomba deben instalarse válvulas de compuerta. En cada línea de descarga, entre la bomba y la válvula de compuerta se deberá instalar una válvula de retención en posición horizontal y demás accesorios necesarios para la buena operación y el mantenimiento del sistema.

7.13 **Pozos de succión.**

1. *Pozos Divididos*

Donde sea necesaria la continuidad del servicio de la estación de bombeo, los pozos de succión deberán dividirse en dos celdas debidamente conectadas para facilitar las reparaciones y limpieza.

2. *Tamaño*

La capacidad efectiva del pozo de succión bajo el tubo de entrada deberá evitar períodos de retención mayores de 10 minutos para la descarga media de diseño y de 30 minutos para la descarga mínima.

3. *Declive del Fondo*

El fondo del pozo de succión deberá tener una pendiente mínima de 1:1 en la dirección de la toma de bombas.

7.14 **Ventilación.**

Las estaciones de bombeo deberán tener ventilación adecuada. Cuando la estructura donde están situadas las bombas (pozo seco) esté bajo el nivel del terreno, deberá proveerse de ventilación mecánica, dispuesta en tal forma que se ventile independientemente el pozo seco y el pozo de succión, si es que en éste último hubiere rejillas o equipo mecánico que requiera inspección.

La capacidad mínima del equipo de ventilación en el pozo de succión deberá ser tal, que permita doce cambios completos de aire por hora y la ventilación deberá ser continua. Con operación intermitente debe haber un cambio completo de aire cada dos minutos.

La capacidad mínima del equipo de ventilación en el pozo seco debe ser tal que permita seis cambios completos de aire por hora, cuando la operación de la estación sea continua. Con operación intermitente debe haber un cambio completo de aire cada dos minutos.

7.15 **Medida de la descarga.**

En las estaciones de bombeo deberán instalarse medidores de descarga y de consumo de energía.

7.16 **Conexiones cruzadas.**

No deberán existir conexiones directas del sistema de distribución de agua potable a tubos, cajas o cámaras de aguas negras.

7.17 **Suministro de energía.**

La estación de bombeo deberá tener por lo menos dos fuentes independientes de suministro de energía. Adicionalmente se deberán instalar equipos generadores de emergencia para el caso de una falla total del sistema de energía, estos equipos deberán tener la capacidad adecuada para prevenir el derrame de aguas residuales en los períodos de operación. Se recomienda disponer de un almacenamiento de combustible para 8 horas de funcionamiento.

7.18 **Tuberías de impulsión.**

El diseño de una línea de bombeo de las aguas residuales, está íntimamente relacionado con las características de los equipos de bombeo, las variaciones de caudal, las características de las tuberías y las velocidades de arrastre de sedimentos.

- **Caudal de diseño:** La línea de bombeo deberá ser capaz de transportar el gasto máximo esperado para el período de diseño. En cuyo caso, estará determinado por el gasto que serían capaces de extraer del pozo húmedo, simultáneamente las bombas que trabajan en paralelo o en todo caso, el caudal máximo de bombeo.
- **Características de las tuberías:** A diferencia del resto del sistema la línea de bombeo trabaja como conducto a presión y en tal caso la selección de la clase de tubería estará sujeta a las presiones de trabajo a que pueda estar sometida. En la tabla siguiente se indican valores del coeficiente de fricción "C" de Hazen-Williams, para tuberías de uso más corriente.

Material	**Coeficiente C**
Hierro Fundido Ductil (HºFºDº)	130
Polivinilo (PVC)	150
Polietileno (PE)	150
Hierro Galvanizado (HºGº)	100
Concreto	120

- **Velocidad:** En general, una velocidad mínima de 0.60 m/s mantiene a los sólidos en suspensión y una velocidad de 1.0 m/s puede arrastrar aquellos que hayan podido sedimentarse en la tubería, cuando las bombas no estén operando.
- **Válvulas:** En el extremo desde la descarga deberá instalarse un cono de ampliación concéntrico seguido de una **válvula de retención y una válvula de compuerta**, esta última preferiblemente, conviene que sea del tipo de compuerta de cuña con volante y husillo. La válvula de retención debe ser necesariamente de uno de los tipos siguientes: válvula de retención de clapeta, válvula cónica, válvula de disco basculante o bien válvula de mariposa; **válvula de aire**, se deberá proveer de válvulas automáticas de alivio de aire en todos los puntos altos de las tuberías de impulsión con el fin de evitar la interrupción de la circulación del flujo.
- **Sobre presión por golpe de ariete:** En algunos casos puede requerirse una estimación del efecto de exceso de presión, provocado por la onda de retorno, al interrumpir el bombeo. Aún cuando por las características de una línea de bombeo de aguas residuales, la carga estática es pequeña, conviene verificar el espesor de la tubería para determinar su capacidad de resistencia al impacto por golpe de ariete.

  La velocidad de la onda de presión se puede considerar igual a la velocidad del sonido para el líquido y tubería.

  La presión máxima alcanzada en este caso se expresa por la ecuación siguiente:

$$H = Vc\frac{V}{g}$$

  dónde: *H = Presión máxima, m*

  Vc= Velocidad del Sonido, m/s

  V = Velocidad del flujo en el momento de la interrupción, m/s

  g = Constante gravitacional, 9.8 m/s^2

  La presión máxima sucede cuando el flujo se interrumpe en un intervalo de tiempo menor que el período del ciclo. El período de tiempo para que la onda complete su ciclo está dado por la ecuación:

$$T = \frac{2L}{Vc}$$

  dónde*: L = Longitud de la tubería, m*

  T = Período del ciclo, s

  La velocidad de la onda, en m/s, está dada por la ecuación:

$$Vc = \frac{1440}{\left[1+\frac{K*d}{E*t}\right]^{0.5}}$$

K= Módulo de elasticidad del agua, kg/cm^2

E = Módulo de elasticidad de la tubería, kg/cm^2

d = diámetro interno de la tubería, m

t = Espesor de la tubería, m

Los sistemas de control del golpe de ariete necesarios para proteger las bombas y tuberías de impulsión pueden ser muy sencillos o muy elaborados. Los sistemas de control normalmente empleados son los siguientes:

- Válvula de retención situada en la descarga de las bombas, dotada de contrapeso y manivela para ayudar la maniobra de cierre.
- Válvula de retención de resorte situada en la descarga de las bombas.
- Válvula de retención de cualquiera de los dos tipos anteriores junto con una válvula reguladora de alta presión.
- Válvula de control positivo situada en la descarga, enclavada de manera que se abra a una presión prefijada durante el arranque y se cierre a velocidad predeterminada después del corte de energía.
- Válvulas de purga y admisión de aire situadas en la estación de bombeo y en los puntos altos de la tubería de impulsión para limitar el desarrollo de presiones inferiores a la atmosférica.

7.19 **Diseño arquitectónico.**

La estación deberá tener un diseño arquitectónico acorde con el tipo de urbanización donde estará ubicada. Deberá ser provista de caseta para el operador, con sus respectivas instalaciones sanitarias, con sistema de comunicación, con buena iluminación y ventilación y sistema de drenaje adecuado que evite la contaminación ambiental.

7.20 **Manual de operación y equipo.**

Deberá suministrarse a los operadores de la estación de bombeo un manual completo que incluya las instrucciones necesarias para el funcionamiento normal de la estación, procedimientos de emergencia y programa de mantenimiento.

Deberá también suministrarse las herramientas y repuestos necesarios para la operación y el mantenimiento de las estaciones.

7.21 **Diseño estructural.**

a- Diseño de tuberías y obras accesorias.

El diseño estructural deberá tomar en cuenta la geotecnia de la localidad y deberá considerar la capacidad de las tuberías y obras accesorias para soportar las cargas de gravedad, presión de la tierra, presión hidráulica, impacto y acción dinámica.

Cuando el sistema esté expuesto a posibles daños debido a la actividad sísmica, especialmente en los puntos de cruces de fallas, se deberán tomar precauciones especiales para disminuir esos daños en lo posible. En tuberías de gran diámetro, se deberán considerar las siguientes medidas en lugares en que las tuberías crucen fallas geológicas:

1. Se deberán adoptar uniones especiales con suficiente flexibilidad para permitir desplazamientos angulares o longitudinales predecibles y para facilitar una rápida reparación.
2. La tubería se deberá conectar con los pozos de visita en forma tal que permitan desplazamientos relativos predecibles.
3. Siempre que fuere económicamente factible deberá usarse tubería de material que tenga suficiente resistencia y flexibilidad para soportar los movimientos sísmicos sin romperse.
4. Deberá considerarse en el diseño de las tuberías la posibilidad de falla por corte debida a desplazamientos verticales predecibles. Esto se podrá lograr evitando cruzar la falla en ángulo recto y usando uniones que permitan desplazamientos longitudinales, o encajonando la tubería en un relleno granular y usando uniones flexibles que permitan la deformación sin esforzar la tubería.
5. En lo posible, deberá tenerse cuidado que la dirección del flujo sea consistente con los desplazamientos relativos de las fallas.

b- Diseño de estaciones de bombeo.

El diseño estructural de las estaciones de bombeo deberá considerar la geología del sitio de la estación, las condiciones del sub-suelo para cimentación, las cargas de gravedad, las presiones de tierra, las presiones hidrostáticas, las vibraciones, las cargas vivas y las acciones dinámicas causadas por sismos, de modo que se garantice el funcionamiento normal permanente de la estación.

El diseño estructural de las estaciones de bombeo deberá ajustarse al Código de Construcción vigente en el país.

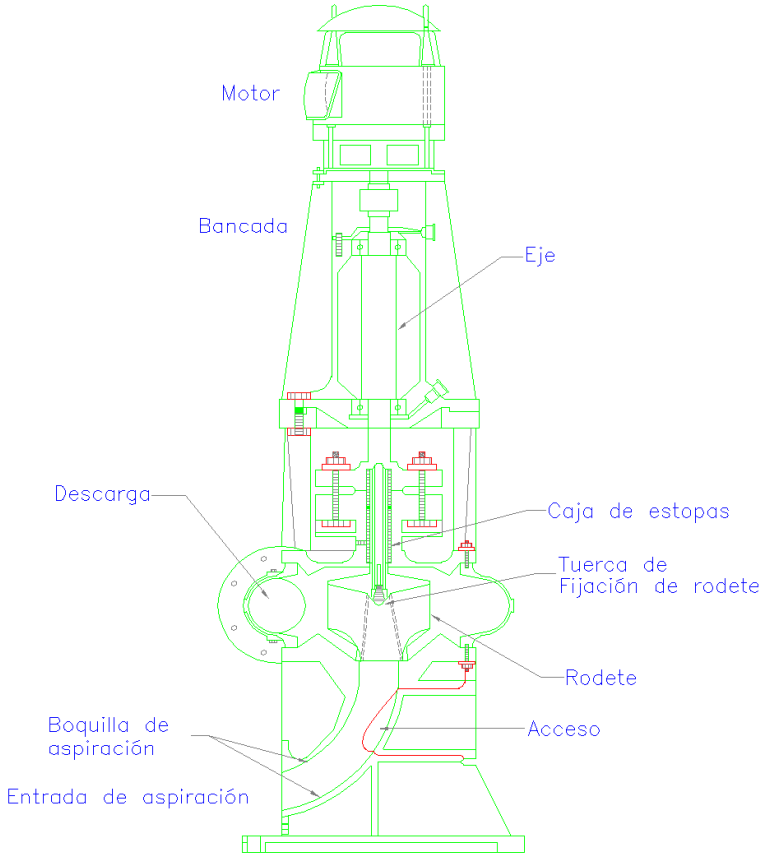


Fig. VII–1
Bomba vertical de flujo radial.

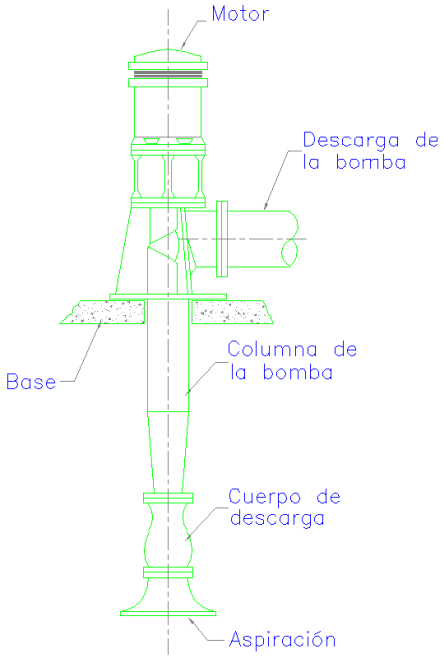


Fig. VII–2
Bomba centrífuga vertical
de flujo mixto.

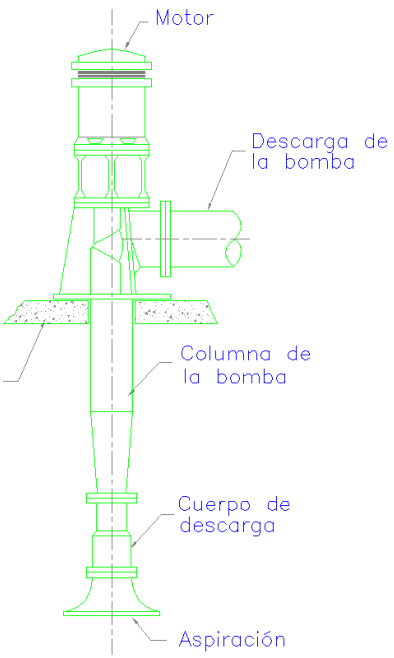


Fig. VII–3
Bomba centrífuga
de flujo axial.

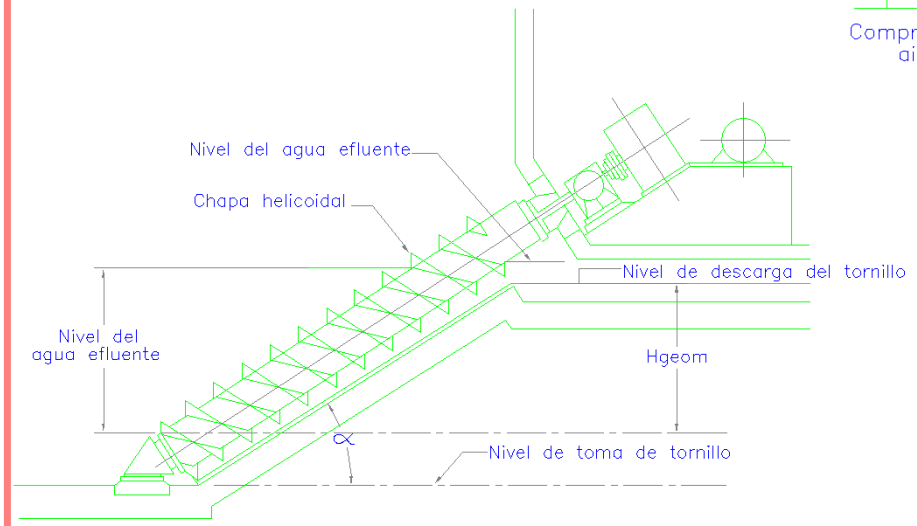


Fig. VII–4
Sección transversal de una bomba de tornillo típica

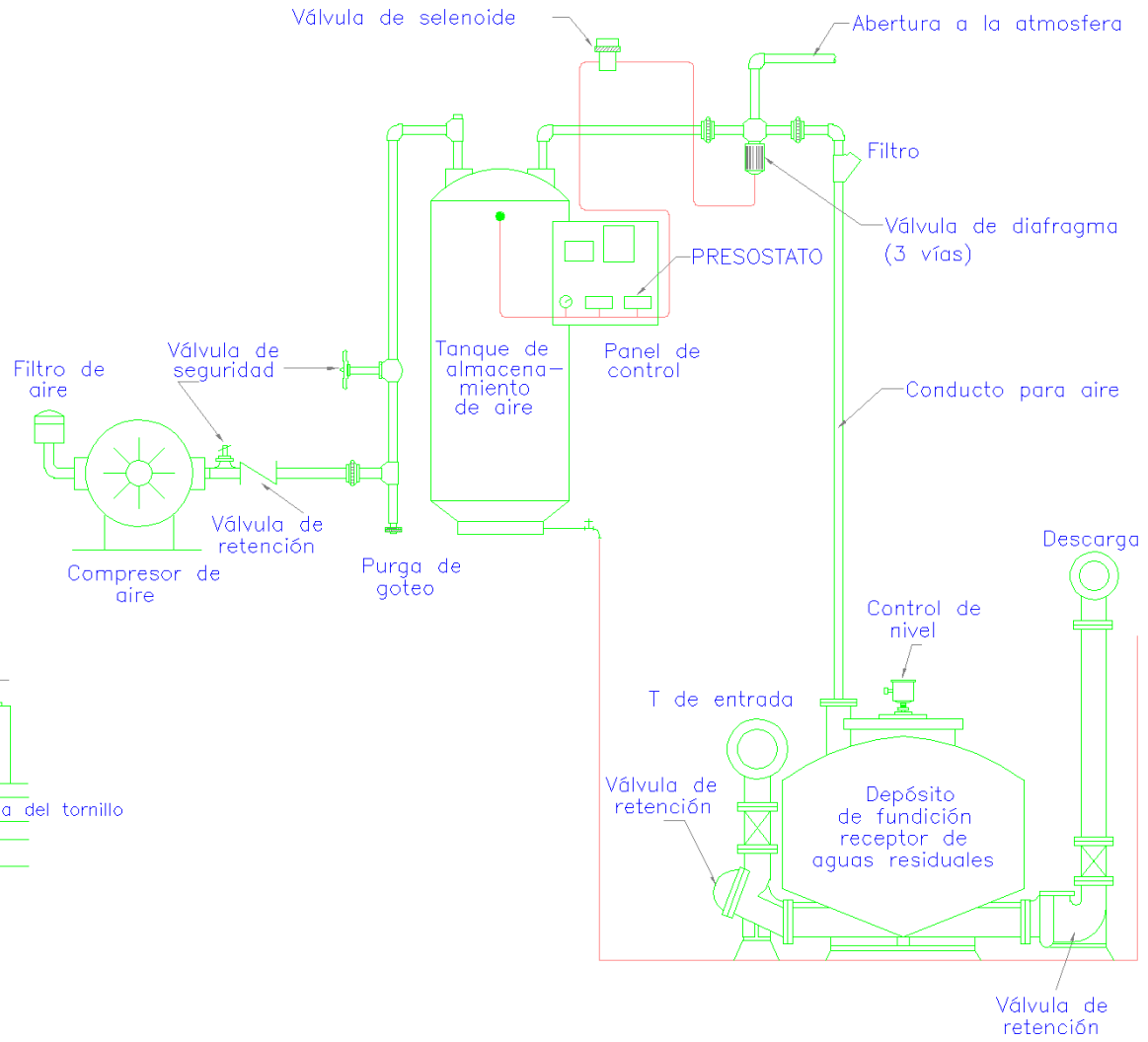
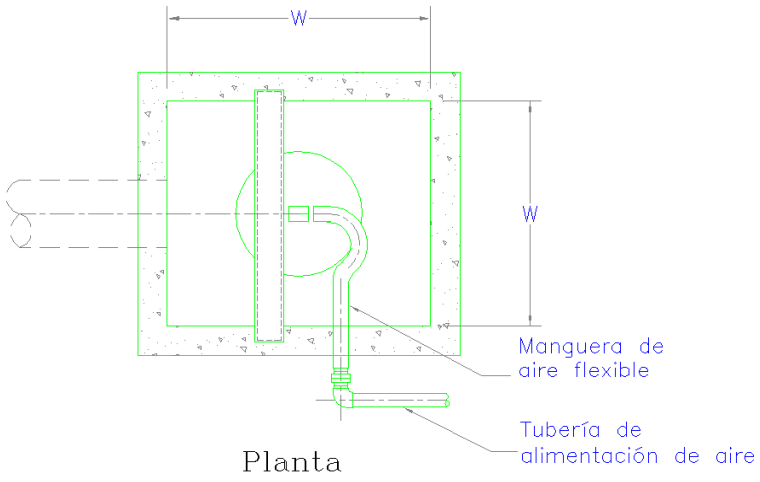
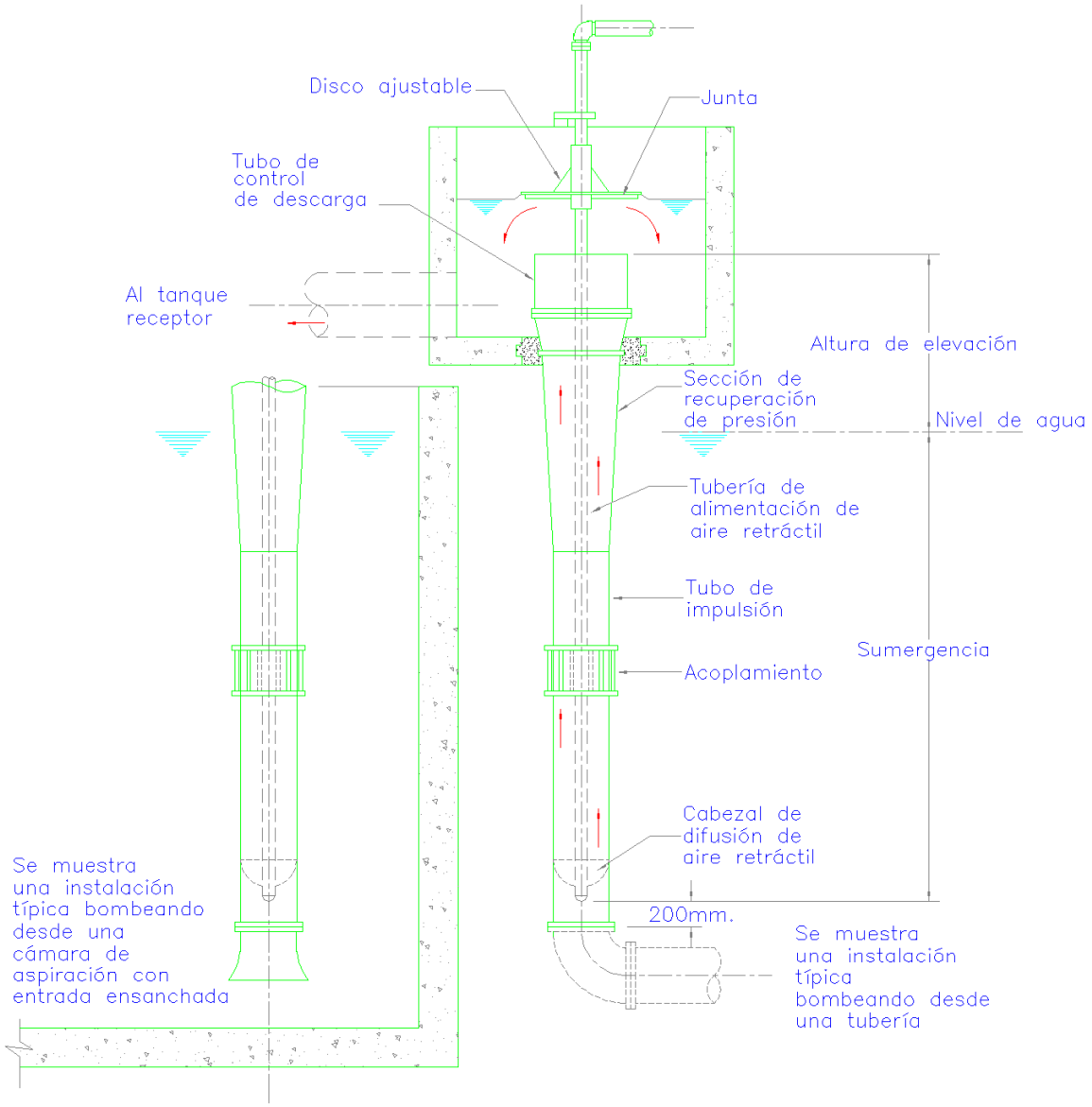


Fig. VII–5
Eyector neumático y conjunto asociado

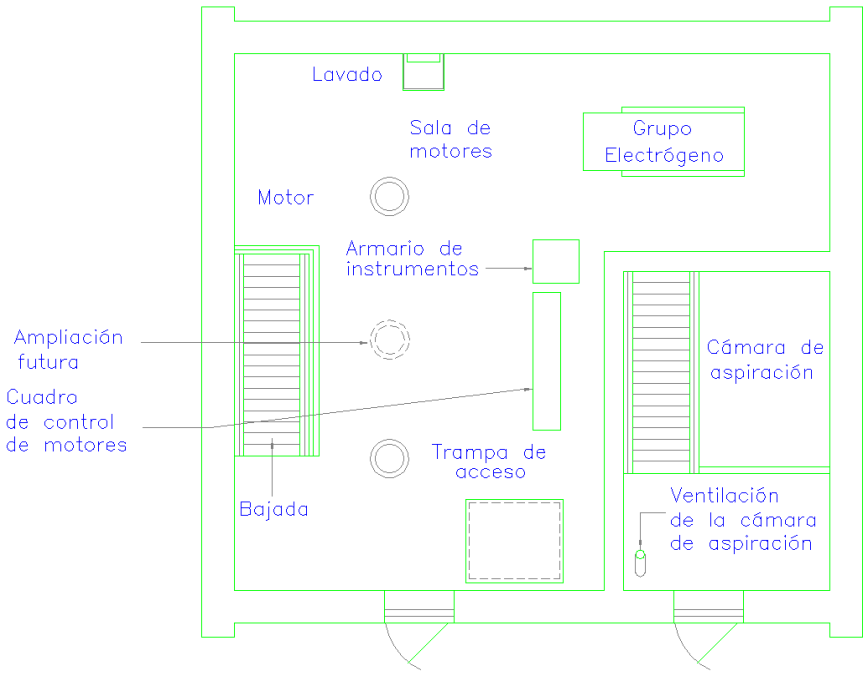


Planta

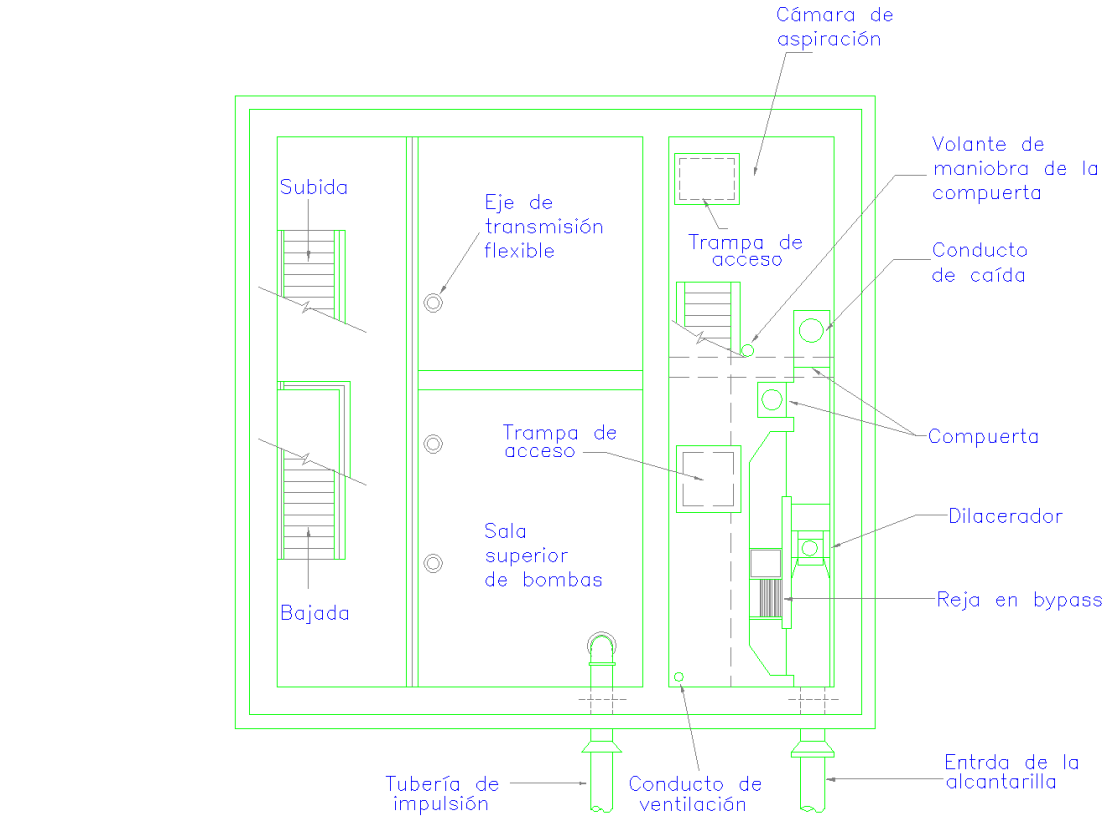


Alzado–Sección

Fig. VII–6
Bomba de emulsión por aire (air–ift) típica.

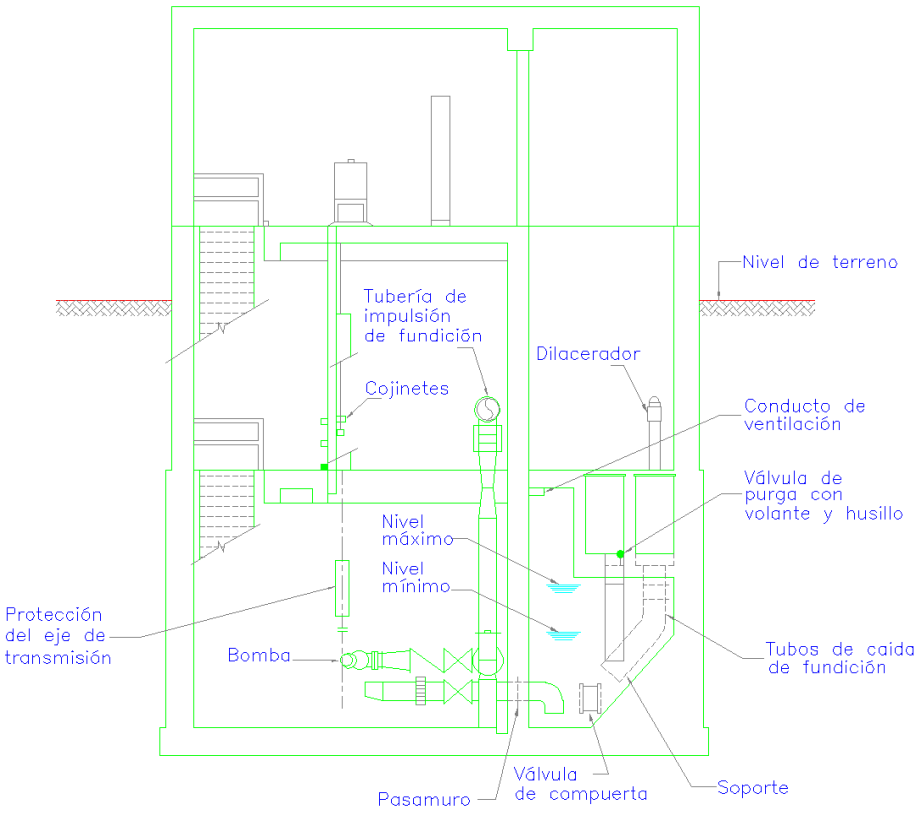


Planta del piso superior



Planta del piso intermedio.

Fig. VII–7
Estación de bombeo convencional típica de aguas residuales.



Sección transversal

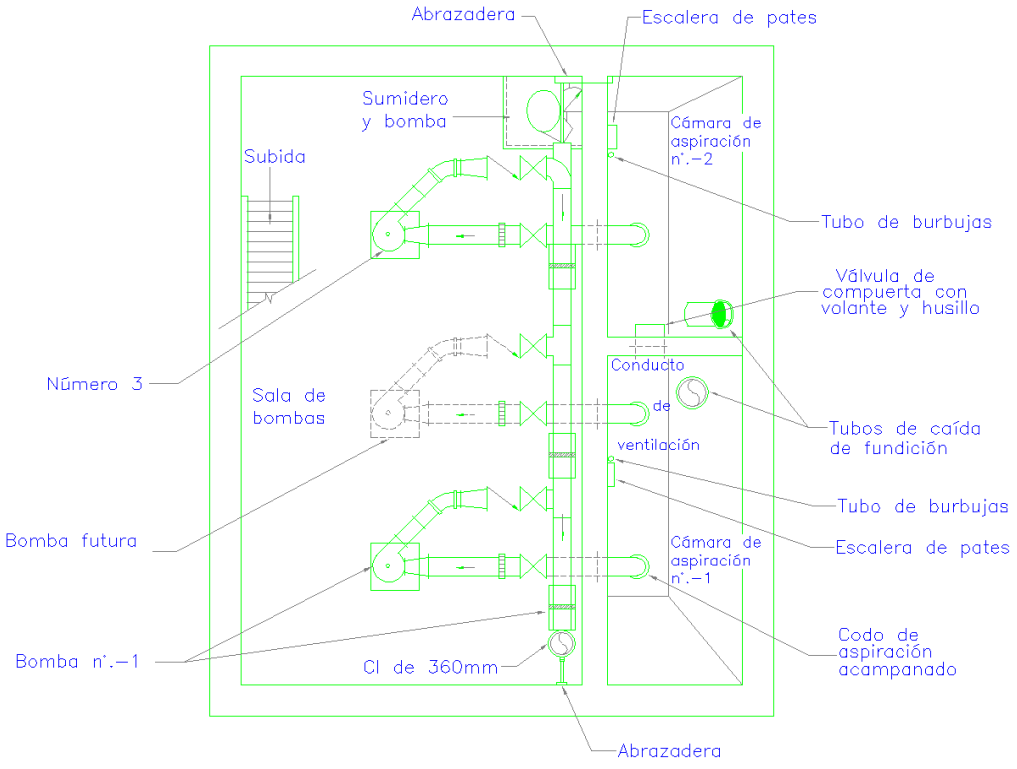
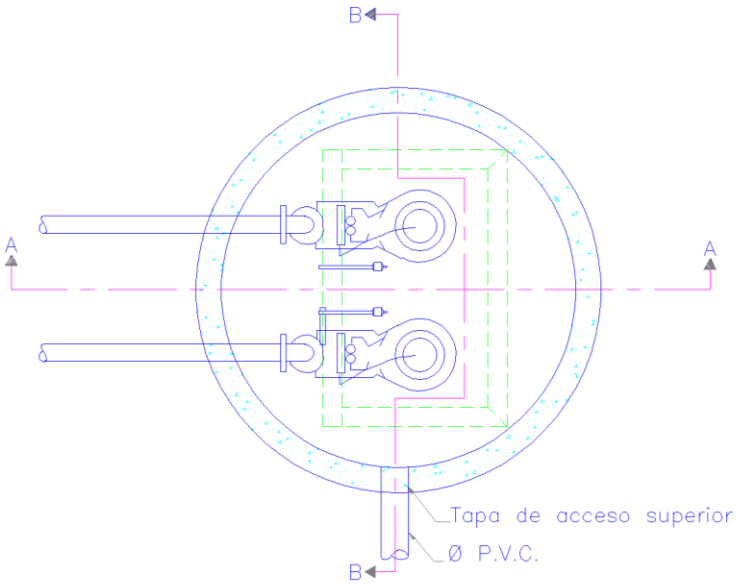
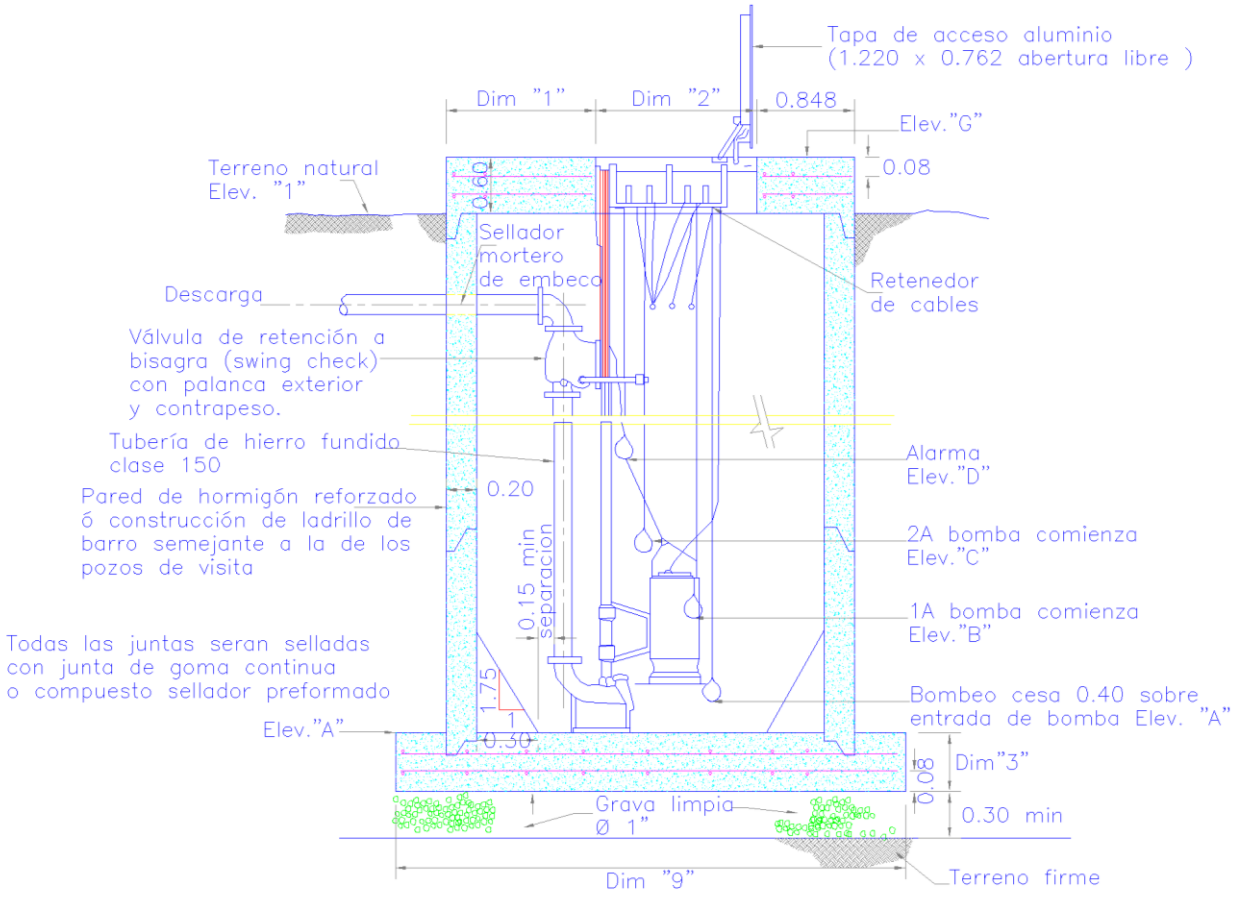


Fig. VII-7 (Cont.)
Planta inferior

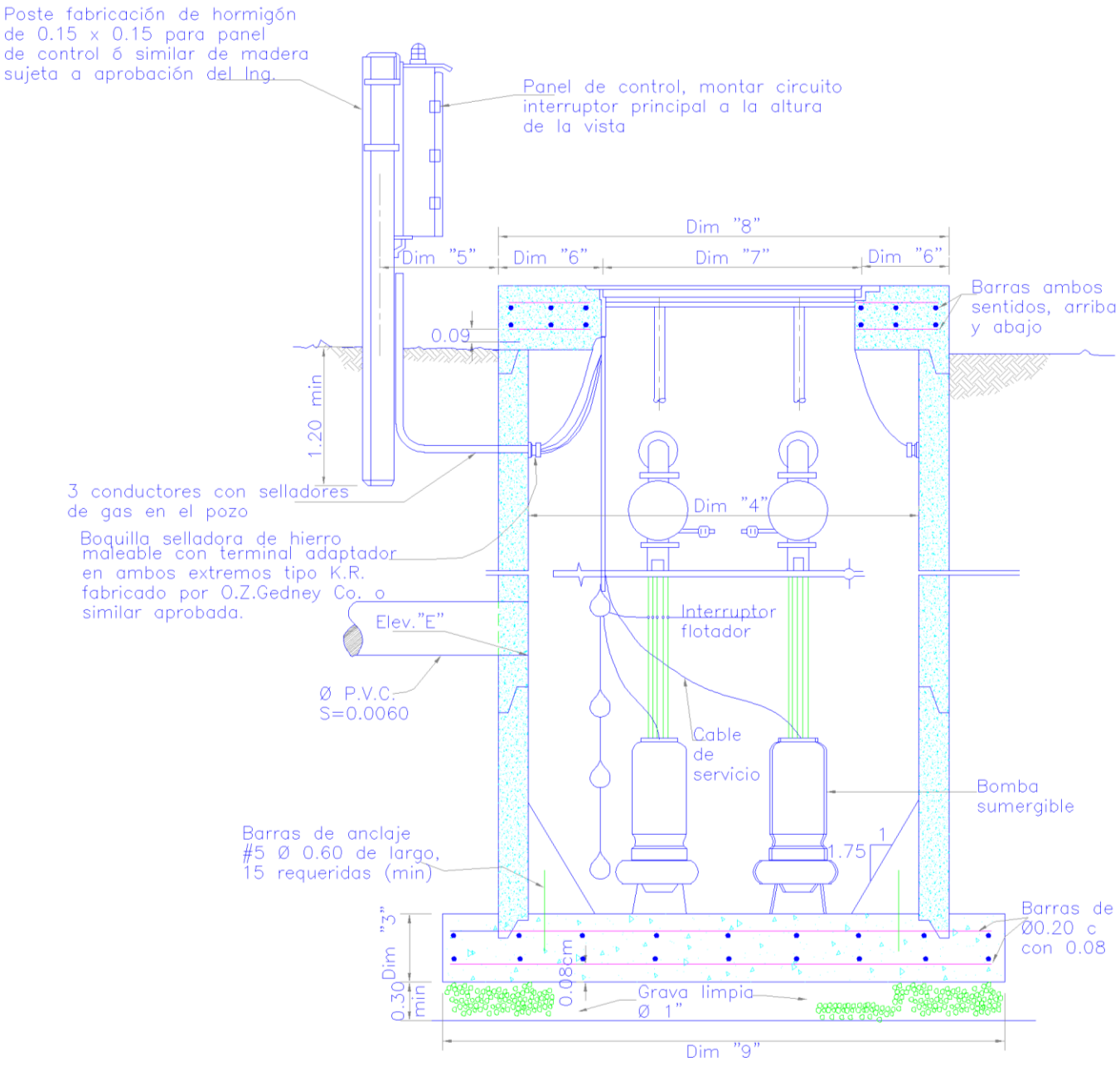


Planta bajo superficie



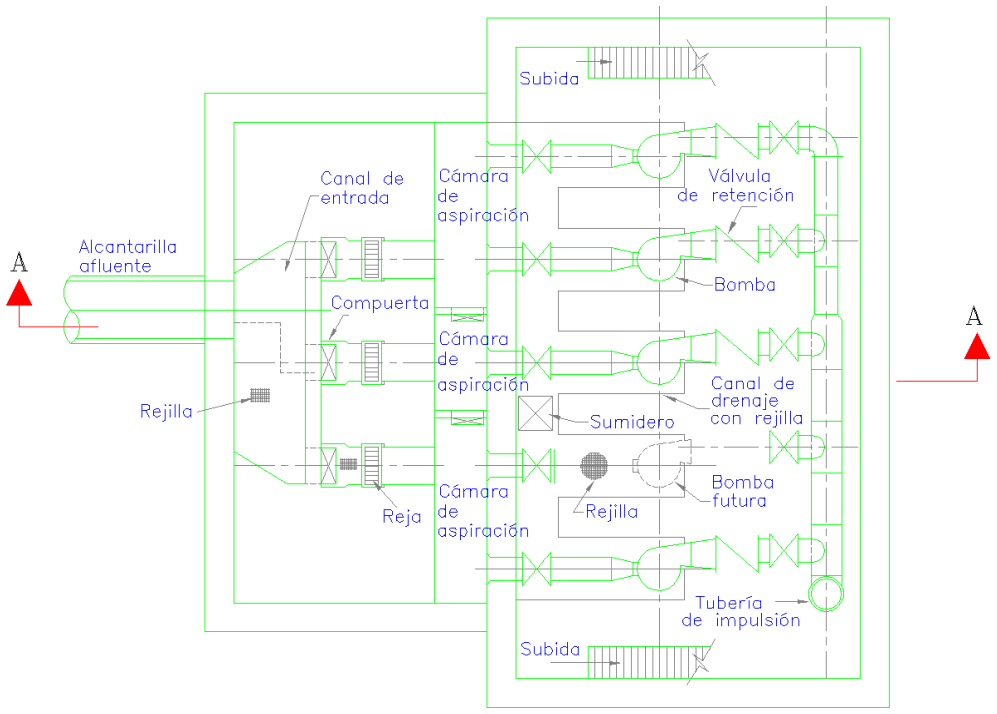
Sección A – A

Fig VII–8
Estación de bombeo con bombas sumergibles

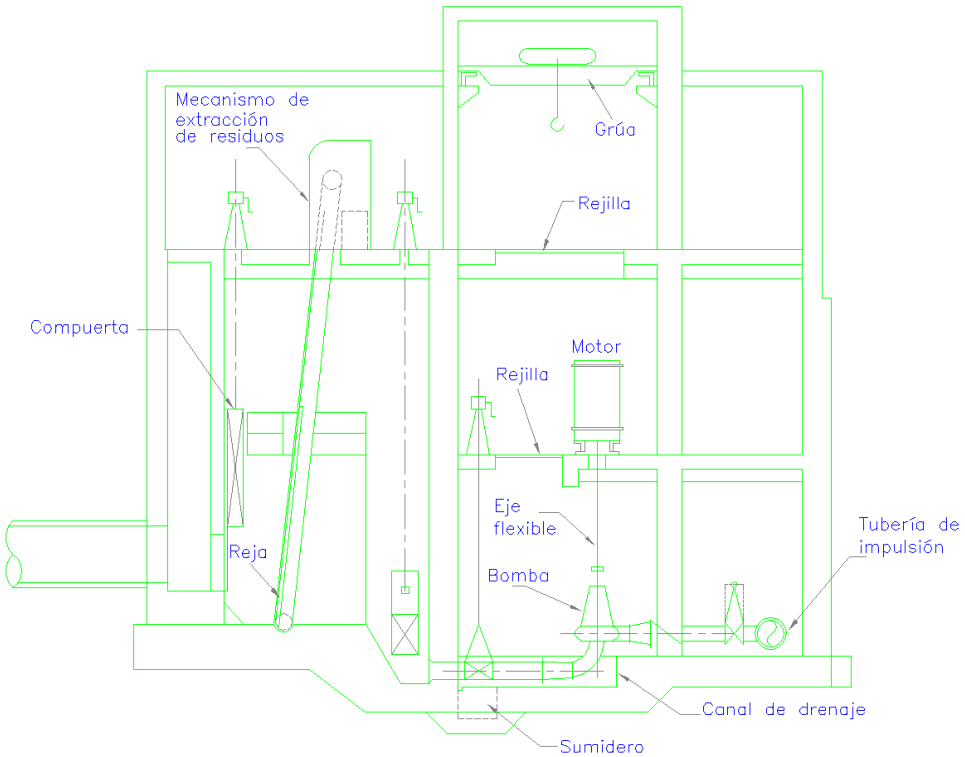


Sección B–B

Fig. V11–8 (Cont.)



Planta



Sección A–A

Fig. VII–9
Estación de bombeo convencional típica de aguas residuales de gran tamaño.

CAPITULO VIII
CARACTERISTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

8.1 Generalidades.

El conocimiento de la naturaleza del agua residual es fundamental para el proyecto y explotación de las infraestructuras, tanto de recolección como de tratamiento y evacuación de las aguas residuales, así como para la gestión de la calidad del medio ambiente.

Las características de las aguas residuales de una localidad en particular deben averiguarse, por medio de pruebas de laboratorio, para determinar cual será el tratamiento necesario y aplicar los métodos más efectivos.

8.2 Caracterización de aguas residuales.

a- Generalidades

Toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas establecidas que aseguren precisión y exactitud. Un programa de muestreo para caracterización y control de calidad de aguas residuales, requiere un análisis cuidadoso del tipo de muestras, número de ellas y parámetros que se deben determinar.

b- Muestreo

Para la evaluación de las diferentes características de un agua residual se deben seguir los métodos normales o estándar. Para una caracterización adecuada de esta agua se requiere de una técnica apropiada de muestreo que asegure resultados representativos del caudal global de aguas residuales y no solamente del caudal que circula en el instante del muestreo.

Para que la muestra sea representativa, se prefieren sitios de muestreo con flujo turbulento donde el agua residual esté bien mezclada; sin embargo el sitio de muestreo debe seleccionarse de acuerdo con cada problema individual de estudio. Los períodos de muestreo dependen del régimen de variación del caudal, de la disponibilidad de recursos económicos y de los propósitos del programa de muestreo.

Cantidad: Deberán recogerse dos litros de muestra para la mayoría de los análisis físico-químicos. Ciertos ensayos necesitan volúmenes más grandes. No debe utilizarse la misma muestra para ensayos químicos, bacteriológicos y microscópicos debido a que los métodos de muestreo y manipulación son diferentes.

Preservación de muestras: Las muestras obtenidas en el campo deben constituirse en una representación precisa del material del que se está haciendo el muestreo; por tal motivo deben ser obtenidas, conservadas, transportadas y almacenadas de manera que cuando lleguen al laboratorio todavía sean representativas del material existente en el campo.

Métodos de preservación: Según el caso se deben usar: a) Control del pH. b) Adición de reactivos. c) Uso de envases opacos o de color ámbar. d) Refrigeración. e) Filtración. f) Congelamiento.

Muestra instantánea o simple: Representa solamente las características del agua residual para el instante de muestreo y en la mayoría de los casos, pueden no ser representativas de un período prolongado, puesto que estas características varían con el tiempo.

Las muestras simples se usan para:

- Determinar las características de descargas instantáneas circulantes, identificar la fuente y evaluar los efectos potenciales en los procesos de tratamiento. Estas descargas son frecuentemente detectadas visualmente por el operador del sistema.
- Estudiar variaciones y extremos en un flujo de desechos en determinado período.
- Evaluar la descarga si ésta ocurre intermitentemente durante períodos cortos.
- Determinar si la composición de la corriente para hacer el muestreo es razonablemente constante.
- Determinar si los componentes por analizar son inestables o no pueden ser preservados.

Los parámetros que deben medirse para caracterizar el agua residual por medio de muestras instantáneas, son los siguientes: oxigeno disuelto, coliformes, alcalinidad, acidez, grasas, aceites, pH y temperatura.

Muestra compuesta: Son la mezcla de varias muestras instantáneas recolectadas en el mismo punto de muestreo en diferentes tiempos a intervalos regulares generalmente una hora, durante 24 horas. La mezcla se hace sin tener en cuenta el caudal en el momento de la toma.

Las muestras compuesta se usan para:

- Determinar la DBO_5 total y soluble, DQO soluble y total, sólidos suspendidos, disueltos y sedimentable, nitrógeno total, fósforo, cloruros, aceites y grasas, metales pesados, y detergentes.

Muestra integrada: Consiste en la toma de muestras simples, tomadas en diferentes puntos simultáneamente y tan cerca como sea posible, que luego se mezclan para su análisis. La integración debe hacerse de manera proporcional a los caudales medidos al tomar la muestra.

Las muestras integrales deben usarse en los casos siguientes:

- Caracterizar el caudal de un río, el cual varía su composición a lo largo de su trayecto y su ancho. Se toman varias muestras para diferentes puntos de la sección transversal y se mezclan en proporción a los flujos relativos para cada sección.
- Cálculo de las cargas (kg/d) de las sustancias contaminantes en la corriente de agua.
- Tratamientos combinados para diferentes corrientes de aguas residuales separadas.

8.3 Contaminantes de importancia en el tratamiento del agua residual.

- Sólidos en suspensión, los cuales pueden originar depósitos de lodos y condiciones anaerobias cuando se vierte agua residual sin tratar en un entorno acuático.
- Materia orgánica biodegradable, compuesta principalmente por proteínas, carbohidratos y grasas animales, la cual se mide en la mayoría de las veces, en función de la DBO (Demanda Bioquímica de Oxigeno) y de la DQO (Demanda Química de Oxígeno).

Las aguas residuales domésticas crudas tienen una DBO entre 250 y 1000 mg/L, con relaciones de DQO/DBO que varían entre 1.2 y 2.5. Si las aguas residuales se descargan sin tratar al entorno, su estabilización biológica puede llevar al agotamiento de oxígeno a los recursos naturales y al desarrollo de condiciones sépticas.

- Organismos patógenos, los cuales pueden transmitir enfermedades contagiosas.
- Nutrientes, tanto el Nitrógeno, como el Fósforo y el Carbono son esenciales para el crecimiento de plantas y protistas. Cuando se vierten al entorno acuático, éstos pueden favorecer el crecimiento de una vida acuática no deseada.
- Materia orgánica refractaria, resiste tratamiento convencional, tales como los detergentes, fenoles y pesticidas agrícolas.
- Sólidos inorgánicos disueltos, algunos como el calcio, sodio y sulfatos son agregados al suministro de agua doméstico como resultado del uso y es posible que deban ser removidos para reuso del agua.

8.4 Características más importantes de algunas aguas residuales.

Existen caracterizaciones típicas de aguas residuales, las cuales son de gran interés como referencia de los parámetros de importancia por analizar y de su magnitud; ***pero hay que recordar que cada agua residual es única en sus características*** y que en lo posible, los parámetros de contaminación deben evaluarse en el laboratorio para cada agua residual específica. Las tablas siguientes resumen valores promedios de las características de contaminación más importantes evaluadas en aguas residuales de algunas localidades del país.

TABLA 8-1

COMPOSICIÓN TÍPICA DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE MANAGUA (ROCHE/SEARCH 1996)

Parámetro	Magnitud
Sólidos totales	636 mg/L
Sólidos disueltos	448 mg/L
Sólidos suspendidos	188 mg/L
Sólidos sedimentables	51 mg/L
DBO	306 mg/L
DQO	614 mg/L
Nitrógeno total	234 mg/L
Nitrógeno orgánico	136 mg/L
Nitrógeno amoniacal	103 mg/L
Nitritos	0.06 mg/L
Nitratos	< 0.05 mg/L
Fósforo total	31 mg/L
Cloruros	56.76 mg/L

Continúa TABLA 8-1

Parámetro	Magnitud
Alcalinidad	260.23 mg/L
Grasas	299 mg/L
Coliformes (NMP/100 mL)	2.06×10^7
Arsénico	4.6 µg/L
Cadmio	2.0 µg/L
Cobre	10.9 µg/L
Cromo	4.1 µg/L
Mercurio	0.2 µg/L
Níquel	5.8 µg/L
Plomo	2.6 µg/L
Selenio	3.2 µg/L
Zinc	27.0 µg/L

TABLA 8-2

COMPOSICIÓN TÍPICA DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE LEÓN (Laboratorio UNI - 1999)

Parámetro	Magnitud
Sólidos totales	685 mg/L
Sólidos suspendidos	252 mg/L
DBO	292 mg/L
DQO	461 mg/L
Nitrógeno total	25 mg/L
Nitrógeno orgánico	15 mg/L
Nitrógeno amoniacal	13 mg/L
Nitritos	0.08 mg/L
Nitratos	0.53 mg/L
pH	6.9

TABLA 8-3

COMPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE RIVAS (ENACAL-2000)

Parámetro	Magnitud
Sólidos totales	889 mg/L
Sólidos sedimentables	2.81 mg/L
DBO	152 mg/L
DQO	427 mg/L
Nitritos	0.04 mg/L
Nitratos	0.58 mg/L
Fosfatos	13.70 mg/L
Alcalinidad	317.90 mg/L
pH	7.36

TABLA 8-4

COMPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES DE CIUDAD DARÍO (ENACAL - 1996)

Parámetro	Magnitud
Sólidos totales	968 mg/L
Sólidos sedimentables	11 mg/L
DBO	480 mg/L
DQO	976 mg/L
Nitritos	0.20 mg/L
Nitratos	11.8 mg/L
Fosfatos	0 mg/L
Alcalinidad	580 mg/L
pH	6.96

CAPITULO IX

PROCESOS DE TRATAMIENTO PRELIMINAR DE AGUAS RESIDUALES

9.1 Generalidades.

El tratamiento preliminar es el proceso de eliminación de aquellos constituyentes de las aguas residuales, que pudieren interferir con los procesos subsecuentes del tratamiento.

9.2 Rejillas.

Las rejillas de barras pueden ser de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas o finas.

- Las rejillas gruesas son aquellas con aberturas iguales o mayores de 6.4 mm pueden ser de barra o varillas de acero, se deben usar para proteger bombas, válvulas, tuberías y equipos, del taponamiento o interferencia causados por trapos, tarros y otros objetos grandes.
- La longitud de la rejilla de limpieza manual no debe exceder de lo que pueda rastrillarse fácilmente a mano.
- En la parte superior de la rejilla debe proveerse una placa de drenaje o placa perforada para que los objetos rastrillados puedan almacenarse temporalmente para su escurrimiento.
- Las barras de la rejilla no deberán ser menores de 1 cm de anchura por 5 cm de profundidad.
- El canal donde se ubica la rejilla deberá ser recto, de fondo horizontal o con una pequeña pendiente hacia la rejilla y perpendicular a ésta.
- Por su gran importancia, la velocidad de aproximación deberá ser de 0.45 m/s a caudal promedio.
- Las rejillas de limpieza mecánica, deben limpiarse según su construcción, por la cara anterior o posterior. El ingeniero proyectista deberá determinar anticipadamente el tipo de equipo a usar, las dimensiones del canal de reja, el intervalo de variación de la profundidad del flujo en el canal y la separación de barras.

TABLA 9-1

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE REJILLAS DE BARRAS

Parámetro	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Sección recta de la barra:		
Anchura (mm)	5 - 15	5 - 15
Profundidad (mm)	25 – 37.5	25 – 37.5
Separación entre barras (mm)	25 - 50	15 - 75
Ángulo con la vertical (grados)	30 - 45	0 - 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.30 - 0.60	0.60 – 1.10
Pérdida de carga admisible (m)	0.15	0.15

9.2.1 **Pérdidas en rejillas.**

La pérdida de energía a través de la rejilla es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Estas pérdidas, en una rejilla limpia se determinarán aplicando la ecuación de Kirschmer:

$$h = \beta\left(\frac{w}{b}\right)^{4/3} hv \operatorname{sen}\theta$$

Dónde: h = pérdida de carga, m
β = factor de forma de las barras
w = profundidad de la barra, m
b = separación mínima entre barras, m
hv = energía de velocidad del flujo de aproximación, m
θ = ángulo de la rejilla con la horizontal.

TABLA 9-2

VALORES DE β de Kirschmer

Tipo de barras	**β**
Rectangular con aristas vivas	2.42
Rectangular con la cara aguas arriba semicircular	1.83
Rectangular con las caras aguas arriba y abajo semicircular	1.67
Circular	1.79

9.3 **Tamices.**

Los tamices a usarse pueden ser del tipo estático (fijos) o de tambor giratorio, provistos de una malla fina de acero inoxidable o de un material no ferroso. Normalmente se fabrican con aberturas que oscilan entre 0.2 y 6mm.

El uso de éste tipo de tamices se limita a plantas pequeñas o plantas en las que las pérdidas de cargas no constituyan un problema. Se deberán usar en pretratamiento, tratamiento primario y secundario.

- Los tamices estáticos de malla en sección de cuña se fabrican con abertura entre 0.2 y 1.2 mm y para caudales entre 400 y 1200 L/m^2.min de superficie de tamiz, con pérdidas de carga entre 1.2 y 2.1 m
- Los tamices de tambor están disponibles en diversos tamaños, con diámetros variables entre 0.9 y 1.5 m y longitudes desde 1.2 a 3.7 m. Las pérdidas de cargas pueden oscilar entre 0.8 y 1.4 m.

9.4 **Trituradores y rasgadores.**

Estos equipos generalmente deberán colocarse después de las cámaras desarenadoras, cuando se espera un volumen apreciable de sólidos duros.

Consisten, generalmente, en cilindros giratorios ranurados a través de los cuales pasa el agua residual. Los dientes cortadores van montados sobre el cilindro móvil, cortando y rasgando los sólidos separados contra un peine metálico especial.

Las ranuras varían frecuentemente, entre 5 a 10 mm. Las pérdidas de cargas en estos equipos varían desde poco centímetros hasta 0.30 m y puede alcanzar valores del orden de los 0.90 m en unidades de gran tamaño en condiciones de caudal máximo.

Para obtener los valores recomendados de las dimensiones de los canales, intervalos de velocidad, grado de submergencia aguas arriba y abajo y de las necesidades energéticas, se deberán consultar los gráficos y tablas elaborados por los fabricantes.

9.5 **Desarenadores.**

La función de los desarenadores en el tratamiento de aguas residuales es remover arena, grava, cenizas, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante mayor que el de los sólidos orgánicos putrescibles de las aguas residuales. Se deberán ubicar antes de todas las demás unidades de tratamiento, si con ello se facilita la operación de las demás etapas del proceso. Sin embargo la instalación de rejillas, antes del desarenador, también facilita la remoción de arena y la limpieza de los canales de desarenado. Se deben de proveer un mínimo de dos unidades.

Deberán emplearse desarenadores cuando sea necesario cumplir con lo siguiente:

- Protección de equipos mecánicos contra la abrasión.
- Reducción de la formación depósitos pesados en tuberías, conductos y canales.
- Reducción de la frecuencia de limpieza de la arena acumulada en tanques de sedimentación primaria y digestores de lodos.
- Minimizar las pérdidas de volumen en tanques de tratamiento biológico.

Existen dos tipos generales de desarenadores: *de flujo horizontal y aireado*.

Los desarenadores de flujo horizontal, para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 30 cm/s. Dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a resuspender el material orgánico sedimentado, pero permite el asentamiento del material inorgánico pesado. En la práctica, para facilidad de construcción se usan desarenadores de sección trapecial, aproximada a la sección de diseño parabólica. Generalmente los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de diámetro mayor de 0.20 mm.

Los desarenadores aireados se suelen diseñar para eliminar partículas de 0.20 mm o superior, con tiempos de retención entre 2 y 5 min. en condiciones de caudal punta. La sección transversal del canal es semejante a la de los tanques de aireación de lodos activados de circulación espiral, exceptuando de que se incluye un canal de recogida de arenas de unos 0.90 de profundidad, con paredes laterales muy inclinadas, que se ubica a lo largo de un lateral del depósito, bajo los difusores de aire. Los difusores se sitúan entre 0.45 y 0.60 m por encima de la base normal del tanque.

TABLA 9-3

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES DE FLUJO HORIZONTAL

Parámetro	Valores Intervalos	Típico
Tiempo de retención, s	45 - 90	60
Velocidad horizontal, m/s	0.24 - 0.40	0.30
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
Malla 65, m/min (1)	0.95-1.25	1.15
Malla 106, m/min (1)	0.60 - 0.90	0.75
Relación largo: ancho	2.5:1 – 5:1	
Relación ancho: profundidad	1:1 – 5:1	
Cargas superficial, $m^3/m^2.d$	700 - 1600	
Incremento de longitud por turbulencia en la entrada y salida.	2. Hm - 0.5 L	

Hm = Profundidad máxima del desarenador
L = Longitud teórica del desarenador
(1) = Si el peso específico de la arena es substancialmente menor que 2.65, deben usarse velocidades inferiores.

TABLA 9-4
INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE DESARENADORES AÍREADOS

Parámetro	Valores Intervalos	Típico
Tiempo de retención a caudal máximo, min	2 – 5	3
Dimensiones:		
Profundidad, m	2.00 – 5.00	
Longitud, m	7.50 – 20.00	
Anchura, m	2.50 – 7.00	
Relación anchura – profundidad	1:1 a 5:1	1.5: 1
Relación longitud-anchura	3:1 a 5:1	4:1
Suministro de aire, m^3/min. x m de longitud	0.18 – 0.45	

9.6 Trampas para grasas y aceites.

Son tanques pequeños de flotación donde la grasa sale a la superficie y es retenida mientras el agua aclarada sale por una descarga inferior. No lleva partes mecánicas y el diseño es similar al de un tanque séptico.

Se incluyen en sistemas de tratamiento de aguas residuales para establecimientos como estaciones de servicio (gasolineras), moteles, hospitales, restaurantes, hoteles, etc. en que existe

una producción apreciable de grasas. Se deberán colocar aguas arriba del tanque séptico, sedimentador primario o de cualquier otra unidad que la requiera para prevenir obstrucciones, acumulación en las unidades de tratamiento y malos olores, etc.

TABLA 9-5

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE TRAMPAS DE GRASA

Parámetro	Valores
Tiempo de retención	15 - 30 min
Área/cada litro/s	0.25 m^2
Ancho/Longitud	1:3 – 2:3 – 1:4, 1:18
Velocidad ascendente	4 mm/s
Diámetro de entrada (mm)	50 mínimo
Diámetro de salida (mm)	150 mínimo

El extremo final del tubo de entrada deberá tener una sumergencia mínima de 15 cm. La boca del tubo de salida deberá localizarse por lo menos a 15 cm del fondo del tanque y con una sumergencia no menor de 0.90 m.

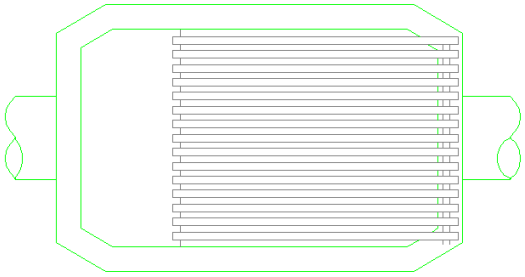
9.7 Tanques de preaireación y floculación.

Son otras instalaciones de tratamiento preliminar que se utilizan para mejorar la tratabilidad del agua residual y para la eliminación de grasas y espumas antes de la sedimentación primaria, mediante la preaireación y la floculación.

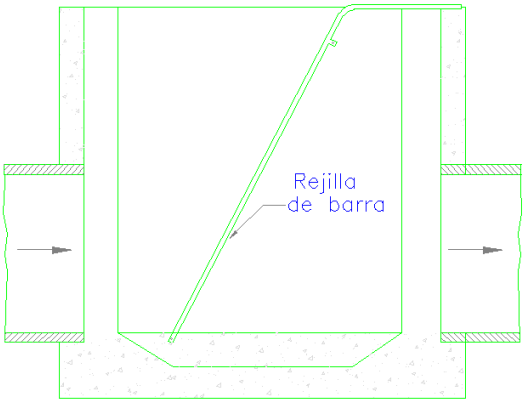
TABLA 9-6

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE TANQUES DE PREAIREACION Y FLOCULACIÓN

Parámetro	Valores	
	Intervalos	Típico
Preaireador:		
Tiempo de retención, min.	10 - 45	30
Profundidad del tanque, m	3.00 - 6.00	4.50
Demanda de aire, m^3/m^3	0.80 - 3.20	2.00
Floculador:		
Tiempo de retención, min	20 - 60	30
Floculación producida por paletas, velocidad periférica de la paleta, m/s	0.45 - 1.00	0.60
Floculación con agitación por aire, con difusores de tubo poroso, $m^3/10m^3$	0.60 - 1.20	0.75

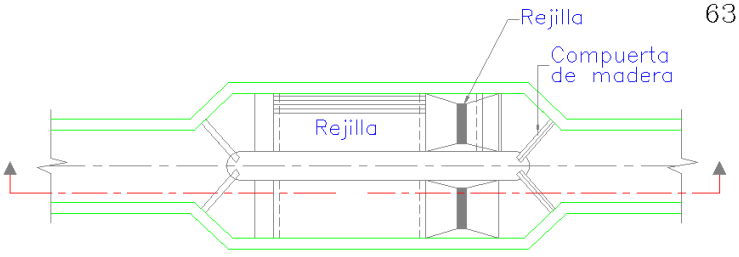


Planta

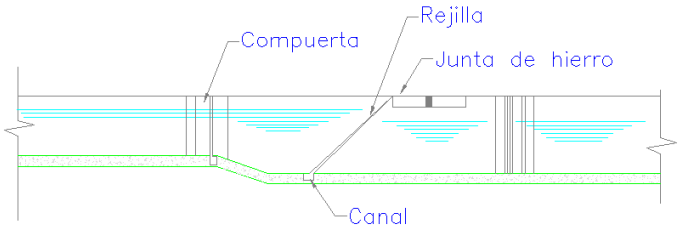


Corte

Fig. IX–1
Rejilla de limpieza manual

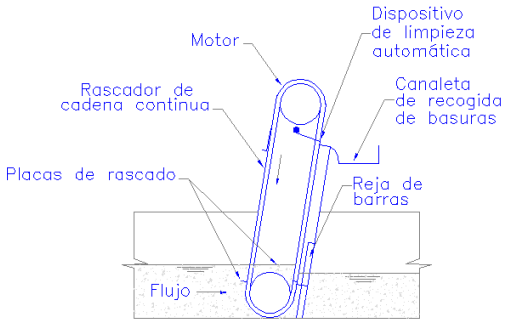


Planta

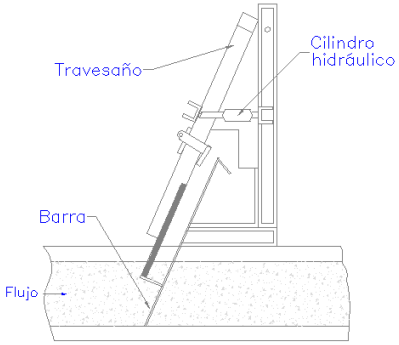


Corte

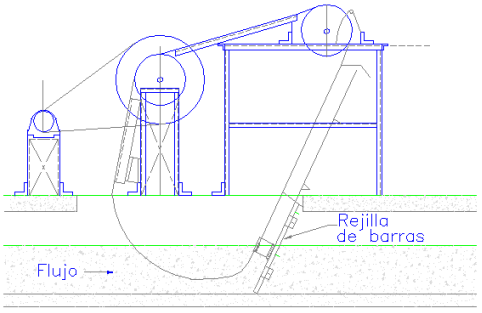
Fig. IX–2
Cámara de rejillas



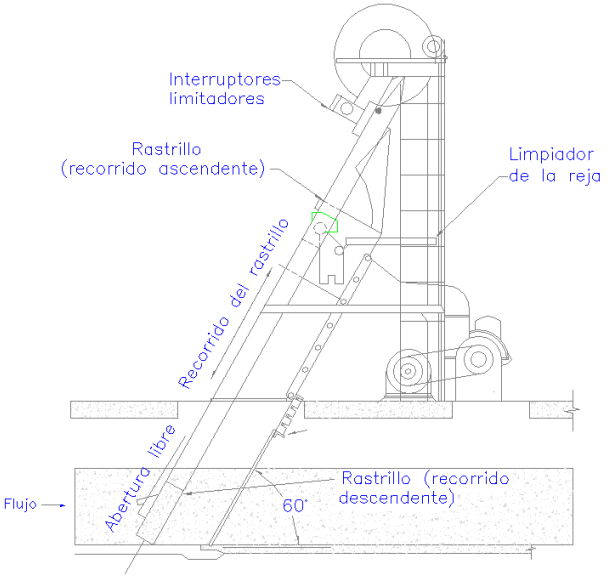
(a)



(b)



(c)



(d)

Fig. IX–3
Rejas de barras de limpieza mecánica: (a) Reja de cadena; (b) Reja oscilante (c) Reja de catenaria, y (d) Reja accionada con cable

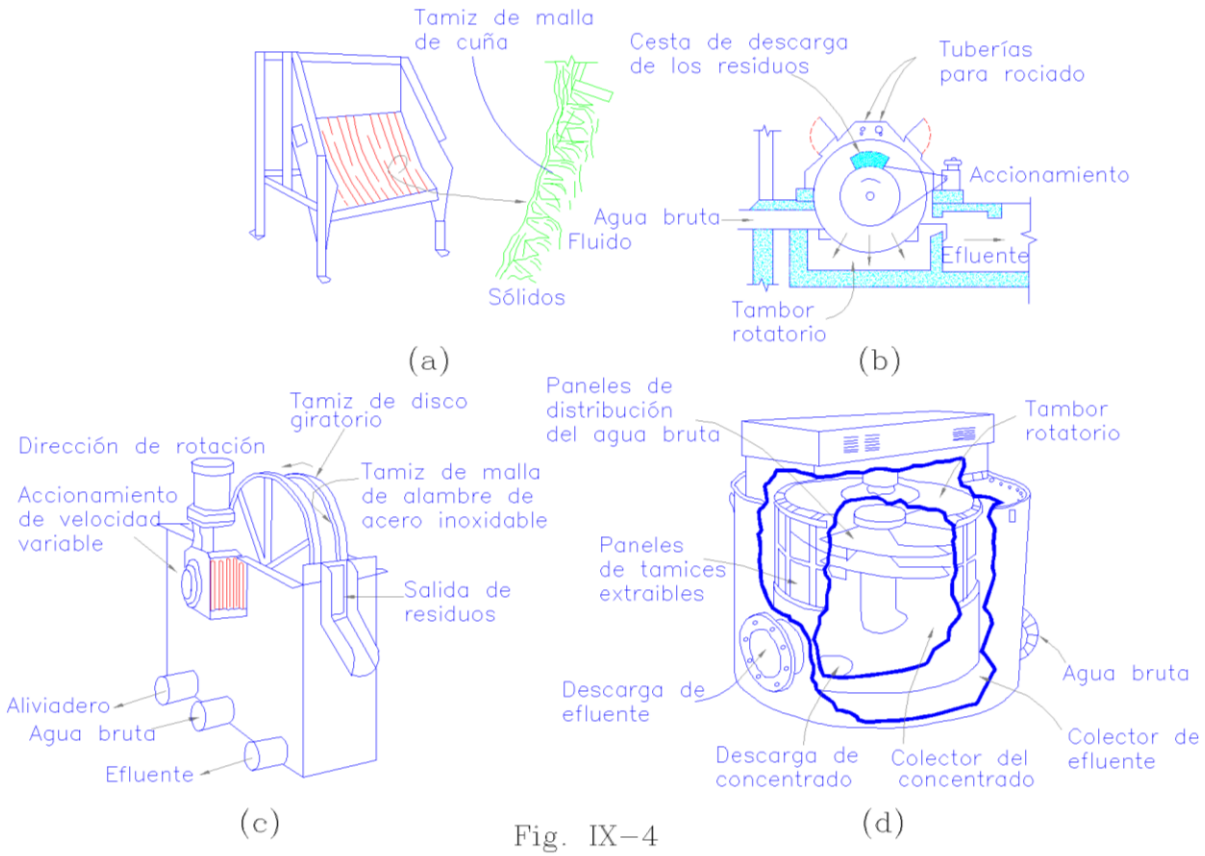


Fig. IX–4

Elementos de desbaste y tamizado típicos empleados en el tratamiento de las aguas residuales:(a) tamiz inclinado estático autolimpiante (se ilustra sin la cubierta), (b) tamiz de tambor rotatorio, (c) tamiz de disco giratorio, y (d) tamiz centrífugo.

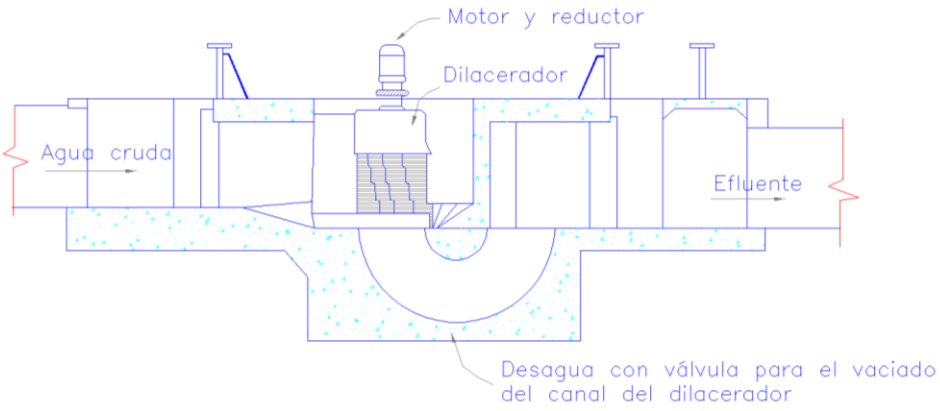


Fig. IX–5

Criba cortadora ó desmenuzadora (dilaceradora)

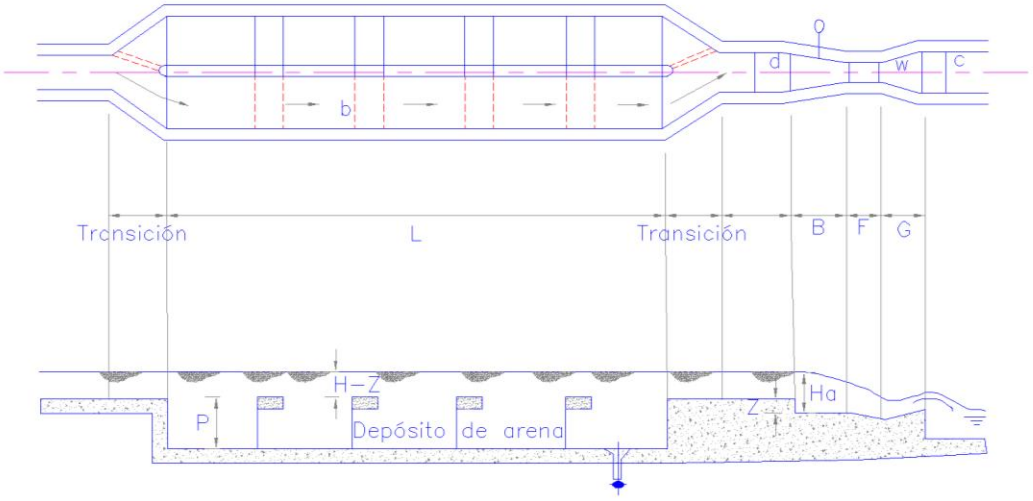


Fig IX–6
Desarenadores de flujo horizontal seguidos de un medidor Parshall

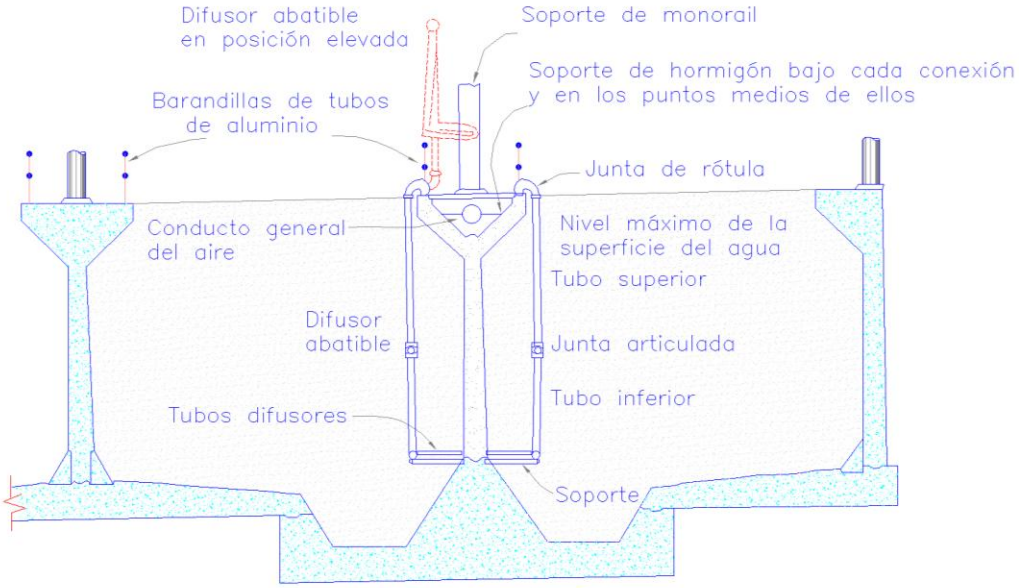
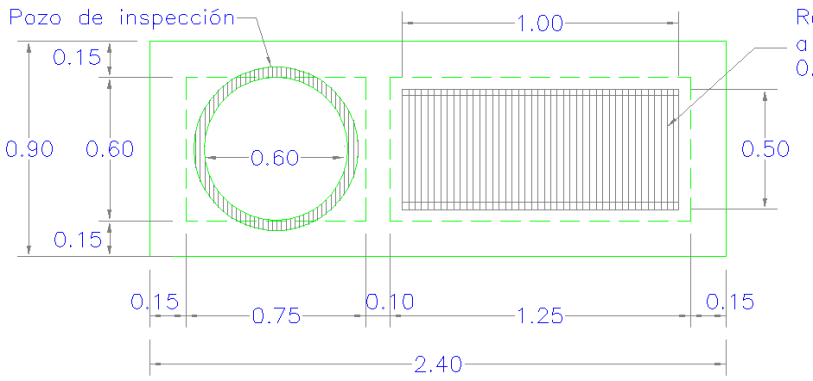
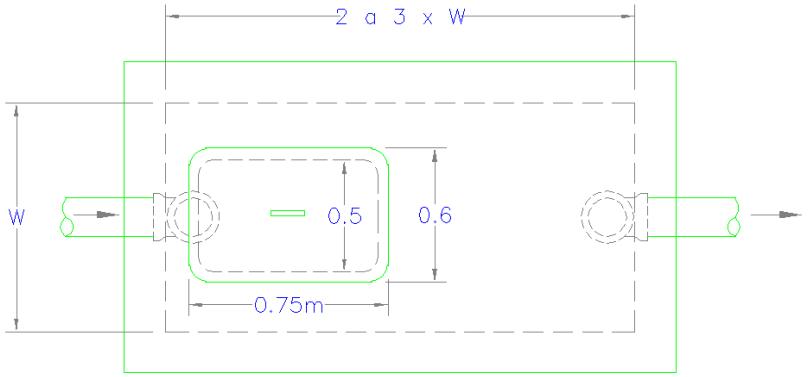


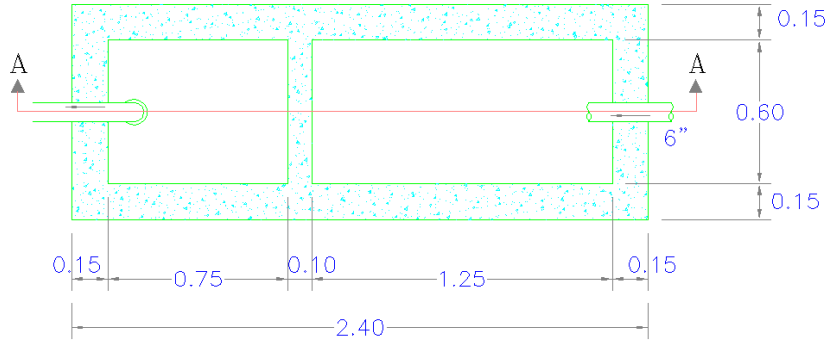
Fig IX–7
Sección transversal de desarenador aireado



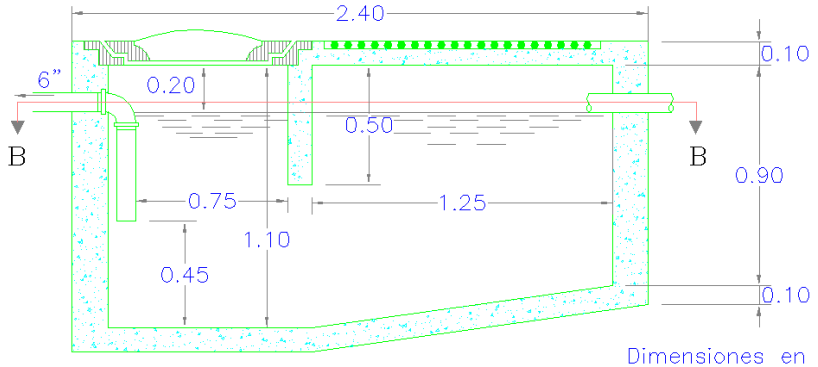
Vista superior



Planta



Corte B–B



Dimensiones en metros

Corte A–A

Fig. IX–8
Separador de grasas

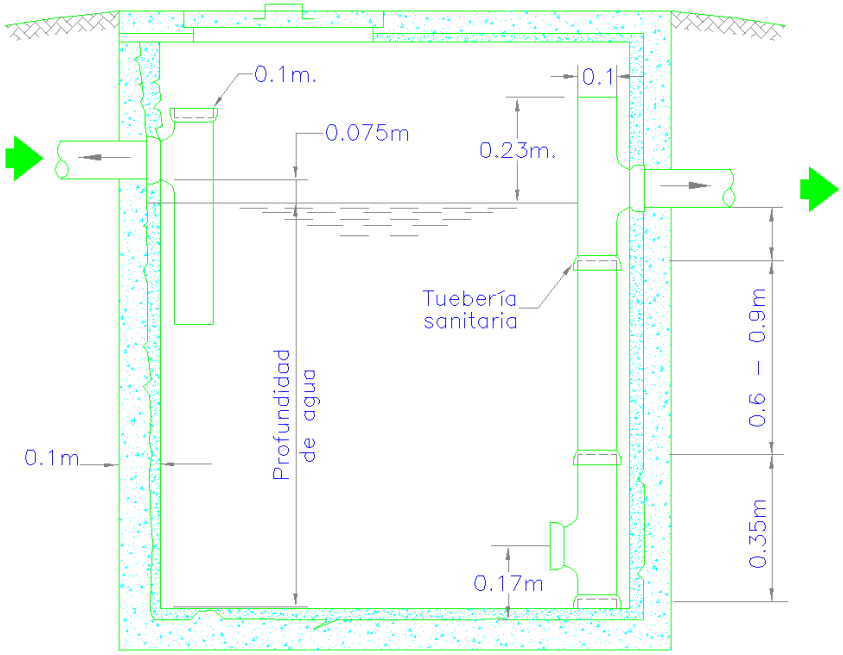


Fig. IX–9
Esquema de una trampa para grasas.

CAPÍTULO X

DISPOSITIVOS PARA MEDICIÓN DE CAUDAL (GASTOS) DE AGUAS RESIDUALES

10.1 Generalidades

La medición de caudales (gastos) en cualquier sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas o industriales es de gran importancia, por consiguiente deberán poseer dispositivos para la medición de caudal, tanto en la entrada como a la salida. Son unidades de bajo costo, en relación con el costo total de la obra y suministran datos importantes para la operación de los sistemas de tratamiento.

Los principales tipos de medidores usados son los vertederos proporcionales, el medidor Parshall, el medidor venturi los vertederos rectangulares y triangulares.

10.2 Medidor proporcional

Para lograr que la velocidad sea constante a través de un desarenador se emplea el vertedero proporcional, localizado a la salida del desarenador y consta de una plancha a través de la corriente. El vertedero de flujo proporcional consiste en una combinación de un vertedero con un orificio, el cual tiene una línea recta horizontal inferior que constituye la cresta del vertedero. Los lados del orificio son líneas curvas, de tal manera que el área de la sección transversal del mismo, disminuye al aumentar la profundidad de flujo sobre el vertedero.

Las dimensiones de la abertura deben calcularse en forma tal que la relación Q/A en el desarenador sea constante donde Q = m^3/s y A = área de la sección transversal en m^2.

La fórmula de caudal es:

$$Q = 4.20\left(x\, y^{½}\right)y$$

En la cual:

Q = Caudal (gasto), m^3/s

x = Lado horizontal superior variable del orificio, m

y = Carga sobre el vertedero, m

Para que "Q" sea proporcional a "y", $xy^{½}$ debe ser una constante = K

Para su diseño deberá considerarse lo siguiente:

- La cresta del vertedero deberá estar a un mínimo de 0.30 m sobre el fondo de la cámara.
- El vertedero no deberá trabajar sumergido.
- La distancia mínima entre la cresta del vertedero y la superficie del agua, aguas abajo deberá ser de 0.075 m.

10.3 **Medidor Parshall**

El medidor Parshall está incluido entre los medidores de flujo crítico es de fácil construcción, presenta la ventaja de depender de sus propias características hidráulicas, una sola determinación de carga es suficiente, la pérdida de carga es baja, posee sistema de auto limpieza que hace que no haya obstáculos capaces de provocar formación de depósitos, por lo tanto es el más recomendable para medir caudales de aguas residuales sin tratar. Se deberá colocar a continuación del desarenador.

Puede fabricarse de PVC o fibra de vidrio, pudiendo ser montado en el sitio para aumentar su precisión. El gasto es obtenido por la ecuación siguiente:

$$Q = \left(KH_a^n\right)$$

Q = Caudal (gasto) en m^3/s

H_a = Profundidad en relación con la cresta obtenida en el piezómetro situado a los 2/3 del largo A de la convergencia, contando esa distancia a lo largo de la pared de la convergencia de abajo para arriba, a partir de la sección extrema de abajo de la convergencia.

K y n = Valores numéricos que se muestran en la tabla siguiente de acuerdo con la magnitud de la garganta (W).

TABLA 10-1

VALORES DE "K" y "n"
EN EL MEDIDOR PARSHALL

W (m)	"K"	"n"	Capacidad (m^3/s)	
			Mínima	Máxima
0.076	0.176	1.547	0.00085	0.0538
0.152	0.381	1.580	0.00152	0.1104
0.229	0.535	1.530	0.00255	0.2519
0.305	0.690	1.522	0.00311	0.4556
0.457	1.054	1.538	0.00425	0.6962
0.610	1.426	1.550	0.01189	0.9367
0.925	2.182	1.556	0.01726	1.4263
1.220	2.935	1.578	0.03679	1.9215
1.525	3.728	1.587	0.06280	2.4220
1.830	4.515	1.595	0.07440	2.9290
2.135	5.306	1.601	0.11540	3.4400
2.440	6.101	1.606	0.13070	3.9500

10.4 **Vertederos rectangular y triangular.**

Los vertederos rectangulares o triangulares se deberán instalar en las salidas de los sistemas de tratamiento, pues las aguas residuales ya han sido tratadas, no habiendo problemas de sólidos que puedan obstruir esos dispositivos. Estos vertederos deberán ser de pared delgada y arista viva y deberán trabajar a descarga libre.

El triangular deberá ser de escotadura en ángulo de 90º. Este vertedero proporciona un excelente método para medir pequeños gastos.

En las tablas siguientes se disponen algunos valores de caudales para vertedero rectangular y triangular con escotadura en ángulo recto.

TABLA 10-2

GASTO POR METRO LINEAL EN VERTEDERO RECTANGULAR

Carga (m)	Gasto (m^3/s)	Carga (m)	Gasto (m^3/s)	Carga (m)	Gasto (m^3/s)
0.01	0.0018	0.18	0.1360	0.35	0.3686
0.02	0.0050	0.19	0.1474	0.36	0.3845
0.03	0.0098	0.20	0.1591	0.37	0.4007
0.04	0.0142	0.21	0.1712	0.38	0.4169
0.05	0.0199	0.22	0.1837	0.39	0.4336
0.06	0.0262	0.23	0.1963	0.40	0.4503
0.07	0.0329	0.24	0.2093	0.41	0.4673
0.08	0.0403	0.25	0.2225	0.42	0.4845
0.09	0.0481	0.26	0.2360	0.43	0.5020
0.10	0.0562	0.27	0.2497	0.44	0.5196
0.11	0.0650	0.28	0.2338	0.45	0.5374
0.12	0.0740	0.29	0.2780	0.46	0.5554
0.13	0.0835	0.30	0.2925	0.47	0.5735
0.14	0.0933	0.31	0.3072	0.48	0.5919
0.15	0.1034	0.32	0.3222	0.49	0.6105
0.16	0.1139	0.33	0.3375	0.50	0.6294
0.17	0.1248	0.34	0.3530		

V

TABLA 10-3

GASTO EN VERTEDERO TRIANGULAR/ESCOTADURA 90º

Carga (m)	Gasto (m^3/s)	Carga (m)	Gasto (m^3/s)	Carga (m)	Gasto (m^3/s)
0.01	0.00000	0.18	0.01918	0.35	0.10150
0.02	0.00000	0.19	0.02198	0.36	0.10864
0.03	0.00014	0.20	0.02506	0.37	0.11662
0.04	0.00042	0.21	0.02828	0.38	0.12460
0.05	0.00084	0.22	0.03178	0.39	0.13300
0.06	0.00126	0.23	0.03556	0.40	0.14168
0.07	0.00182	0.24	0.03948	0.41	0.15064
0.08	0.00252	0.25	0.04368	0.42	0.16002
0.09	0.00336	0.26	0.04830	0.43	0.16968
0.10	0.00448	0.27	0.05306	0.44	0.17976
0.11	0.00560	0.28	0.05810	0.45	0.19012
0.12	0.00700	0.29	0.06342	0.46	0.20090
0.13	0.00854	0.30	0.06902	0.47	0.21196
0.14	0.01022	0.31	0.07490	0.48	0.22344
0.15	0.01218	0.32	0.08106	0.49	0.23534
0.16	0.01428	0.33	0.08764	0.50	0.24752
0.17	0.01666	0.34	0.09436		

10.5 Medidor Palmer-Bowlus

El medidor Palmer-Bowlus es similar en su funcionamiento al medidor Parshall. Por lo general, el medidor se sitúa en el PVS de la alcantarilla. Para que el funcionamiento sea adecuado, el canal de aforo debe actuar como un control hidráulico en el cual se desarrollen condiciones de flujo crítico, lo cual se consigue fácilmente debido a la sobreelevación que se produce aguas arriba del medidor a causa del mismo y también cuando la descarga del canal de aforo es supracrítica.

Una vez asegurado el flujo crítico en el canal de aforo, la magnitud de la descarga puede relacionarse con la altura del flujo, aguas arriba, interviniendo una pequeña pérdida de energía. Por lo tanto, al medir la altura aguas arriba, la descarga puede leerse en una curva de calibrado que generalmente es suministrada con cada unidad.

Para mantener la precisión, la altura del flujo aguas arriba no debe exceder de 0.90 el diámetro de la conducción y el punto de medida aguas arriba debe estar a una distancia del orden de 0.50 el diámetro de la conducción, medida desde la entrada al canal de aforo.

Las ventajas del medidor Palmer-Bowlus consisten en que puede instalarse en sistemas ya existentes, la pérdida de carga es pequeña y es autolimpiante. Debe evitarse que se produzcan pérdidas por debajo del canal de aforo y que éste no se encuentre sumergido.

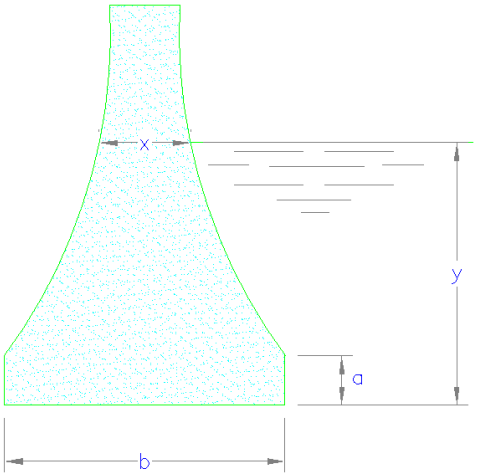


Fig. X–1
Vertedero proporcional.

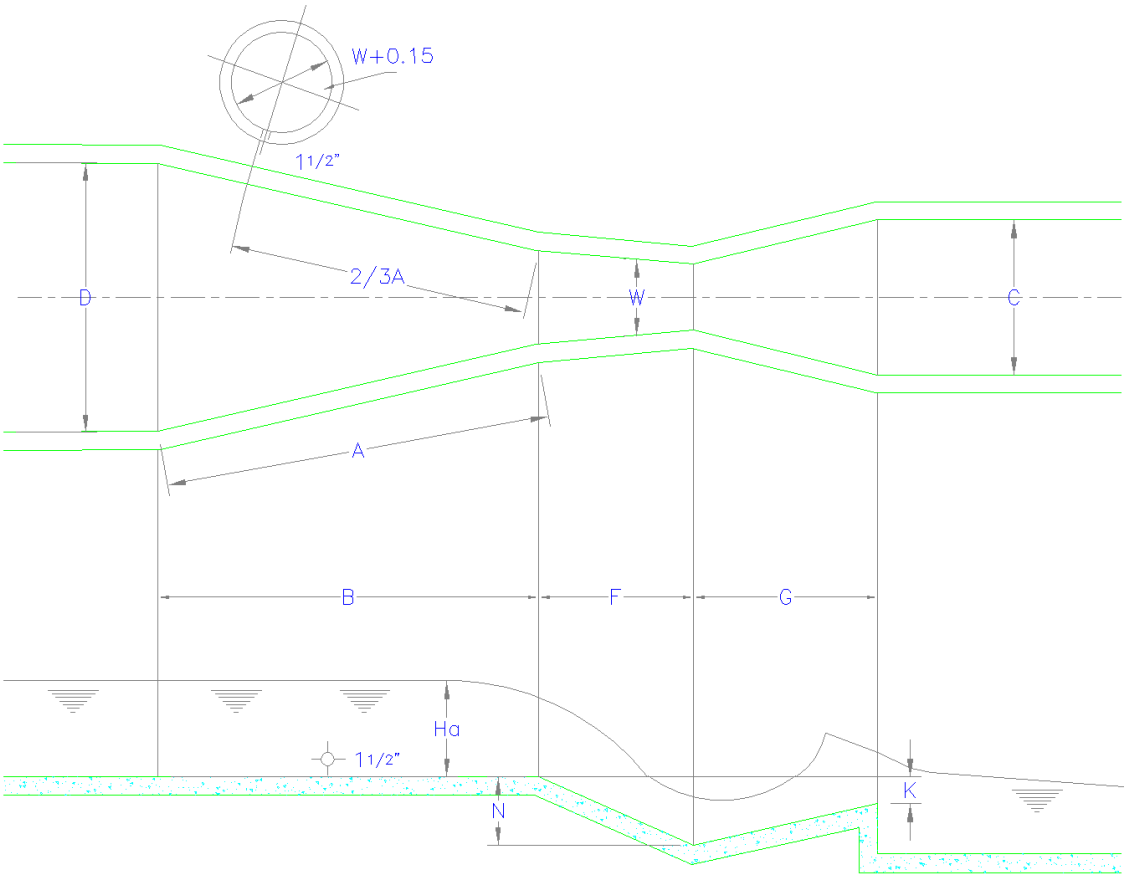


Fig. X–2
Medidor Parshall

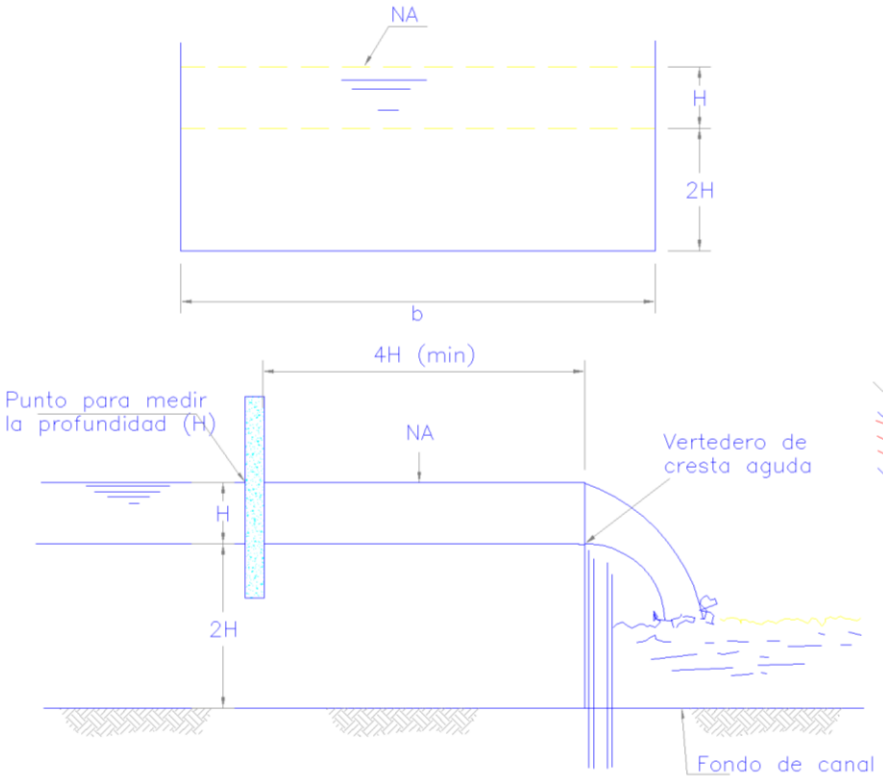


Fig. X–3
Vertedero rectangular de pared delgada

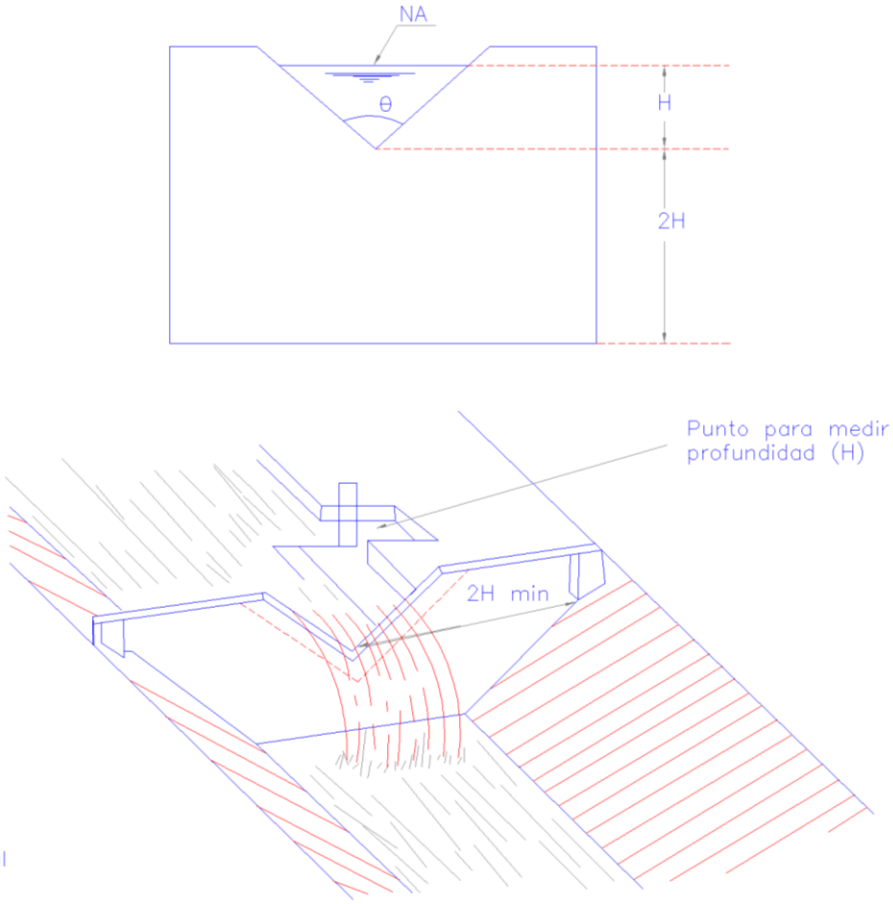
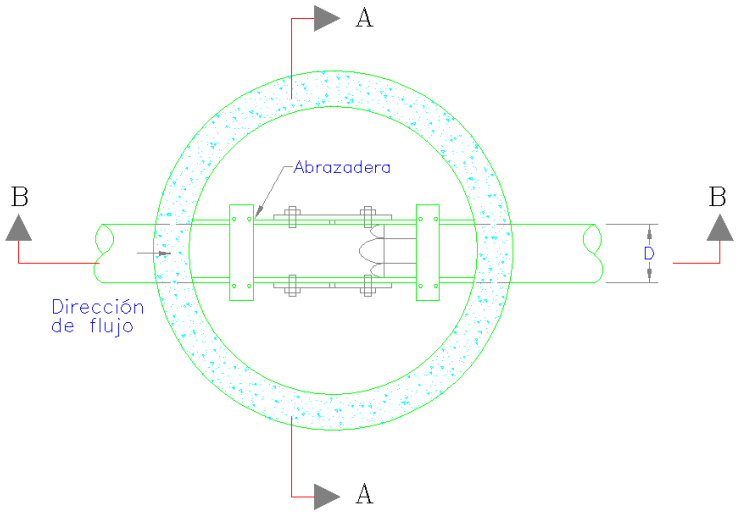
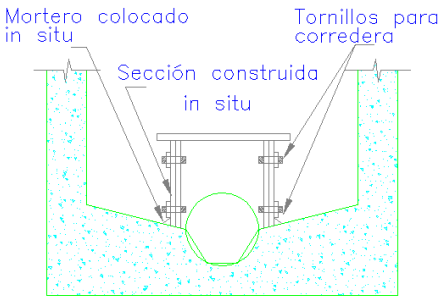


Fig. X–4
Vertedero triangular con θ=90°

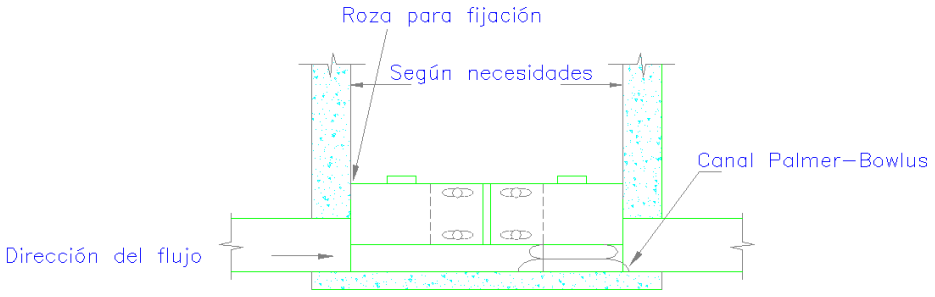


Planta



Sección A–A

Nota: Utilizar las tablillas de los laterales de la sección a construir únicamente si el tamaño del pozo de registro no permite su colocación en una sola pieza.



Sección B–B

Fig. X–5
Instalación de un canal de aforo Palmer–Bowlus en un pozo de registro.

CAPÍTULO XI

PROCESOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

11.1 Generalidades

El agua residual cruda es putrescible, de malos olores, ofensiva y un riesgo para la salud y el ambiente por consiguiente el objetivo básico del tratamiento de las mismas es proteger la salud y el bienestar de los individuos miembros de la sociedad**, mediante los procesos que se indican más adelante**.

Antes de cualquier proceso que se seleccione para el tratamiento de las aguas residuales éstas deberán ser sometidas a un tratamiento preliminar por medio de rejillas, desarenadores o por cualquier otro dispositivo elegido y posteriormente su caudal medido para ingresar a la unidad de tratamiento.

La selección de un proceso de tratamiento de aguas residuales, o de la combinación adecuada de ellos, depende principalmente de: las características del agua cruda, la calidad requerida del efluente, la disponibilidad de terreno, los costos de construcción y operación del sistema de tratamiento, la confiabilidad del sistema de tratamiento.

La mejor opción de tratamiento se selecciona con base en el estudio individual de cada caso, de acuerdo con las eficiencias de remoción requeridas y con los costos de cada una de las posibles soluciones técnicas.

11.2 Sedimentación

11.2.1 Introducción

En el tratamiento de aguas residuales se usa la sedimentación en las siguientes etapas:

- Sedimentación primaria para remover sólidos sedimentables y material flotante de aguas residuales crudas.
- Sedimentación intermedia para remover los sólidos y crecimientos biológicos preformados en reactores biológicos intermedios.
- Sedimentación secundaria para remover biomasas y sólidos suspendidos de reactores biológicos secundarios.
- Sedimentación terciaria para remover sólidos suspendidos y flóculos, o precipitados químicamente.

En el diseño de tanques de sedimentación se deberán tener en cuenta los siguientes criterios generales:

- Proveer una distribución uniforme del afluente para minimizar la velocidad de entrada y el cortocircuito.
- Proveer adecuada y rápidamente la recolección del lodo sedimentado y la espuma.
- Minimizar las corrientes de salida, limitando las cargas de rebose sobre el vertedero. El efluente debe salir sin alterar el contenido del tanque.

- Proveer la profundidad suficiente para el almacenamiento de lodos y permitir su espesamiento adecuado.
- Reducir efectos del viento mediant XI-1 y vertederos.
- Proveer un borde libre no mayor de 30 cm.
- Repartir uniformemente el caudal entre las unidades de sedimentación.

11.2.2 Tanques de sedimentación primaria

Se denominan tanques de sedimentación primaria aquellos que reciben aguas residuales crudas, generalmente antes del tratamiento biológico secundario. Estos tanques pueden ser de planta rectangular o circular. La recolección y extracción de lodos se puede efectuar manualmente y mediante vaciado del tanque respectivamente, o recolección mecánica y extracción mediante vaciado. Los equipos para recolección de lodos son suministrados por diferentes fabricantes.
La tabla siguiente muestra valores guía de diseño para los sedimentadores primarios.

TABLA 11-1

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE TANQUES DE SEDIMENTACION PRIMARIA

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario		
Tiempo de detención, h	1.50 – 2.50	2.00
Carga superficial, $m^3/m^2.h$		
A caudal medio	1.35 – 2.05	
A caudal máximo	3.40 – 5.10	4.25
Carga sobre el vertedero, $m^3/m.h$	5.15 – 20.50	10.30
Sedimentación primaria con adición de lodo activado en exceso		
Tiempo de retención, h	1.50 – 2.50	2.00
Carga superficial $m^3/m^2.d$		
A caudal medio	1.05 – 1.35	
A caudal máximo	2.05 – 2.90	2.50
Carga sobre el vertedero $m^3/m.h$	5.15 – 20.60	10.30
Dimensiones		
Rectangular:		
Profundidad, m	3.00 – 4.50	3.60

Longitud, m	15 - 90	25 - 40
Anchura, m	3 - 25	5 - 10

Continúa TABLA 11-1
INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE TANQUES DE SEDIMENTACIÓN PRIMARIA

XI-2

Parámetro	Intervalo	Valor Típico
Velocidad de los rascadores m/min	0.60 – 1.20	0.90
Circular:		
Profundidad, m	3.00 – 4.50	3.60
Diámetro, m	3 - 60	12 - 45
Pendiente del fondo, mm/m	62.5 – 160	80
Velocidad de los rascadores, r.p.m.	0.02 – 0.05	0.03

11.3 Tanque séptico-Filtro anaeróbico de flujo ascendente.

El sistema de tanque séptico seguido de filtro anaeróbico de flujo ascendente, se usa para tratar aguas servidas de pequeñas comunidades, obteniéndose resultados satisfactorios.

1. Los tanques sépticos se consideran para su diseño como tanques de gran tamaño.

Recomendaciones para el diseño:

- Número de cámaras: dos
- Relación entre la longitud total (L) y ancho (A): $2 < L/B \leq 4$
- Profundidad útil (h) mínima = 1.20 m.
- El ancho máximo del tanque no deberá ser mayor que 2 h.
- La primera y segunda cámara deberán tener un volumen igual a 2/3 y 1/3 respectivamente del volumen útil total calculado.
- La primera y segunda cámara deberán tener una longitud igual a 2/3 y 1/3 L respectivamente.
- El borde inferior de la abertura de pase entre las cámaras deberá estar a 2/3 de la profundidad útil (h) y el superior a una distancia mínima de 0.30 m bajo el nivel del líquido. El área total de la abertura deberá estar entre el 5 y 10% del área de la sección transversal del volumen útil.
- La rasante del tubo de entrada deberá estar a 0.075 m por encima de la superficie libre del líquido.
- Solo deberán proveer los correspondientes dispositivos de entrada y salida en los cuales la parte sumergida será no menor de 0.30 m y la parte fuera de la superficie del agua no menor de 0.20 m.

- Se deberá proveer en cada cámara una boca de inspección de forma circular con un diámetro no menor de 0.60 m y la tapa deberá estar colocada sobre un bordillo de 0.15 m de alto con respecto al nivel superior del tanque.
- El período de retención deberá ser de 0.5 días mínimo.
- La contribución de lodo fresco deberá ser de un litro/persona.día.
- Los coeficientes de reducción de lod XI-3 iguales a 0.25 y 0.50 para lodo digerido y lodo en digestión respectivamente.
- La capacidad para almacenamiento de lodo digerido deberá ser para un período mínimo de un año.

Toda instalación compuesta por tanque séptico y filtro anaeróbico ascendente se deberá proveer de sus respectivas eras (lechos) de secado para la deshidratación del lodo digerido procedente del tanque séptico.

2. Filtro anaeróbico de flujo ascendente.

El filtro anaeróbico de flujo ascendente es una alternativa para dar un tratamiento complementario al efluente de un tanque séptico.

Recomendaciones para el diseño:

- El filtro deberá estar contiguo al tanque séptico, el tipo deberá ser de sección cuadrada, con un fondo falso perforado.
- El lecho filtrante deberá tener 1.20 m de altura. El material filtrante deberá tener una granulometría lo más uniforme posible pudiendo variar entre 4 y 7 cm colocándose la más gruesa en la parte inferior del lecho.
- La profundidad útil del filtro deberá ser de 1.80 m para cualquier volumen dimensionado.
- Para el cálculo de dimensiones del filtro se deberán utilizar las fórmulas siguientes:

$$V = 1.60\ NCT$$

$$A = V/1.8$$

Donde: V = volumen útil en litros

N = Número de contribuyentes

C = Contribución en L/p.p.d

A = Area de la planta del filtro (m^2)

- La pérdida de carga en el filtro deberá ser de 0.10 m; por lo tanto el nivel de salida del efluente del filtro estará a 0.10 m abajo del nivel de la superficie del agua en el tanque séptico.
- El fondo falso deberá tener aberturas con ϕ: 0.03 m espaciados entre sí, 0.15 m de centro a centro.
- El paso del tanque séptico hacia el filtro podrá ser de un tubo con una Tee en la salida del tanque y su rama vertical deberá estar curvada próximamente al fondo del filtro. El tubo deberá ser de PVC o Polietileno, con un diámetro no menor de 0.10 m.

- El filtro deberá proveerse de su boca de inspección similar a la indicada para el tanque séptico. También se le proveerá de un sistema adecuado para aplicarle agua a presión en la parte superior del lecho filtrante, cuando sea necesario su limpieza.

11.4 Tanque Imhoff

El tanque Imhoff es un sistema de tra XI-4 anaerobio de dos pisos, en el que la sedimentación se produce en el compartimiento superior y la digestión de los sólidos sedimentados en el inferior.

Los parámetros para el diseño de tanque Imhoff se exponen en la tabla siguiente:

TABLA 11-2

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE TANQUES IMHOFF

Parámetro	Unidad	Valor Intervalo	Valor Típico
Cámara de sedimentación			
Volumen	m^3/hab	-	0.03
Carga superficial	$m^3/m^2.h$	1.0 – 1.7	1.35
Carga sobre el vertedero efluente	m^3/m.h	7 - 25	24
Tiempo de retención	h	2.0 – 4.0	2.00
Velocidad del flujo	cm/min	-	30
Longitud/ancho	Relación	2:1 – 5:1	3:1
Pendiente del fondo (V/H)	Relación	5:4 – 7:4	3:2
Abertura de comunicación entre cámaras	cm	15 - 30	25
Proyección horizontal del saliente	cm	15 - 30	25
Deflector de espumas			
Por debajo de la superficie	cm	25 - 40	30
Por encima de la superficie	cm	-	30
Borde libre	cm	45 - 60	60
Zona de ventilación de gases			
Superficie en % del total	%	15 - 30	20
Anchura de abertura	cm	45 - 75	60
Cámara de digestión			
Volumen	m^3/hab	0.05 – 0.10	0.06
Pendiente mínima del fondo (V/H)	Relación		1: 2
Tubería de extracción de lodos ϕ	cm	20 - 30	25

Distancia libre hasta el nivel de lodos	cm	30 - 90	60
Profundidad total del tanque	m	7.25 – 9.5	9.0

El tubo de extracción de lodos deberá ser instalado ligeramente inclinado, cuyo extremo inferior deberá ubicarse a 0.15 m del fondo del tanque, deberá prolongarse en un tramo recto hacia la atmósfera, para que sirva de respirade XI-5 uación de gases acumulados y facilitar su limpieza.

11.5 Filtros intermitentes de arena.

La filtración intermitente consiste en la aplicación periódica de agua residual previamente sedimentada, como el efluente de un tanque séptico o Imhoff, en un lecho de material granular, el cual es drenado para recoger y descargar el efluente final. A continuación se exponen valores guías.

TABLA 11-3

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE FILTROS INTERMITENTES DE ARENA

Parámetro	**Valores**
Carga hidráulica, $m^3/m^2.d$	0.30 – 0.60
Carga orgánica, kg $DBO_5/m^2.d$	0.0002 – 0.01
Medio filtrante	Material granular lavado
Contenido orgánico, %	< 1.0
Tamaño efectivo, mm	0.25 – 0.50
Coeficiente de uniformidad, C.U	< 4.0
Profundidad, m	0.45 – 0.90
Drenaje	
Cama soporte:	Grava lavada durable
Tamaño efectivo, mm	9.50 – 19.00
Profundidad, m	0.15 – 0.20
Tuberías laterales	Ranurada o perforada
Diámetro, mm	75 – 100
Diámetro de orificios, mm	3.20 – 6.35
Separación entre orificios, m	≤ 0.46
Separación entre laterales, m	≤ 1.22
Ventilación	Extremo aguas arriba
Distribución	Canaletas superficiales, aspersores

Dosificación, veces/día	3 a 6 (anegamiento hasta 5 a 8 cm)
Volumen del tanque dosificador	50 a 100% caudal. día

11.6 Humedales.

Los humedales, naturales o artificiales XI-6 mas de tratamiento acuático en los cuales se usan plantas y animales para el tratamiento de aguas residuales.

Los humedales artificiales son de **superficie libre de agua**, es decir, con espejo de agua; o de **flujo subsuperficial** sin espejo de agua. Los humedales artificiales se han utilizado en el tratamiento de aguas residuales municipales, para tratamiento secundario y avanzado, tratamiento de aguas de irrigación, para tratar lixiviados de rellenos sanitarios, tratamiento de efluentes de tanques sépticos, etc.

1. Humedales con espejo de agua.

El humedal con espejo de agua es un pantano o ciénaga en el que la vegetación emergente está inundada hasta una profundidad de 10 a 45 cm. La vegetación incluye juncos, cañas, espadaña y anea. Algunos humedales artificiales se construyen con revestimientos de material impermeable para impedir la percolación, otros para retención completa del afluente y pérdida por percolación y evapotranspiración.

La remoción de sólidos suspendidos totales en humedales con espejo de agua se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$SSE = SSA\left(0.1139 + 3.3 \text{x} 10^{-4} C\,H\right)$$

Donde:

SSE = sólidos suspendidos totales del efluente, mg/L

SSA = sólidos suspendidos totales del afluente, mg/L

CH = carga hidráulica, cm/d

La remoción del nitrógeno amoniacal se puede calcular por la ecuación siguiente:

$$N_e = N_o e^{-kt}$$

Donde:

Ne = concentración de nitrógeno amoniacal del efluente, mg/L

No = concentración de nitrógeno amoniacal del afluente, mg/L

k = 0.22 d^{-1} a 20 ºC

t = período de retención, d

Para verificar el cálculo de la remoción de nitrógeno total en humedales con espejo de agua, se puede usar la ecuación siguiente:

$$N_t = 0.193\,N_o + 0.61 l_n(CH) - 1.75$$

Donde: N_t = concentración de nitrógeno total del efluente, mg/L

No = concentración de nitrógeno total del afluente, mg/L

CH = carga hidráulica, cm/d

La remoción de fósforo en humedales es función de la carga y del período de retención. Para calcular la remoción de fósforo en XI-7 lal con espejo de agua se ha propuesto la ecuación siguiente:

$$P_e = P_o e^{-K / CH}$$

Donde:

Pe = concentración de fósforo del efluente, mg/L

Po = concentración de fósforo del afluente, mg/L

K = 27.4 mm/d

CH = carga hidráulica promedio anual, mm/d

El afluente debe ser distribuido uniformemente a lo ancho del extremo de entrada, mediante compuertas, vertederos o tubería perforada de distribución. El artificio de salida debe permitir controlar la profundidad del agua en el humedal. El humedal artificial debe estar provisto de drenaje y pendiente de 0.004 a 0.005 para facilitar su drenaje.

La tabla siguiente muestra valores guías para el diseño de humedales con espejo de agua.

TABLA 11-4

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE HUMEDALES CON ESPEJO DE AGUA

Parámetro	**Valor**
Período de retención para remoción de DBO, d	2 – 15
Período de retención para remoción de N, d	7 – 14
Carga de DBO, kg/ha.d	< 112
Carga hidráulica para remoción de N, mm/d	7.5 – 62.5
Profundidad del agua, cm	10 – 60
Tamaño mínimo, $m^2/(m^3/d)$	5 – 11
Relación longitud/ancho	2:1 a 4:1
Control de mosquitos	Requerido
Intervalo de cosecha, años	3 – 5
DBO esperada del efluente, mg/L	< 20
SST esperado del efluente, mg/L	< 20
Nt esperado del efluente, mg/L	< 10
Pt esperado del efluente, mg/L	< 5

2. Humedales de flujo subsuperficial.

XI-8

En este tipo de humedales el agua fluye por debajo de la superficie de un medio poroso sembrado de plantas emergentes. El medio poroso es comúnmente grava gruesa y arena con espesores de 0.45 a 1.0 m y pendiente de 0.00 a 0.005. Estos humedales requieren menos áreas que los anteriores y no tienen problemas de malos olores y mosquitos, sin embargo, tiene un costo mayor debido al uso de grava y riesgo de taponamiento. La vegetación es similar a la utilizada en los humedales con espejo de agua y no se requiere cosechar las plantas.

En la tabla siguiente se incluyen características típicas del medio usado en un humedal artificial de flujo subsuperficial.

TABLA 11-5

CARACTERÍSTICAS TÍPICAS DEL MEDIO PARA HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

Medio	Tamaño efectivo (TE) (mm)	Porosidad (p)	Conductividad hidráulica m/d
Arena media	1	0.30	500
Arena gruesa	2	0.32	1000
Arena y grava	8	0.35	5000
Grava media	32	0.40	10000
Grava gruesa	128	0.45	100000

Con el propósito de cuantificar el rendimiento de un humedal de flujo subsuperficial, para remoción de contaminantes, se ha propuesto el modelo básico de flujo en pistón con incorporación de diferentes coeficiente empíricos. Para lo cual se puede aplicar la ecuación siguiente:

$$C_e = C_o e^{-Kt}$$

Donde: *Ce* = concentración del efluente, mg/L
Co = concentración del afluente, mg/L
K = constante de remoción, d^{-1}
t = período de retención, d; calculado con base en la profundidad del agua, el área superficial del lecho y el caudal afluente.

Para cuantificar la remoción de DBO en humedales subsuperficiales se ha propuesto, para el cálculo de K, la siguiente ecuación:

$$K_{20} = K_o \left(37.31\, p^{4.172}\right)$$

Donde: *Ko* = constante óptima de remoción, para medio con zona de raíces completamente desarrollada.

Ko = 1.839 d^{-1} para aguas residuales municipales.

Ko = 0.198 d^{-1} para aguas residuales industriales con DQO alta.

K_{20}= constante a 20 ºC, d^{-1}

p = porosidad total del medio, fracción decimal.

El área de la sección transversal del lecho de un humedal de flujo subsuperficial se determina por la ley de Darcy.

$$Q = K\, A_t \frac{\Delta h}{\Delta L}$$

Donde: *Q* = caudal, m^3/s

K = conductividad eléctrica del lecho completamente desarrollado, m/s. Para diseño, se toma un 10% del valor de la tabla 11.5

At = área de la sección transversal del lecho, m^2

$\frac{\Delta h}{\Delta L}$ = pendiente del lecho

Si el lecho es plano, la gradiente hidráulica y la pendiente son prácticamente iguales y se puede usar como valor mínimo de $\Delta h/\Delta L$ = 0.001. Como la pendiente depende de la conductividad hidráulica, se pueden usar valores de 4 a 5% o mayores.

En la tabla siguiente se muestran valores guías para el diseño de humedales de flujo subsuperficial.

TABLA 11-6

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL

Parámetro	**Valor**
Período de retención, d	
Remoción de DBO	3 – 4
Remoción de N	4 – 15
Carga hidráulica, m^3/ha.d	470 – 1870
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	< 112
Carga SST, kg/ha.d	390
Profundidad del agua, m	0.30 – 0.60
Profundidad del medio, m	0.45 – 0.75
Control de mosquitos	No requiere

Continúa TABLA 11-6

Parámetros	**Valor**
Programa de cosecha	No requiere
Calidad esperada del efluente, mg/L	
DBO	< 20
SST	< 20
Nt	< 10
Pt	< 5

3. Recomendaciones generales.

Los humedales artificiales deberán cumplir con las siguientes condiciones:

- Es recomendable no usar la pendiente del fondo para ganar carga, pues se corre el riesgo de dejar la entrada seca cuando haya condiciones de bajo caudal.
- Usar piedras entre 50 y 100 mm para longitud de 0.60 m alrededor del influente distribuidor y las tuberías colectoras del efluente para reducir el taponamiento.
- Usar solo material lavado para el medio, eliminando así los granos finos que puedan taponar los poros del medio, y que posiblemente caucen flujo superficial.
- Construir berma con un ancho mínimo de 0.60 m con alturas mínimas de 0.15 m sobre el medio y sobre la superficie de la tierra.
- Pendientes: exterior: 3H: 1V, interior: 2H: 1V

11.7 Tratamiento con Jacintos.

El tratamiento de aguas residuales con jacintos se ha empleado para aguas residuales crudas, así como para efluentes primarios y secundarios; pero el método más usado ha sido el de lagunas de estabilización combinadas con lagunas de jacintos. El tratamiento con jacintos, en fase activa de crecimiento, permite remover metales pesados, nutrientes, pesticidas y otros contaminantes orgánicos.

En las lagunas de jacintos se controla el crecimiento de algas, debido al efecto físico de impedir la penetración de la luz solar y a la remoción de nutrientes.

En las tablas 11-7 y 11-8 se incluyen criterios de diseño para sistemas de tratamiento de aguas residuales con jacintos, utilizados en USA y la India respectivamente.

TABLA 11-7

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON JACINTOS

Parámetro	Valor	Calidad esperada del efluente
Residuales crudas:		
Período de retención, d	> 50	DBO ≤ 30 mg/L
Carga hidráulica, m^3/ha.d	200	55 ≤ 30 mg/L
Profundidad, m	≤ 1.50	
Área de la laguna, ha	0.40	
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	≤ 30	
Longitud/ancho	> 3/1	
Temperatura del agua, ºC	> 10	
Número de lagunas	≥ 2	
Control de mosquitos	Esencial	
Efluente secundario:		
Período de retención, d	> 6	DBO ≤ 10 mg/L
Carga hidráulica, m^3/ha.d	800	P ≤ 5 mg/L
Profundidad, m	0.90	N ≤ 5 mg/L
Area de la laguna, ha	0.40	55 ≤ 10 mg/L
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	≤ 50	
Longitud/ancho	> 3/1	
Temperatura del agua, ºC	> 20	
Número de lagunas	> 2	
Carga de nitrógeno, kg Nt K/ha.d	≤ 15	
Control de mosquitos	Esencial	

TABLA 11-8

INFORMACIÓN TÍPICA PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CRUDAS CON JACINTOS

Parámetro	Valor	Calidad esperada del efluente
Período de retención, d	10	DBO < 30 mg/L
Carga hidráulica, m^3/ha.d	1000	SST < 30 mg/L
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	220	
Profundidad, m	≤ 1	
Areas de lagunas individuales, ha	0.40	
Longitud/ancho	> 3/1	
Temperatura del agua ºC	> 10	

11.8 Sistemas de tratamiento sobre el suelo.

A. Generalidades.

La aplicación de aguas residuales sobre el suelo es un proceso de tratamiento y disposición usado con buenos resultados tanto para aguas residuales domésticas como industriales. El método aplicado depende de las características del agua residual, de la topografía y disponibilidad del terreno; propiedades del suelo-textura, estructura, infiltrabilidad y capacidad de intercambio iónico-, así como de las normas ambientales. Dichos métodos pueden clasificarse como (1) proceso de tasa lenta o irrigación (2) proceso de infiltración rápida (3) proceso de flujo sobre suelo.

En general, la tasa de aplicación es función de la composición y estratificación del suelo, de la profundidad del nivel freático, del contenido inicial de humedad, de la pendiente y cobertura o cultivo del terreno.

El suelo tiene capacidad de tratamiento de materia orgánica, materia inorgánica y organismos patógenos ya que actúa como filtro, como intercambiador ionico, como absorbedor y como superficie sobre la cual pueden ocurrir muchos procesos químicos y bioquímicos.

Gran parte de los suelos y de la materia orgánica son de carga negativa, por lo cual pueden atrapar y retener los componentes catiónicos del agua residual y repeler los componentes aniónicos. La capacidad de intercambio catiónico (CIC) es una buena medida de la habilidad del suelo para la retención de componentes del agua residual.

Los suelos absorben bacterias, virus, amonio, nitrógeno y fósforo. El ion amonio puede ser absorbido sobre partículas de arcillas y en condiciones anaerobias permanece retenido sobre las partículas; en condiciones aerobias hay nitrificación y el nitrato soluble se introduce en las aguas subterráneas.

La remoción de nitrógeno en el suelo se efectúa a través del consumo por las plantas, el crecimiento de células microbiales, la volatilización de amoníaco, la conversión en materia orgánica no biodegradable y la desnitrificación.

El fósforo es quimiosorbido sobre superficies minerales del suelo, puede formar precipitados con Fe, Al o Ca del suelo y por eso su movimiento en el suelo es muy lento. La inmovilización del fósforo en el suelo y su consumo por las plantas son los mecanismos principales para removerlo.

El suelo contiene grandes cantidades de bacterias, actinomices y hongos que ejecutan la oxidación de la materia orgánica y efectúan la remoción de DBO.

El suelo efectúa remoción de metales del agua residual, mediante adsorción, precipitación, intercambio iónico y formación de complejos; suelos finos y orgánicos tienen gran capacidad de remoción de metales.

B. Proceso de tasa lenta o irrigación.

En el proceso de tasa lenta se emplea la capacidad de las plantas, de la comunidad microbial y del suelo para remover y degradar los contaminantes a medida que el flujo atraviesa la matriz planta-suelo. El agua residual es aplicada mediante cualquiera de las técnicas convencionales de riego. Los sistemas de aspersores pueden ser fijos o movibles; el sistema de anegamiento se usa en terrenos planos y los sistemas de surcos y zanjas se usan para cultivos como maíz, donde el agua fluye a través de las zanjas, entre los surcos y percola dentro de la zona de raíces del cultivo.

La aplicación en proceso de tasa lenta se hace intermitentemente, con afluente de tratamiento de efluente primario o secundario sin cloración.

Los sistemas de tasa lenta pueden diseñarse con el objetivo principal de hacer tratamiento mediante la infiltración del agua residual (sistema tipo 1) o con el objetivo de reusar el agua para producir un cultivo o para riego paisajístico (sistema tipo 2).

Area requerida: Sistema tipo 1 se requiere por lo regular 60 a 160 $m^2/(m^3/d)$ de agua residual; para el sistema tipo 2 se requiere 210 a 528 $m^2/(m^3/d)$ de agua residual.

1. Carga hidráulica de diseño para sistema tipo 1.

Estos sistemas se diseñan para escorrentía superficial nula y para calcular la carga hidráulica se usa la ecuación siguiente:

$$CH = ET + P - PR$$

Donde: *CH* = carga hidráulica con base en la permeabilidad del suelo, mm/mes.

ET = evapotranspiración, mm/mes

P = percolación, mm/mes

PR = precipitación, mm/mes

Los valores de diseño de la precipitación y la evapotranspiración mensual corresponden al año más húmedo en diez años. La percolación se mide en el terreno o se adopta la correspondiente al tipo de suelo más restrictivo. Para tener en cuenta la variabilidad de las condiciones del suelo y el ciclo de aplicación y secado del sitio se usa la ecuación:

$$P = 24\,FK$$

Donde: P = percolación de diseño, mm/d

F = factor de ajuste, 0.04 en suelo de gran variabilidad y hasta 0.10 en suelos con permeabilidad alta uniforme.

K = permeabilidad de la capa limitante del suelo, mm/h

2. Carga hidráulica de diseño para el sistema tipo 2.

Para sistemas tipo 2 la carga hidráulica de diseño se determina con base en los requisitos de riego del cultivo, según la ecuación siguiente:

$$CH_R = \frac{(ET - PR)100}{(1 - P_R)E}$$

Donde: CH_R = carga hidráulica, base riego, mm/año

ET = evapotranspiración del cultivo, mm/año

PR = precipitación, mm/año

P_R = percolación requerida, fracción

E = eficiencia de la irrigación, %

La percolación requerida (P_R) depende del cultivo, de los SDT del agua residual y de la precipitación; generalmente el valor es de 0.10 a 0.15 para aguas residuales de bajo contenido de SDT y para cultivos tolerantes como los pastos. Para aguas residuales con más de 750 mg/L de SDT el valor de P_R oscila entre 0.20 y 0.30.

La eficiencia del riego es la fracción de agua residual aplicada, que corresponde a la evapotranspiración del cultivo. A mayor eficiencia, menor agua percola a través de la zona de raíces. Los sistemas de aspersión tienen eficiencias de 70 a 80% y los de riego superficial de 65 a 75%.

3. Carga hidráulica de diseño con base en una concentración limitante de nitrógeno.

En muchos sistemas de tasa lenta se limita la concentración de nitrato en el agua subterránea o acuífero receptor a 10 mg/L-N. La carga superficial de nitrógeno debe balancearse con el consumo del nitrógeno por el cultivo, la desnitrificación y el nitrógeno del percolado, de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$N = U + fN + 10\,CP$$

Donde: N = carga superficial de nitrógeno, kg/ha.año

U = consumo de nitrógeno por el cultivo, kg/ha.año

f = fracción del nitrógeno aplicado perdido por nitrificación, desnitrificación, volatilización y almacenamiento en el suelo.

C = concentración de nitrógeno en el percolado, g/m^3

P = flujo del percolado, m/año

10 = factor de conversión, kg m^2/g ha

La carga hidráulica para satisfacer la concentración limitante de nitrógeno se calcula por la ecuación:

$$CH_N = \frac{C(PR - ET) + 100U}{C_N(1 - f) - C}$$

Donde: CH_N = carga hidráulica controlada por nitrógeno, mm/año

C = concentración de nitrógeno en el percolado, mm/L

PR = precipitación, mm/año

ET = evapotranspiración, mm/año

U = consumo de nitrógeno por el cultivo, kg/ha. año

C_N = concentración de nitrógeno en el agua residual aplicada, mg/L

f = factor de pérdida de nitrógeno

4. Carga hidráulica de diseño con base en la carga orgánica

En general, la carga orgánica no determina el diseño de un sistema de tasa lenta para aguas residuales municipales, pero es recomendable evitar cargas orgánicas que excedan de 500 kg DBO/ha.d.

5. Área requerida

El área requerida para un sistema de tasa lenta se calcula aplicando la ecuación siguiente:

$$A = \frac{Q}{CH_d}$$

Donde: A = área requerida, m^2

Q = caudal aplicado, m^3/año

CH_d = carga hidráulica de diseño, m/año

6. Almacenamiento requerido.

Gran parte de los sistemas de aplicación sobre el suelo, de aguas residuales requieren de almacenamiento en los períodos de invierno, excepto en zonas áridas o secas y con cultivos de árboles, donde es posible aplicar el agua durante todos los días del año. El almacenamiento es, además, necesario cuando se requiere que no haya infiltración ni recarga de aguas subterráneas por encima de límites establecidos o cuando no se permita que ocurra escorrentía superficial. El volumen de almacenamiento se determina aplicando el diagrama de masa, de manera similar a como se aplica en los sistemas de suministro de agua potable.

TABLA 11-9
FACTORES DE PÉRDIDA DE NITRÓGENO PARA SISTEMAS DE TASA LENTA

Tipo de agua residual	Factor "f"	
	Clima cálido	Clima frío
Agua residual de concentración alta	0.80	0.50
Efluente primario municipal	0.50	0.25
Efluente secundario	0.25	0.15 – 0.20
Efluente terciario	0.15	0.10

C. Procesos de infiltración rápida (IR)

La infiltración rápida en un método de inundación del suelo, seguido de una infiltración rápida a través del subsuelo. Es una tecnología apropiada para tratamiento de aguas residuales domésticas y municipales, limitada por las características del suelo, los costos del terreno y los impactos sobre el agua subterránea.

Las pruebas de infiltración, para sistema IR, deben hacerse con estanques grandes (3 x 6m), preferiblemente con el agua residual que se va a aplicar, para obtener valores representativos.

En general, el tratamiento primario, o su equivalente, es el nivel mínimo de pretratamiento recomendado.

Los dos métodos más adecuados para distribución en sistemas de infiltración rápida, son los aspersores y las lagunas o estanques de fondo permeable.

- **Diseño**

  En el diseño de un sistema de IR se definen dos cargas hidráulicas: la promedio anual (cm/año) y la de aplicación (cm/d). La primera se define con base en la permeabilidad del suelo o conductividad hidráulica efectiva vertical del perfil del suelo sobre el nivel freático o lecho de roca; pero en algunos casos, la carga hidráulica puede estar definida por la carga permisible de nitrógeno, DBO o de otro contaminante limitante. La carga hidráulica de diseño con base en la permeabilidad se determina por la ecuación siguiente:

$$CH_P = 24I(DO)F$$

  Donde: CH_P = carga hidráulica promedio anual, base percolación, cm/año
  I = tasa de infiltración, cm/h
  DO = días de operación por año, d/año
  F = factor de aplicación; generalmente 10 a 15% de la tasa de infiltración mínima medida en el ensayo de infiltración; o 4 a 10% de la conductividad hidráulica vertical de la capa de suelo menos permeable.

  El período de secado o reposo, más el de aplicación, constituyen el período de operación. Los períodos de aplicación y secado dependen del objetivo del sistema de IR: maximizar

infiltración y remover nitrógeno o nitrificación; los valores recomendados se muestran en la tabla siguiente:

TABLA 11-10

PERÍODOS TÍPICOS DE APLICACIÓN Y SECADO PARA SISTEMAS DE IR

Objetivos	Tipo de agua residual	Estación	Período de aplicación (d)	Período de secado (d)
Maximizar infiltración	Primaria	Verano	1 – 2	5 – 7
		Invierno	1 – 2	7 – 12
	Secundaria	Verano	1 – 3	4 – 5
		Invierno	1 – 3	5 – 10
Maximizar remoción de nitrógeno	Primaria	Verano	1 – 2	10 – 14
		Invierno	1 – 2	12 – 16
	Secundaria	Verano	7 – 9	10 – 15
		Invierno	9 – 12	12 – 16
Maximizar nitrificación	Primaria	Verano	1 – 2	5 – 7
		Invierno	1 – 2	7 – 12
	Secundaria	Verano	1 – 3	4 – 5
		Invierno	1 – 3	5 – 10

Debido a que la aplicación de agua residual no es continua, la carga hidráulica promedio de aplicación es mayor que la carga hidráulica diaria anual equivalente y se calcula con base en la carga hidráulica promedio anual por percolación y el período de operación, de acuerdo con la ecuación siguiente:

$$CH_a = \frac{CH_P}{365} \text{ x } \frac{\text{Período de operación}}{\text{Período de aplicación}}$$

Donde: CH_a = carga hidráulica promedio de aplicación, cm/d
CH_p = carga hidráulica promedio anual, cm/año
Período de operación = período de aplicación + período de secado, d

- Igualmente la tasa de aplicación del aspersor debe ser menor que la tasa de infiltración para prevenir acumulación o escorrentía del agua residual.
- Para lagunas o estanques de distribución se recomienda que la profundidad del agua en la laguna no supere los 0.45 m para minimizar la compactación de la capa superficial, posible crecimiento de algas o precipitación química de ciertos compuestos.
- La carga hidráulica de aplicación puede estar limitada por algún contaminante específico, tales como nitrógeno, DBO y fósforo.

El mecanismo principal de remoción de nitrógeno es la desnitrificación, la cual está relacionada con la concentración COT del agua residual, durante la infiltración rápida, y se puede determinar por la ecuación siguiente:

$$N_d = \frac{COT - 5}{2}$$

Donde: N_d = cantidad máxima de N desnitrificado
COT = carbono orgánico total en el agua residual

Para una remoción máxima de nitrógeno se requiere una relación de C:N mayor de 2:1. La relación C:N de efluentes secundarios es menor de 2.0; por esta razón se recomienda tratamiento primario como tratamiento previo con el objeto de maximizar la remoción de nitrógeno.

- Las cargas de nitrógeno son generalmente menores de 40 kg/ha.d
- La carga de DBO es generalmente menor de 150 kg/ha.d para evitar taponamiento de los poros del suelo y reducción de la reaireación del suelo durante los períodos de secado.
- En general las cargas de fósforo son menores de 13 kg/ha.d.

Definida la carga hidráulica anual de diseño, se determina el área requerida de infiltración rápida con base en el caudal promedio anual de aguas residuales, aplicando la ecuación siguiente:

$$A = \frac{3.65\,Q}{CH_P}$$

Donde A = área de infiltración rápida, ha
Q = caudal promedio de aguas residuales, m^3/d
CH_p = carga hidráulica promedio anual de diseño, cm/año

Cuando no se disponga de un tanque de igualamiento de caudales de aguas residuales, se debe usar el caudal máximo promedio como caudal de diseño. El área requerida oscila entre 20 y 500 ha por m^3/s de agua residual.

El área de infiltración se divide en varias áreas de aplicación con una o mas áreas de recepción de aguas residuales y una o mas áreas de secado. El número de áreas de aplicación debe ser suficiente para que por lo menos un área reciba siempre agua residual, a menos que se provea almacenamiento. El número mínimo de áreas de aplicación requerido para aplicación continua, recomendado por la USEPA, se incluye en la tabla siguiente:

TABLA 11-11

NÚMERO MÍNIMO DE ESTANQUES DE INFILTRACIÓN PARA UN SISTEMA "IR" CON APLICACIÓN CONTINUA DE AGUA RESIDUAL

Período de aplicación, d	Período de secado, d	Número mínimo de estanques de infiltración
1	5 – 7	6 – 8
2	5 – 7	4 – 5
1	7 – 12	8 – 13
2	7 – 12	5 – 7
1	4 – 5	5 – 6
2	4 – 5	3 – 4
3	4 – 5	3
1	5 – 10	6 – 11
2	5 – 10	4 – 6
3	5 – 10	3 – 5
1	10 – 14	11 – 15
2	10 – 14	6 – 8

Continúa TABLA 11-11

Período de aplicación, d	Período de secado, d	Número mínimo de estanques de infiltración
1	12 – 16	13 – 17
2	12 – 16	7 – 9
7	10 – 15	3 – 4
8	10 – 15	3
9	10 – 15	3
7	12 – 16	3 – 4
8	12 – 16	3
9	12 – 15	3

El sistema de IR debe diseñarse de tal forma que el nivel freático, durante la recarga, mantenga por lo menos una columna de 0.6 m de suelo por encima de él. Si la profundidad mínima no puede mantenerse, se deben proveer tuberías de drenaje o pozos de recuperación.

Cuando se planea drenaje natural de agua subterránea a aguas superficiales, la diferencia de elevación requerida entre el nivel del agua en el río o lago y la altura máxima del nivel freático debajo del área de infiltración se puede calcular por la siguiente expresión:

$$WI = \frac{KDH}{L}$$

Donde: W = ancho del área de infiltración, m
I = carga hidráulica, m/d
K = conductividad hidráulica del acuifero, m/d
D = espesor promedio de la zona debajo del nivel freático, perpendicular a la dirección de flujo, m
L = distancia de flujo lateral, m
H = diferencia de elevación entre el nivel del agua en el río o lago y el nivel máximo permisible del nivel freático debajo del área de infiltración, m

Cuando es necesario controlar el nivel freático o prevenir el contacto del percolado con el agua subterránea, se deben usar drenajes subterráneos o pozos de recuperación. Para determinar la distancia a la cual se deben colocar los drenajes subterráneos, desde el área de infiltración, se usa la ecuación siguiente:

$$H_c^2 = H_d^2 + IW(W + 2L) \Big/ K$$

Donde: H_c = altura del nivel freático, debajo del extremo exterior del área de infiltración, m
H_d = altura del drenaje sobre la capa impermeable, m
I = tasa de infiltración, m/d
W = ancho del estanque de infiltración, m
L = distancia desde el estanque de infiltración al drenaje, m
K = conductividad hidráulica del suelo, m/d

Para el diseño de un sistema de pozos de recuperación se debe tener en cuenta la hidrogeología del sitio y los caudales requeridos.

En la tabla siguiente se incluyen las principales características de diseño de los sistemas de infiltración rápida.

TABLA 11-12
CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO DE UN SISTEMA DE "IR"

Parámetro	Valor
Permeabilidad del suelo, mm/hr	> 25
Textura del suelo	Arena, marga arenosa, arenas margosas,, gravas
Profundidad del suelo, m	> 3 (preferible), >2 (aceptable)
Pendiente del suelo, %	< 15, < 5 (recomendable)
Método de aplicación	Aspersión o estanques
Profundidad del agua en el estanque, m	< 0.45
Tratamiento previo	Primario
Carga orgánica, kg DBO/ha.d	< 126, < 150
Carga de nitrógeno, kg N/ha.d	< 40
Carga de fósforo, kg P/ha.d	< 13
Carga hidráulica, cm/d	1.5 a 35
Relación período de aplicación/período de secado para maximizar carga hidráulica	0.2
Relación período de aplicación/período de secado para maximizar remoción de N	1.0
Requisitos de mano de obra, hr/semana	< 15
Área requerida, ha/(m^3/s)	20 a 500

D. Proceso de flujo sobre el suelo

Este método se emplea en terrenos con pendiente, capa superficial de suelo poco permeable o con subsuelo impermeable y requiere cobertura vegetal para controlar la erosión. El agua residual es aplicada sobre el área superior de terrenos en declive, generalmente mediante aspersores y se deja fluir sobre tramos de 30 a 100 m con vegetación, en pendientes del 1 al 12%, hasta unos canales de recolección de le escorrentía superficial.

El proceso de flujo sobre suelo puede diseñarse para tratar aguas residuales municipales con tratamiento primario, cribado más sedimentación, para proveer un efluente con DBO/SST de 10/10 mg/L y obtener remociones de nitrógeno del 70%.

La distribución superficial del agua puede hacerse con tubería plástica perforada o ranurada, o con aspersores.

- La carga hidráulica es función de la tasa de aplicación y de la longitud de la pendiente y se calcula por la ecuación siguiente:

$$CH = \frac{100\,TP}{S}$$

Donde: CH = carga hidráulica, cm/d
T = tasa de aplicación, m3/h.m
P = período de aplicación, h/d
S = longitud de la pendiente, m

El cálculo se puede hacer de dos maneras:

1. Se selecciona la tasa de aplicación, el período de aplicación y la longitud de la pendiente para calcular la carga hidráulica.
2. Se selecciona el período de aplicación, la longitud de la pendiente y la carga hidráulica para calcular la tasa de aplicación.

Para sistemas con almacenamiento, el área de pendiente requerida se calcula por la ecuación siguiente:

$$A = \frac{365\,Q + V}{100\,D\,(CH)}$$

Donde: A = área de la pendiente, ha
V = pérdida o ganancia neta en almacenamiento debida a precipitación, evaporación y percolación, m^3/año
Q = caudal medio diario, m^3/d
D = número de días de operación, d/año
CH = carga hidráulica de diseño, cm/d

El área del estanque de almacenamiento determina el valor de V; por lo tanto si hay almacenamiento sus dimensiones deben definirse antes de determinar el área de la pendiente.

Combinando las dos ecuaciones anteriores, se puede calcular el área de la pendiente con base en la tasa de aplicación y la longitud de la pendiente, mediante la ecuación siguiente:

$$A = \frac{(365\,Q + V)S}{10^4\,DTP}$$

Esta ecuación también puede usarse en sistemas sin almacenamiento, puesto que V se hace igual a cero.

En las dos tablas siguientes se incluyen los criterios básicos de diseño y operación del proceso.

TABLA 11-13

CRITERIOS DE DISEÑO Y OPERACIÓN FLUJO SOBRE SUELO

Criterio	Definición	Valor
Carga hidráulica	Caudal medio dividido por el área mojada de la pendiente.	0.6 – 6.7 cm/d 6.3 – 40 cm/semana
Tasa de aplicación	Caudal aplicado a la pendiente por unidad de ancho de pendiente.	0.03 – 0.24 m^3/mh
Período de aplicación	Horas diarias de aplicación del agua residual.	5 – 24 h/d
Frecuencia de aplicación	Número de días por semana que se aplica agua residual a la pendiente.	5 – 7 d/semana

TABLA 11-14

FACTORES DE DISEÑO PARA PROCESO DE FLUJO SOBRE SUELO

Tratamiento previo	Carga hidráulica cm/d	Tasa de aplicación $m^3/m.h$	Período de aplicación h/d	Frecuencia de aplicación d/semana	Longitud de la pendiente m
Cribado	0.9 – 3	0.07 – 0.12	8 – 12	5 – 7	36 – 45
	2 – 7	0.15 – 0.25			45 – 60*
Sedimentación primaria	1.4 – 4	0.08 – 0.12	8 – 12	5 – 7	30 – 36
	2 – 7				45 – 60*
Laguna de estabilización	1.3 – 3.3	0.03 – 0.10	8 – 12	5 –7	45
	2.5 – 9	0.09 – 0.15			45 – 60*
Laguna aireada (θ = 1d)	2 – 8.5	0.08 – 0.14	-	-	45 – 60*
Tratamiento Biológico completo	2.8 – 6.7	0.10 – 0.20	8 – 12	5 – 7	30 – 36
	3 – 10	0.22 – 0.34			45 – 60*

* Para aspersores

E. Calidad del agua para riego

Para mantener la calidad y productividad de los suelos cultivables se debe controlar la calidad del agua irrigada, la cual está influida principalmente por las siguientes características:

- Concentración total de las sales solubles
- Proporción relativa de sodio con respecto a otros cationes
- Concentración de boro y otros elementos que pueden ser tóxicos
- En algunos casos, la relación entre concentración de bicarbonatos y la dureza.

El Departamento de Agricultura de U.S.A. acostumbra expresar las concentraciones de sales solubles meq/L y el total de sales solubles en términos de la conductividad del agua en micromhos/cm. De acuerdo con este departamento, la relación de sólidos disueltos en mg/L a conductividad en micromhos/cm a 25ºC es de 0.64; pero la experiencia ha demostrado que dicha relación puede ser tan baja como 0.55 y tan alta como 0.9 en promedio.

Aguas en intervalo de 750 a 2250 micromhos/cm son ampliamente usadas con resultados satisfactorios de crecimiento de cultivos cuando hay buen drenaje y buena administración del riego. Condiciones salinas se desarrollan si el drenaje y la percolación son inadecuados.

El peligro de sodificación de un agua o índice de sodio se mide por la relación de adsorción de sodio (RAS) dada por la ecuación siguiente:

$$RAS = \frac{N_a^+}{\frac{\left(Ca^{++} + Mg^{++}\right)^{½}}{2}}$$

Donde: RAS = relación de adsorción de sodio
Na^+ = meq/L de sodio (mg/L dividido por 23)
Ca^{++} = meq/L de calcio (mg/L dividido por 20)
Mg = meq/L de magnesio (mg/L dividido por 12.15)

Para irrigación se pueden usar aguas con valor de RAS de hasta 26 si el contenido mineral es bajo, pero si el contenido mineral es alto, el valor de la RAS debe ser menor de 10.

A continuación se indica la clasificación de las aguas, por el Departamento de Agricultura de U.S.A.

1. Clases según la conductividad

   - Agua de baja salinidad (C1): Puede usarse para riego de la mayor parte de los cultivos en casi cualquier tipo de suelo, con muy poca probabilidad de que se desarrolle salinidad. Se necesita algún lavado, pero éste se logra en condiciones normales de riego, excepto en suelos de muy baja permeabilidad (conductividad hasta 250 micromhos/cm a 25ºC).

   - Agua de salinidad media (C2): Puede usarse siempre y cuando haya un grado moderado de lavado. En casi todos los casos y sin necesidad de prácticas especiales de control de salinidad, se producirán las plantas moderadamente tolerantes a las sales (conductividad de 251 a 750 micromhos/cm a 25ºC)

   - Agua muy altamente salina (C3): No puede usarse en suelos cuyo drenaje sea deficiente. Aún con drenaje adecuado se pueden necesitar prácticas especiales de control de salinidad, por lo que se deben seleccionar únicamente aquellas especies vegetales muy tolerantes a las sales (conductividad de 751 a 2250 micromhos/cm a 25ºC).

   - Agua muy altamente salina (C4): No es apropiada para riego en condiciones ordinarias, pero puede usarse ocasionalmente en condiciones muy especiales. Los suelos deben ser permeables, de drenaje adecuado, teniendo que aplicarse un exceso de agua para lograr un buen lavado. En este caso hay que seleccionar cultivos altamente tolerante a las sales (conductividad mayor de 2250 micromhos/cm a 25ºC).

2. Clases según el contenido de sodio.

   - Agua baja en sodio (S1): Puede usarse para riego en la mayor parte de los suelos con poca probabilidad de alcanzar niveles peligrosos de sodio intercambiable. Sin embargo los cultivos sensibles, como algunos frutales y aguacates, pueden acumular cantidades perjudiciales de sodio (RAS de 0 a 10).

   - Agua media en sodio (S2): En suelos de textura fina el sodio representa un peligro considerable, más aún si dichos suelos poseen una alta capacidad de intercambio de cationes, especialmente en condiciones de lavado deficiente a menos que el suelo contenga yeso. Esta agua sólo puede usarse en suelos de textura gruesa o en suelos orgánicos de buena permeabilidad (RAS de 10 a 18).

- Agua alta en sodio (S3): Puede producir niveles tóxicos de sodio intercambiable en gran parte de los suelos, por lo que estos requerirán prácticas especiales de manejo, buen drenaje, fácil lavado y adiciones de material orgánica. Los suelos ricos en yeso pueden no desarrollar niveles perjudiciales de sodio intercambiable cuando se riega con este tipo de aguas, pero si puede requerirse el uso de mejoradores químicos para sustituir el sodio intercambiable; sin embargo, tales mejoradores no serán económicos si se emplean en aguas de muy alta alcalinidad (RAS de 18 a 26).
- Agua muy alta en sodio (S4): Es inadecuada para riego, excepto cuando su salinidad es baja o media y cuando la disolución del calcio del suelo o la aplicación de yeso u otros mejoradores no hace antieconómico el empleo de esta clase de aguas (RAS mayor de 26).

- **Boro**

El boro, en pequeñas concentraciones, es esencial para el desarrollo de las plantas; sin embargo, es muy tóxico para ciertas especies y la concentración que afecta a unas es casi la misma que necesitan otras para un desarrollo normal. En la tabla siguiente se incluyen los límites señalados por Scofield.

TABLA 11-15

LÍMITES PERMISIBLES DE BORO PARA AGUAS DE RIEGO

Clase de boro	Cultivos sensibles (mg/L)	Cultivos semitolerantes (mg/L)	Cultivo tolerantes (mg/L)
1	< 33	< 0.67	< 1.00
2	0.33 – 0.67	0.67 – 1.33	1.00 – 2.00
3	1.00 – 1.67	1.33 – 2.00	2.00 – 3.00
4	1.00 – 1.25	2.00 – 2.50	3.00 – 3.75
5	> 1.25	> 2.50	> 3.75

La tolerancia de algunas plantas al boro se incluyen en la tabla siguiente, en cada grupo las especies de arriba están consideradas como las más tolerantes y las de abajo como las más sensibles.

TABLA 11-16

TOLERANCIA DE ALGUNAS PLANTAS AL BORO

Tolerantes	Semitolerantes	Sensibles
Athel	Girasol	Nuez encarcelada
Esparrago	Papa	Nogal negro
Palma	Algodón acala	Nogal persa
Palma dactilera	Algodón píma	Olmo americano

Continúa **TABLA 11-16**

Tolerantes	Semitolerantes	Sensibles
Remolacha	Tomate	Ciruela
Alfalfa	Rábano	Pera
Gladiolo	Olivo	Manzano
Haba	Cebada	Uva
Cebolla	Trigo	Higo Kadoka
Nabo	Maíz	Níspero
Col	Sorgo	Cereza
Lechuga	Avena	Durazno
Zanahoria	Zinia	Naranjo
	Calabaza	Aguacate
	Frijol Lima	Limón

- **Bicarbonatos**

En aguas usadas para riego ricas en iones bicarbonato, el calcio y magnesio tienden a precipitarse como carbonatos a medida que la solución del suelo se vuelve más concentrada. De esta manera, las concentraciones de calcio y magnesio se van reduciendo y la concentración relativa de sodio aumenta. El exceso de bicarbonatos se mide por la relación "carbonato de sodio residual", la cual se define como la concentración de carbonato y bicarbonato menos la concentración de calcio y magnesio expresadas en miliequivalentes por litro, como se muestra en la ecuación siguiente:

$$Carbonato\,de\,sodio\,residual = \left(CO_3^{=} + HCO_3^{-}\right) - \left(Ca^{++} + Mg^{++}\right)$$

Aguas con más de 2.5 meq/L de carbonato de sodio residual no son buenas para riego. Aguas que contienen de 1.25 a 2.5 meq/L son dudosas y las que contienen menos 1.25 meq/L son buenas con toda seguridad. Sin embargo, estas conclusiones están basadas en datos muy limitados y tienen carácter tentativo únicamente.

Otra guía práctica para la clasificación de aguas para riego, formulada por Scofield, se incluye en tabla siguientes.

TABLA 11-17
CALIDAD DEL AGUA PARA IRRIGACIÓN

Constituyente	Clasificación		
	Clase 1 **Excelente a buena**	**Clase 2** **Buena a perjudicial, depende del cultivo, clima, etc.**	**Clase 3** **Perjudicial en la mayoría de las condiciones**
S.T.D., mg/L	< 700	700 – 2000	> 2000
Cloruros, mg/L	< 150	150 – 500	> 500
Boro, mg/L	< 0.50	0.50 – 2.50	> 2.50
% Na	< 60	60 – 75	> 75

La tabla siguiente muestra otras guías de interpretación de la calidad del agua para riego.

TABLA 11-18
GUÍAS PARA VALORAR CALIDAD DEL AGUA PARA RIEGO

Características	Riesgo			Cultivos afectados
	Ninguno	**Ligero a moderado**	**Severo**	
STD, mg/L	< 450	450 - 2000	> 2000	STD altos afectan cultivos en áreas áridas
Combinación de STD y RAS afecta la permeabilidad del suelo				
RAS = 0 – 3 y STD	> 450	130 – 450	< 130	Todos los cultivos
= 3 – 6	> 770	200 – 770	< 200	
= 6 – 12	>1200	320 – 1200	< 320	
=12 – 20	>1860	800 – 1860	< 800	
=20 – 40	>3200	1860 – 3200	<1860	
Sodio, mg/L	< 70	> 70	-	Árboles y ornamentales
Cloruros, mg/L	<140	140 – 350	> 350	
Boro, mg/L	< 0.70	0.7 – 3	> 3	Frutales
Cloro residual, mg/L	< 1.00	1 – 5	> 5	Ornamentales cuando se usan aspersores altos

Algunos elementos en concentraciones altas, pueden ser tóxicos para las plantas y para los animales que consumen el cultivo. En la tabla siguiente se incluyen las concentraciones de los componentes, de importancia en el agua, por debajo de las cuales no se han observado efectos tóxicos.

TABLA 11-19

CONCENTRACIONES PARA RIEGO SIN RESTRICCIONES EN CUALQUIER SUELO

Componente	Concentración máxima, mg/L
Aluminio	5.00
Arsénico	0.10
Berilio	0.10
Boro	0.75
Cadmio	0.01
Cobalto	0.05
Cobre	0.20
Cromo	0.10
Fluoruro	1.00
Hierro	5.00
Litio	2.50
Manganeso	0.20
Molibdeno	0.01
Níquel	0.20
Plomo	5.00
Selenio	0.02
Vanadio	0.10
Zinc	2.00

11.9 Lodos activados

11.9.1 Generalidades

El proceso de lodos activados y sus varias modificaciones pueden ser usados cuando las aguas residuales puedan responder a un tratamiento biológico.
Este proceso requiere atención cuidadosa y una operación con supervisión competente, incluido un control rutinario de laboratorio. Cuando se proponga este tipo de tratamiento, se deberán considerar los requisitos siguientes:

1. Energía

   Deben considerarse cuidadosamente los costos del suministro de energía, al igual que los efectos sobre la calidad del agua asociados a las fallas en el suministro eléctrico. La capacidad para mantener la variabilidad del proceso, en casos de fallas o reducción en el suministro de energía, como bajo condiciones de emergencia, debe incluirse en el diseño del proceso de lodos activados. Deben tenerse alternativas de suministro eléctrico en casos de falla del servicio público.

2. Selección específica del proceso

   El proceso de lodos activados y sus varias modificaciones pueden ser empleados para conseguir varios grados de remoción de sólidos suspendidos y reducción de la Demanda Bioquímica de Oxígeno de cinco días (DBO_5). La selección del proceso más adecuado depende del tamaño de la planta propuesta, los tipos de aguas residuales por tratar, el

grado anticipado de operación y mantenimiento, y los costos de operación. Todo diseño debe proveer flexibilidad en la operación.

3. Pretratamiento

   Deben removerse las arenas, los sólidos gruesos, las grasas y los aceites excesivos antes de comenzar el proceso de lodos activados.

4. Tanques de aireación

   El tratamiento de las aguas residuales según el proceso de lodos activados exige ciertos requisitos del tanque de aireación, en cuanto a técnica de procesos, operación y eficiencia que se mencionan a continuación.

   a. Suficiente concentración de biomasa, medida en forma simplificada como contenido de la materia seca de la materia del licor mixto.

   b. Homogeneización intensiva de la mezcla de aguas residuales y lodo biológico.

   c. Adición suficiente de oxígeno para cubrir la demanda y la capacidad de ajuste con el fin de adaptarla a las diferentes condiciones de operación y de carga.

   d. Suficientes velocidades de corriente sobre el fondo del tanque; por lo menos 15 cm/s en el caso de lodos livianos y hasta 30 cm/s para lodos pesados, con el fin de evitar la formación de depósitos en el fondo.

   e. Funcionamiento adecuado de los dispositivos de aireación en condiciones de operación, posibilidad de operación a intervalos en el caso de desnitrificación.

   f. Suficiente capacidad de ajuste a las oscilaciones de afluencia de aguas residuales y características de la misma.

   g. Optimización del consumo de energía para la adición de oxígeno, circulación y homogeneización.

   h. Costos de construcción y operación reducidos.

   i. Ningún tipo de molestias debidas a olores, aerosoles, ruido o vibraciones.

   j. Gran seguridad de operación.

   Estos requisitos deben cumplirse mediante diferentes tipos de construcción, formas de operación y sistemas de aireación, suministros de energía. Deben garantizarse las condiciones requeridas (anaerobia, anóxica, aerobia) y las condiciones de paso (corriente de paso longitudinal, formación de cascadas, tanque de recirculación) para la operación elegida.

5. Tanque de sedimentación secundaria

   El tanque de aireación y el tanque de sedimentación secundaria forman una unidad operativa y se influencian entre sí. Los tanques de sedimentación secundaria tiene por objeto separar el lodo activado de las aguas residuales depuradas biológicamente.

   El dimensionamiento, diseño y dotación de los tanques de sedimentación secundaria deben hacerse de tal forma que satisfagan los siguientes requisitos:

   a. Separar el lodo activado de las aguas residuales por medio de sedimentación.

b. Concentrar y remover el lodo activado sedimentado para su retorno al tanque de aireación.

c. Almacenar temporalmente el lodo activado que, como consecuencia de un mayor caudal, especialmente durante épocas de lluvia, es desplazado del tanque de aireación. Por lo tanto, se requiere un espacio de almacenamiento adecuado para el objeto.

d. Evitar condiciones de velocidades de corriente que puedan producir el arrastre de lodos.

11.9.2 Consideraciones en el diseño

Las consideraciones que deben tenerse en cuenta en el diseño de los procesos de lodos activados son:

1. Selección del tipo reactor

   - Los factores operacionales que están envueltos en selección en la relación del tipo de reactor son:
   - Las reacciones cinéticas que gobiernan el proceso de tratamiento
   - Los requerimientos de transferencia de oxígeno.
   - Naturaleza del agua residual que va a tratarse: cuando existan problemas de sustancias tóxicas para los microorganismos se recomienda el uso de un reactor completamente mezclado en lugar de uno de flujo en pistón.
   - Condiciones ambientales locales: las condiciones ambientales más importantes son: la temperatura, el pH y la alcalinidad. Los cambios de temperatura en el agua residual pueden afectar las tasas de reacción biológicas. La alcalinidad y el pH son muy importantes en la operación de procesos de nitrificación.
   - Costos de construcción, operación y mantenimiento.

2. Carga orgánica

   En la tabla 11-20 se muestran los rangos de cargas orgánicas que deberán cumplirse.

3. Producción de lodos

4. Requerimientos y transferencias de oxígeno

5. Requerimientos de nutrientes

   Los principales nutrientes son el nitrógeno y el fósforo. Debe como mínimo cumplirse la siguiente relación entre las concentraciones en el agua residual por tratar

   DBO:N:P

   100:5:1

6. Control de organismos filamentosos

   Se debe evaluar la necesidad de tener sistemas de control de organismos filamentosos. Los manuales de operación deben incluir metodologías de control de organismos filamentosos.

7. Características del efluente

   El contenido orgánico del efluente de un proceso de tratamiento biológico está compuesto usualmente por:

   - Constituyentes orgánicos biodegradables (que escapan el tratamiento biológico y que se forman como productos intermedios en la degradación biológica del desecho). DBO soluble efluente.
   - Material orgánico suspendido (sólidos biológicos producidos durante el tratamiento que escapan en la separación en el tanque de sedimentación final y sólidos orgánicos coloidales en la planta influente, que escapan del tratamiento y separación).
   - Constituyentes orgánicos no biodegradables (presentes originalmente en el influente y los productos de la degradación biológica).

8. Tipos y modificaciones

   El diseñador está en libertad de seleccionar la modificación al proceso de lodos activados que considere conveniente siempre y cuando se garantice la eficiencia operacional, minimización de impactos por ruidos y olores, adecuado manejo de lodos y eficiencia económica.

   En la tabla 11-21 se resumen las características de operación de los procesos de lodos activados.

9. Rendimientos

   Las eficiencias en remoción de DBO se guiarán según las indicadas en la tabla 11-21

TABLA 11-20

PARÁMETROS EMPÍRICOS PARA EL PROCESO DE LODOS ACTIVADOS

Tipo de proceso	**Carga orgánica kgDBO$_5$/kg (f/m)**	**Carga volumétrica kgDBO$_5$/m^{3}d (fq/v)**	**Tiempo de detención (horas) (t_d)**	**Edad de lodos (días) (θ_c)**	**SSLM mg/L (x_t)**	**Retorno Fracción (r)**
Convencional	0.2 – 0.5	0.3 – 1.0	4 – 8	5 – 15	1,500 – 3,000	0.25 – 0.5
Completamentemezclado	0.2 – 0.6	0.8 – 2.0	4 – 8	5 – 15	3,000 – 6,000	0.25 – 1.0
Aireación escalonada	0.2 – 0.5	0.6 – 1.0	3 – 5	5 – 15	2,000 – 3,500	0.25 – 0.7
Tasa alta	0.4 – 1.5	0.6 – 2.4	0.25 – 3	1 – 3	4,000 – 5,000	1.0 – 5.0
Aireación modificada	1.5 – 5.0	1.2 – 2.4	1.5 – 3	0.2 – 0.5	200 – 1,000	0.05 – 0.25
Estabilización por contacto	0.2 – 0.5	1.0 – 1.2	0.5 – 1.0	5 – 15	1,000 – 3,000	0.2 – 1.0
Contacto estabilizado	-	Incluido ya	3 – 6	-	4,000 – 10,000	-
Aireación extendida	0.05 – 0.25	<0.4	18 – 36	15 – 30	3,000 – 6,000	0.75 – 1.5
Oxígeno puro	0.4 – 1.0	2.4 – 4.0	1 – 3	8 – 20	6,000 – 8,000	0.25 – 1.5
Zanja de oxidación	0.05 – 0.30	0.1 – 0.5	8 – 36	10 – 30	3,000 – 6,000	0.75 – 1.5
Reactor SBR	0.05 – 0.30	0.1 – 0.2	12 – 50	No aplica	1,500 – 5,000	No aplica

TABLA 11-21

CARACTERÍSTICAS DE OPERACIÓN DE LOS PROCESOS DE LODOS ACTIVADOS

Modificación al proceso	Modelo de flujo	Sistemas de aireación	Eficiencia en remoción de DBO, %
Convencional	Flujo pistón	Aire difuso, aireadores mecánicos	85 – 95
Completamente mezclado	Flujo continuo reactor agitado	Aire difuso, aireadores mecánicos	85 – 95
Aireación escalonada	Flujo pistón	Aire difuso	85 – 95
Aireación modificada	Flujo pistón	Aire difuso	60 – 75
Estabilización por contacto	Flujo pistón	Aire difuso, aireadores mecánicos	80 – 90
Aireación extendida	Flujo pistón	Aire difuso, aireadores mecánicos	75 – 95
Aireación de alta tasa	Flujo continuo reactor agitado	Aireadores mecánicos	85 – 95
Oxígeno puro	Flujo continuo reactores en serie agitados	Aireadores, mecánicos	85 – 95
Zanja de oxidación	Flujo pistón	Aireador mecánico (tipo eje horizontal)	75 – 95
Reactor SBR	Flujo intermitente reactor agitado	Aire difuso	85 – 95

11.9.3 Metodología de diseño

a- Alcance

El propósito de la presente sección es proporcionar fórmulas y parámetros de diseño más comunes, que han aportado una validez, a la fecha a lo largo de la experiencia que se tiene en la aplicación del proceso de lodos activados al tratamiento de aguas residuales. Estos procedimientos a su vez son susceptibles a ser modificados, en caso de que se encuentre una metodología más óptima que reemplace a la presente. En los apartados siguientes se indican las fórmulas y parámetros a ser aplicados en el diseño.

b- Fórmulas y parámetros

- Volumen del tanque puede calcularse como:

$$V_r = \frac{\theta_c \, Q \, Y (S_o - S)}{X(1 + k_d \theta_c)}$$

Donde: V_r = volumen de tanque de aireación, m^3

θ_c = edad de lodos o tiempo de residencia celular medio basado en el volumen del tanque de aireación, d.
Q = caudal de aguas residuales crudas, m^3/d
Y = coeficiente estequiométrico de producción de lodos, gSSV/gDQO
S_o = concentración de DBO o DQO del afluente, kg/m^3
S = concentración de DBO o DQO del efluente, kg/m^3
X = concentración de sólidos suspendidos volátiles en el tanque de aireación, kg/m^3
k_d= coeficiente de decaimiento endógeno, d^{-1}

En la tabla siguiente se muestran valores de coeficientes cinéticos para procesos de lodos activados.

TABLA 11-22
COEFICIENTES CINÉTICOS PARA PROCESOS DE LODOS ACTIVADOS EN AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

		Valores a 20 ºC	
Coeficiente	**Unidades**	**Rango**	**Típico**
K	d^{-1}	2 – 10	5
K_s	mg/L DBO_5	25 – 100	60
Y	mg/L DQO_5	15 – 70	40
Y	mgSSV/mgDBO_5	0.4 – 0.8	0.6
k_d	d^{-1}	0.025 – 0.075	0.06

- Relación entre cantidad de sustrato (alimento) y la cantidad de microorganismos

$$\frac{F}{M} = \frac{S_o}{\theta X}$$

Donde: F/M = alimento/microorganismos, d^{-1}
$\theta = V_r/Q$ = tiempo de retención hidráulica del tanque de aireación, d

- La relación entre F/M y la tasa de utilización específica U es la siguiente:

$$\frac{F}{M} x \frac{E}{100}$$

Donde: E = eficiencia del proceso en %

- El tiempo medio de retención celular puede ser determinado con las dos relaciones siguientes:
  Determinación basada en el volumen del tanque de aireación:

$$\theta_c = \frac{V_r X}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

Donde: θ_c = tiempo medio de retención celular basado en el volumen del tanque de aireación, d
V_r = volumen del tanque de aireación, m^3

X = concentración de SSV en el tanque de aireación, kg/m^3
Q_w= caudal de lodo purgado, m^3/d
X_w= concentración de SSV en el lodo purgado, kg/m^3
Q_e = caudal de efluente tratado, m^3/d
X_e = concentración de SSV en el efluente tratado, kg/m^3

Esta ecuación es recomendada en el diseño de un reactor suponiendo que toda la conversión del sustrato ocurre en el tanque de aireación.

Determinación basada en el volumen total del sistema:

$$\theta_{ct} = \frac{X_t}{Q_w X_w + Q_e X_e}$$

Donde: θ_{ct} = tiempo medio de retención celular basado en el volumen total del sistema, d
X_t = masa total de SSV del sistema, incluyendo los sólidos del tanque de aireación, del tanque de sedimentación y los existentes en las instalaciones de retorno de lodos, kg

En aquellos sistemas en los que gran parte de los sólidos totales se encuentren en el tanque de sedimentación y en las instalaciones de retorno del lodo, se puede utilizar esta ecuación para calcular la cantidad de sólidos que hay que purgar. La cantidad de sólidos en el tanque de sedimentación se puede determinar midiendo la profundidad del manto de lodo y la concentración de sólidos en el lodo de retorno. El uso de esta ecuación se basa en la suposición de que los sólidos biológicos continúan ejerciendo la respiración endógena independientemente del hecho de que se hallen, dentro del sistema, en condiciones aerobias o anaerobias.

La relación entre la edad de lodos θc, la relación alimento-microorganismo F/M y la tasa de utilización específica es:

$$\frac{1}{O_c} = Y \frac{F}{M} x \frac{E}{100} = YU - k_d$$

c- Producción de lodos

El conocimiento de la producción diaria de lodo es importante, puesto que afecta el diseño de las instalaciones de tratamiento y evacuación de lodo en exceso (purga). La producción diaria de lodo que hay que purgar se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$P_x = Y_{obs} Q(S_o - S)(10^3 \text{ g/kg})^{-1}$$

Donde: P_x = producción diaria neta de lodo activado, medida en términos de SSV, kg/d
Y_{obs} = producción observada, kg/kg
Q, S_o, S = según definición anterior

La producción observada se puede calcular por medio de la ecuación siguiente:

$$Y_{obs} = \frac{Y}{1 + k_d \left(\theta_c \, o \, \theta_{ct} \right)}$$

El uso de θ_c o θ_{ct} depende de si en análisis se consideran los sólidos presente en el tanque de aireación o los sólidos presente en el sistema total. Si se retiene un alto porcentaje de los sólidos en el tanque de sedimentación y la unidad de retorno de lodos, es razonable el uso de θ_{ct}

d- Parámetros empíricos en el diseño de tanques de aireación.

1. Carga orgánica volumétrica:

   $L_v = S_o \, Q/Vr$, kg $DBO_5/m^3.d$

2. Carga orgánica específica:

   $L_{ve} = F/M$, kg DBO_5/kg SSVLM.d

3. Tiempo de retención hidráulica:

   $$\theta = \frac{V_r}{Q}, \text{ d}$$

4. Concentración de sólidos en el licor mixto:

   X_T = concentración de sólidos suspendidos totales en licor mixto, mg SSVLM/L

5. Edad de lodos
   Tiempo medio de retención celular, es el tiempo promedio que permanece en el reactor una partícula de lodo biológico o los microorganismos:

   $$\theta_c = \frac{V_r}{Q_w}, \text{ d}$$

6. Tasa de recirculación de lodos
   Retorno o coeficiente de retorno:

   $$R = \frac{Q_r}{Q_n}$$

   Q_r = caudal de retorno de lodos del sedimentador secundario, m^3/d
   Q_n = caudal neto a tratar, m^3/d

11.9.4 Tanque de aireación

En cualquier adaptación particular del proceso, el tamaño del tanque de aireación debe ser determinado por cálculos racionales basados en factores como caudal a tratar, grado de tratamiento deseado, concentración de sólidos suspendidos en el licor mixto, carga de DBO,

y la razón de sólidos en licor mixto a la carga de DBO. Deben hacerse cálculos para justificar las bases de diseño de la capacidad del tanque de aireación.

1. Profundidades del líquido
   En general las profundidades del líquido no deben ser menores de 3.05 m ni mayores de 4.57 m, excepto en casos de diseños especiales.
2. Control de cortocircuitos
   Deben preverse la forma del tanque y la instalación del equipo de aireación para llevar a cabo el control positivo de cortocircuitos a través del tanque.
3. Entradas y salidas
   Las entradas y salidas para cada unidad de aireación deben estar adecuadamente equipadas con válvulas, compuertas, placas de retención, vertederos, u otros aparatos que permitan controlar el caudal a cualquier unidad y mantener un nivel líquido razonablemente constante. Las propiedades hidráulicas del sistema deben permitir el manejo de caudal máximo instantáneo con cualquier unidad del tanque de aireación fuera de servicio.
4. Conductos
   Los canales y tuberías que lleven líquidos con sólidos en suspensión deben ser diseñados para que mantengan velocidades que permitan su propia limpieza, o deben ser agitados para que mantengan los sólidos en suspensión en todas las velocidades de flujo dentro de los límites de diseño.
5. Aparatos medidores
   Deben instalarse aparatos para indicar los caudales de las aguas residuales sin tratar, del efluente primario, el lodo de retorno y el aire a cada unidad del tanque. En plantas diseñadas para caudales de 60 L/s o mayores, estos aparatos deben totalizar y registrar, a la vez que indicar los caudales. Donde el diseño provea para que todo el lodo de retorno se mezcle con el agua residual sin tratar (o efluente primario) en un punto, debe medirse el caudal del licor mezclado a cada unidad de aireación.
6. Borde libre
   Normalmente todos los tanques de aireación deben tener un borde libre no menor de 40 cm. Son deseables alturas mayores. Deben proveerse sistemas aprobados para el control de espuma.

11.9.5 Equipo de retorno de lodos

La razón de retorno de lodos se fijará según el caso o estudio piloto. La experiencia ha demostrado que esta razón varía generalmente entre 10 y 200%, la razón de lodo de retorno debe poder ser variada.

11.9.6 Bombas para el retorno del lodo

Si se usan bombas impulsadas por motor para el retorno del lodo, la capacidad máxima de retorno de los lodos debe ser alcanzada con la bomba mayor fuera de servicio. Debe proveerse una carga positiva en la entrada de la bomba.

Las bombas deben tener abertura de succión y descarga de 7.6 cm por lo menos. Si se usan por arrastre con aire (air lifts) para regresar el lodo desde cada tanque de sedimentación, no se requerirá unidad de reserva, siempre que el diseño de los mismos sea tal que facilite su limpieza y siempre que se provean otras medidas de reserva.

11.9.7 Tubería de retorno de lodo

Las tuberías de succión y descarga deben ser de por lo menos 10 cm de diámetro y diseñadas para mantener una velocidad no menor de 0.61 m por segundo cuando las instalaciones de retorno de lodo estén operando a razón normal. Deben proveerse aparatos adecuados para observación, muestra y control de caudal de retorno del lodo activado desde cada tanque de sedimentación.

11.9.8 Operación y mantenimiento

Se debe tener un manual de operación y mantenimiento que contemple los siguientes aspectos:

- Control de olores
- Operación en condiciones de caudal mínimo y máximo
- Arranque
- Control del sistema de aireación y del oxígeno disuelto
- Programa de mantenimiento preventivo
- Ensayos de laboratorio adecuadamente programados
- Control de lodos
- Control de la recirculación
- Control de abultamiento
- Control de espumas
- Operación bajo condiciones de caudal mínimo y caudal máximo

11.9.9 Sistema de aireación

1. Generalidades
   Los requerimientos de oxígeno en sistemas biológicos son el resultado de tres demandas principales.
   - DBO carbonácea
   - DBO nitrogenada
   - DBO inorgánica

   El diseñador debe estimar no solo la demanda de oxígeno total causada por estas fuentes sino también las variaciones temporales y espaciales de las demandas en el sistema de reactores a ser aireados. En especial deben calcularse las demandas máximas que se generan por los cambios de caudal y concentración en la planta. El diseñador debe seleccionar el tipo de aireador que necesite de acuerdo a las características propias de su diseño. Ver tabla 11.23 con tipos de aireadores recomendados.

TABLA 11-23
TIPOS DE AIREADORES

Difusores porosos	Características típicas recomendadas
Difusores de placa	Cuadrados. Lado = 30 cm, espesor = 2.5 a 3.8 cm
Difusores con forma de domo	Diámetro = 18 cm, altura = 3.8 cm, espesor del medio = 15 mm (bordes) y 19 mm (parte superior)
Difusores con forma de disco	Diámetro = 18 – 24 cm, espesor = 13 a 19 mm
Difusores de tubo	Longitud del medio poroso = 50 a 60 cm, diámetro externo = 6.4 a 7.6 cm

Continúa TABLA Nº 11-23

Difusores no porosos	Características típicas recomendadas
Tubería perforada	
Burbujeadores	Diámetro del orificio = 0.3 – 0.8 cm
Difusores con válvula en el orificio	
Aireadores de tubo estático	
Mangueras perforadas	
Aireación por chorro	
Mecanismos aspiradores	
Aireación con tubo U	

2. Deben determinarse los requerimientos de oxígeno para las tres demandas presentadas con anterioridad. Para el cálculo de la DBO carbonácea se recomiendan los siguientes rangos típicos encontrados en la práctica:

   a. 94 a 125 m^3 de oxígeno/kg de DBO_5 aplicada
   b. 1.1 kg de oxígeno transferido/kg de DBO_5 pico aplicada al tanque de aireación convencional
   c. 3.7 a 15 m^3 de oxígeno/m^3 de agua residual a tratar y d) 31 a 56 m^3 de oxígeno/kg de DBO_5 removida
   d. Para la DBO nitrogenada se recomienda utilizar la siguiente ecuación:

$$R_n = 4.57Q(N_o - N) - 2.86Q(N_o - N - NO_3)$$

3. Potencia típica de compresores
   En la tabla 11-24 aparecen rangos de potencias típicas de compresores que se deben usar.

TABLA 11-24
RANGOS TÍPICOS DE POTENCIA

Clase	Tipo	Potencia (hp)
Reciprocante de desplazamiento positivo	Pistón – etapa sencilla	25 – 200
	Pistón multietapas	10 – 10000
Rotatorio de desplazamiento positivo	Lobe	10 – 3000
	Sliding vane	10 – 500
	Helical screw	10 – 500
Compresor dinámico	Centrífuga	50 – 20000
	Axial	1000 - 10000

4. Transferencias de oxígeno típicas de aireadores
   En la tabla 11-25 aparecen las tasas de transferencia típicas de oxígeno recomendadas.

5. Operación y mantenimiento
   La operación efectiva de un equipo de aireación puede minimizar el consumo de energía y maximizar el rendimiento. La operación y mantenimiento debe enfocarse en:
   a. El control de la concentración de oxígeno en el líquido que va a airearse.
   b. Suministro de por lo menos la mínima intensidad de mezclado requerida.

c. Inspección y servicio del equipo de aireación para garantizar una operación ininterrumpida.

TABLA 11-25
RANGOS TÍPICOS DE TRANSFERENCIA DE OXÍGENO

Tipo aireador	**Estándar**	**Campo**
Aireadores mecánicos	kg O_2/kWh	kg O_2/kWh
Centrifuga superficial (baja velocidad)	1.2 – 3.0	0.7 – 1.4
Centrífuga superficial con tubo succionador	1.2 – 2.8	0.7 – 1.3
Axial superficial (Alta velocidad)	1.2 – 2.2	0.7 – 1.2
Turbina abierta con succión hacia abajo	1.2 – 2.4	0.6 – 1.2
Turbina cerrada con succión hacia abajo	1.2 – 2.4	0.7 – 1.3
Turbina sumergida con tubo burbujeador	1.2 – 2.0	0.7 – 1.1
Impeler superficial	1.2 – 2.4	0.7 – 1.1
Cepillo superficial y pala	0.9 – 2.2	0.5 – 1.1
Difusores de aire	L/segundo	Pérdidas en cm
Domo de cerámica	0.24 – 1.2	15 – 63
Disco de cerámica (22 cm diámetro)	0.3 – 1.4	13 – 48
Tubo de medio poroso	1 – 2.8	
Tubo con funda flexible	1 – 2.8	
Funda flexible tipo disco I (22 cm diámetro)	1 – 2.8	23 – 58
Funda flexible tipo disco II (23 cm diámetro)	1 – 2.8	
Funda flexible tipo disco III (74 cm diámetro)	1 – 9.4	23 – 61
Burbujeador	3.8 – 5.6	15 – 23
Tubo perforado	4.7 – 11.3	7.6 – 33
Orificio con válvula	2.8 – 5.6	13 – 30

11.9.10 Sedimentador secundario

1. Geometría
   Se recomienda el uso de sedimentadores secundarios circulares y rectangulares. El empleo de otro tipo de sedimentadores debe ser sustentado técnicamente. Para los circulares se recomienda usar diámetros entre 3 y 60 m y que el radio no exceda cinco veces la profundidad del agua. Para diámetros mayores o iguales a 27 m se recomienda utilizar profundidades entre 4.9 y 6 m. Se recomienda la colocación de pantallas verticales desde el fondo e inclinados desde las paredes con el fin de prevenir la salida de sólidos del tanque por corrientes de densidad o térmicas. Para los tanques rectangulares se recomienda que la longitud no exceda de 10 a 15 veces la profundidad. Si el ancho del tanque es mayor a 6 m, se recomienda usar un mecanismo colector de lodos múltiple. Independientemente de la forma del tanque, el colector de lodos debe cumplir con las siguientes características operacionales:

   a. Debe tener una alta capacidad para que, cuando se desee una alta tasa de recirculación de lodos, no se formen canales en la capa superior del líquido a través del lodo.

   b. El mecanismo debe ser suficientemente resistente para transportar y remover los lodos densos que pueden acumularse en el tanque de sedimentación durante períodos de fallas mecánicas o en el suministro de energía.

El área superficial debe calcularse como la mayor entre las áreas calculadas con la tasa de desbordamiento superficial y la tasa másica de carga. El criterio hidráulico recomendado para determinar el área requerida es el siguiente: para sedimentadores secundarios siguiendo un proceso de filtros percoladores o un proceso de lodos activados, escoger la mayor área calculada con el caudal pico y el caudal promedio. Con respecto a la carga por el rebosadero se recomienda un rango entre 124 y 375 m^3/m día. Para tanques circulares alimentados por el centro, se recomienda una colocación del rebosadero a dos tercios o tres cuartos de la distancia radial.

2. Tasa de desbordamiento superficial
   En los casos en que no es posible realizar ensayos de sedimentación para determinar la tasa de desbordamiento superficial, se recomiendan los siguientes valores según el tipo de tratamiento que la preceda y para caudales medio diario y máximo horario.

TABLA 11-26
VALORES RECOMENDADOS DE CARGA SUPERFICIAL

	Tasa de carga superficial (m^3/m^2 d)	
Tipo de tratamiento	**Caudal promedio**	**Caudal pico**
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxigeno	16 – 32	40 – 48
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	8 – 16	24 – 32
Sedimentación seguida por filtros percoladores	16 – 24	40 – 48
Sedimentación seguida por biodiscos		
Efluente secundario	16 – 32	40 – 48
Efluente nitrificado	16 – 24	32 – 40

3. Tasa másica de carga
   La tasa másica de carga (TMC) debe calcularse dividiendo la tasa de sólidos totales aplicados (kg/día), entre el área superficial del tanque. Se deben usar los siguientes valores de TMC para condiciones de caudal promedio y pico.

TABLA 11-27
TASAS DE CARGA MÁSICA

	Carga másica (kg/m^2 día)	
Tipo de Tratamiento	**Caudal promedio**	**Caudal pico**
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	98 – 147	245
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxigeno	123 – 172	245
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	25 – 123	168
Sedimentación seguida por filtros percoladores	72 – 123	192
Sedimentación seguida por biodiscos		
Efluente secundario	100 – 144	245
Efluente nitrificado	72 – 123	192

4. Profundidad del tanque
   Se recomiendan los siguientes valores de profundidad de agua en el tanque de sedimentación secundaria:

TABLA 11-28
VALORES DE PROFUNDIDAD DE AGUA

Tipo de tratamiento	Profundidad (m)
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados (excluyendo aireación extendida)	3.6 – 4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de lodos activados con oxígeno	3.6 – 4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de aireación extendida	3.6 – 4.6
Sedimentación siguiendo un proceso de filtros percoladores	3.0 – 3.6
Sedimentación siguiendo un proceso de biodiscos	
Efluente secundario	3.0 – 3.6
Efluente nitrificado	3.0 – 3.6

5. Espesor del manto de lodos
   La profundidad de la sección de espesamiento del tanque de sedimentación debe ser adecuada para:
   - Asegurar el mantenimiento de una profundidad adecuada del manto de lodos para que no recirculen los sólidos que aún no se han espesado
   - Almacenar temporalmente los sólidos que se aplican periódicamente, cuando haya exceso de la capacidad de transmisión de la suspensión dada.

6. Evaluación de valores experimentales de tasa másica de carga
   En caso de que el diseñador utilice diferentes valores de tasa másica de carga a los que aparecen en la tabla 11-27 para obtener el área del sedimentador, éste debe obtener dichos valores a partir de un análisis de flujo de sólidos en el laboratorio y demostrar ante la autoridad competente la veracidad de los resultados obtenidos así como la metodología utilizada para realizar dicho ensayo. En caso de utilizar un procedimiento distinto, también debe sustentar la calidad de los datos obtenidos.

7. Control de olores
   Para prevenir la formación de olores en los tanques de sedimentación secundaria, debe evitarse la acumulación de espumas en la superficie, la acumulación de lodos en las paredes de los tanques y materia orgánica en los vertederos efluentes. Aunque debe mantenerse una concentración de lodos de retorno, los olores pueden minimizarse si el licor mezclado sedimentado se remueve del piso del tanque tan rápido como sea posible y se devuelve a los tanques de aireación. El operador debe controlar el tiempo de retención de los sólidos en el clarificador secundario para prevenir la generación de gas sulfhídrico.

8. Operación y mantenimiento
   Se debe tener un manual de operación y mantenimiento que contemple los siguientes aspectos:
   - Control de olores
   - Control de lodos flotantes
   - Control de abultamiento
   - Operación en condiciones de caudal mínimo y máximo

11.10 Filtros percoladores

11.10.1 Generalidades

Un filtro percolador consiste en un tanque que contiene un lecho de material grueso, compuesto en la gran mayoría de los casos de materiales sintéticos o piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles. Alrededor de este lecho se encuentra adherida una población bacterial que descompone las aguas residuales a medida que éstas percolan hacia el fondo del tanque. Después de cierto tiempo, la capa bacterial adquiere un gran espesor y se desprende hidráulicamente del lecho de piedras para pasar luego a un clarificador secundario en donde se efectúa la separación de los lodos formados.

Los filtros pueden ser utilizados en casos donde no se necesite una eficiencia muy alta en la remoción de DBO.

11.10.2 Geometría

El reactor o filtro consta de un recipiente cilíndrico o rectangular con diámetros variables, hasta de 60 m y con profundidades entre 1.50 y 12 m.

11.10.3 Medios de soporte

El medio filtrante puede ser piedra triturada o un medio plástico manufacturado especialmente para tal fin. El medio debe ser durable, resistente al resquebrajamiento, insoluble y no debe aportar sustancias indeseables al agua tratada.

1. Características físicas y geométricas

   Rocas y medios similares: La escoria de roca o cualquier medio filtrante no debe contener más de un 5% por peso de materia, cuya dimensión mayor sea tres veces su dimensión menor. No contendrá material delgado alargado y achatado, polvo, barro, arena o material fino. Deben estar conforme a los tamaños y granulometría presentados en la tabla 11-29 cuando se clasifiquen mecánicamente a través de tamices vibratorios con aberturas cuadradas.

TABLA 11-29
GRANULOMETRÍA DE LOS MEDIOS DE ROCA O SIMILARES

Tamiz	Porcentaje por peso
Pasando tamiz de 11.4 cm (4 ½")	100%
Retenido tamiz de 7.62 cm (3")	95 – 100%
Pasando por tamiz de 5.08 cm (2")	0 – 2%
Pasando por tamiz de 2.54 cm (1")	0 – 1%

Piedra colocada a mano: Las dimensiones máximas de la piedra serán 12.7 cm y las dimensiones mínimas de piedra, 7.62 cm.

Medio plástico manufacturado: La suficiencia de este medio se evalúa con base en la experiencia previa con instalaciones que traten aguas y cargas similares.

2. Manejo y colocación del medio

El material entregado en la obra debe almacenarse sobre superficies de madera u otras áreas duras y limpias. Ningún material similar debe ser pasado por tamices nuevamente en el lugar de la obra. Este material se coloca a mano cuidadosamente hasta una profundidad de 30 cm sobre los desagües de manera que no causen daños a éstos.

TABLA 11-30

COMPARACIÓN DE PROPIEDADES FÍSICAS DE MEDIOS DE FILTROS PERCOLADORES

Tiempo de medio	Tamaño Nominal, mm.mm	Densidad, kg/m^3	Area superficial Relativa, m^2/m^3	Relación de vacío, %
Empaquetado	610 610 1220	32.04 – 80.10	88.59 – 104.99	>95
(Bundle)	610 610 1220	64.08 – 96.12	137.80 – 147.65	>94
Roca	25.4 – 76.2	1441.8	62.3	50
Roca	50.8 – 101.6	1602	46	60
Desordenado	Varios	32.04 – 64.08	82 – 115	>95
(plástico)	Varios	48.06 – 80.10	138 – 164	>94
Madera	1200x1200x900	165	46	76

El material restante puede ser colocado por medio de correas conductoras o cualquier otro medio aprobado por el interventor. Camiones, tractores o cualquier otro equipo no pueden ser manejados sobre el filtro durante o después de la construcción.

11.10.4 Profundidad del filtro

El medio filtrante, en el caso de la piedra debe tener una profundidad mínima de 90 cm y máxima de 180 cm sobre los desagües, excepto cuando los estudios justifiquen una construcción especial. En el caso del medio plástico, la profundidad debe determinarse por medio de estudios pilotos o experiencias previas debidamente sustentadas ante la autoridad competente. En la tabla 11-31 se encuentra los rangos de profundidades típicos para los diversos tipos de filtros.

Deben proveerse un espacio libre mínimo de 15 cm entre los brazos distribuidores y el medio filtrante.

11.10.5 Tipos de filtros

Los filtros se clasifican según su carga.

1. Filtros de baja carga

Filtros lentos en los cuales el agua hace un solo paso a través del filtro, con cargas volumétricas bajas, permitiendo además una nitrificación relativamente completa. Este tipo de filtro es seguro y simple de operar. Producen una composición del efluente bastante estable, pero crean problemas de olores y moscas.

2. Filtros de alta carga
   Emplean la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, diluyendo por otra parte la DBO_5 influente. El porcentaje de recirculación puede llegar a 400%. Este sistema de filtración tiene una eficiencia tan buena como la de los filtros de baja tasa, y evita en gran medida el problema de moscas y de olores.

11.10.6 Tasa de carga orgánica volumétrica

Los filtros percoladores operan con cargas volumétricas entre 0.1 y 0.8 kg DBO_5/m^3 día. En la tabla 11-31 se presentan los valores que se deben usar para cada tipo de filtro. En caso de usar valores diferentes se debe sustentar adecuadamente con base en estudios piloto o experiencias anteriores adecuadamente evaluadas por parte de la autoridad competente.

11.10.7 Tasa de carga hidráulica

Los valores de tasa de carga hidráulica que se deben usar para cada tipo de filtro se encuentran en la tabla 11-31 en caso de usar valores diferentes se debe sustentar adecuadamente con base en estudios piloto o experiencias anteriores adecuadamente evaluadas por la parte de la autoridad competente.

11.10.8 Recirculación

Cuando se efectúe la recirculación, es importante determinar si es antes o después de clarificador primario, pues esto afecta significativamente en el diseño. Igual consideración debe tenerse con los sedimentadores secundarios. El diseñador debe sustentar claramente el tipo de recirculación a usar, su objeto, sus ventajas y las implicaciones operacionales, de diseño y económicas que se tiene en cada caso.

TABLA 11-31

CARACTERÍSTICAS DE DISEÑO PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE FILTROS PERCOLADORES

	Tasa baja	**Tasa intermedia**	**Tasa alta**	**Tasa superalta**	**Rugoso**	**Dos etapas**
Medio filtrante	Roca escoria	Roca escoria	Roca	Plástico	Plástico, madera roja	Roca, plástico
Carga hidráulica, $m^3/(m^2.d)$	0.9 – 3.7	3.7 – 9.4	9.4 – 37.4	14.0 – 84.2	46.8 – 187.1 (no incluye recirculación	9.4 – 37.4 (no incluye recirculación)
Carga orgánica $kgDBO_5/(m^3.d)$	0.1 – 0.4	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	0.5 – 1.6	1.6 – 8.0	1.0 – 1.9
Profundidad, m	1.8 – 2.4	1.8 – 2.4	0.9 – 1.8	3.0 – 12.2	4.6 – 12.2	1.8 – 2.4
Tasa de recirculación	0	0 – 1	1 – 2	1 – 2	1 – 4	0.5 – 2
Eficiencia de remoción de DBO_5,%	80 – 90	50 – 70	65 – 85	65 – 80	40 – 65	85 – 95
Efluente	Bien nitrificado	Parcialmente nitrificado	Poca nitrificación	Poca nitrificación	No hay nitrificación	Bien nitrificado
Desprendimiento	Intermitente	Intermitente	Continuo	Continuo	Continuo	Continuo

1. Bombas de recirculación
   La recirculación de cada bomba no debe ser menor que la mitad del caudal usado para el diseño de la planta.
   Deben proveerse dos bombas de recirculación en cada pozo las cuales operarán alternadamente. En total deben ser cuatro bombas.
   Debe proveerse a las bombas de recirculación con vertederos ajustables mecánicos, u otro mecanismo similar, para poder variar el factor de recirculación cuando sea necesario.
   Debe instalarse una tubería de ¾ pulgadas de diámetro (1.9 cm) con orificio de 1/8 de pulgada (0.3 cm) alrededor de la cámara de las bombas para romper la espuma. Esta debe ser conectada a la descarga de la circulación de las aguas tratadas.
   La cámara de succión de las bombas de recirculación debe construirse de manera que el piso tenga forma de tolva, con inclinación de 45º hacia la succión de las bombas, para evitar puntos muertos en las orillas y esquinas.

2. Relación de recirculación
   Los rangos de recirculación son de 0.5 a 4.0

11.10.9 Ventilación

Es de gran importancia, para mantener el filtro en condiciones aerobias. El sistema de desagüe, canal efluente y tubería de efluentes deben ser diseñados para permitir el paso libre del aire. El tamaño de desagües, canales y tuberías debe ser tal que no más del 50% de su área de sección esté sumergida durante la carga hidráulica de diseño. Al diseñar los canales efluentes, debe tomarse en consideración la posibilidad de un aumento en la carga hidráulica.

1. Tipos

   - Ventilación forzada
   - Ventilación natural

   Las condiciones que garantizan una ventilación natural son:

   - Drenes inferiores y canales no deben llenarse más del 50%, para el paso del aire.
   - Instalación de pozos de ventilación en la periferia del filtro.
   - Drenes con aberturas del orden del 15% del área total del filtro.
   - Colocar 0.10 m^3/m^2 de área del filtro con rejillas para los pozos de inspección.

2. Áreas recomendadas

   El flujo del aire debe ser de 0.3 m^3/m^2 de área filtrante a 0.03 m^3/m^2 como mínimo.

3. Metodología de cálculo

   La carga de presión D resultante de la diferencia de temperatura puede determinarse de la siguiente manera:

$$D = 3.53\left(\frac{1}{Tc} - \frac{1}{Th}\right)Z$$

   Donde: Tc = temperatura más fría del período, ºK (460 + ºF)

   Th= temperatura más caliente del período, ºK (460 + ºF)

La temperatura media T_m de aire de poros se obtiene a partir de la siguiente ecuación:

$$T_m = T_2 - \frac{T_1}{\ln\left(\frac{T_2}{T_1}\right)}$$

Donde: T_2 = temperatura más fría, ºK

T_1= temperatura más caliente, ºK

El caudal volumétrico de aire puede estimarse igualando el valor calculado de diseño a la suma de las pérdidas de carga que resultan de un paso de aire que va hasta el final del filtro pasando por el sistema de drenaje.

11.10.10 Distribución de caudal

Las aguas residuales pueden ser descargadas a los filtros por sifones, bombas o descarga por gravedad desde las unidades de pretratamiento cuando se hayan desarrollado características adecuadas de flujo.
Debe considerarse un sistema de tubería que permita la recirculación. Todos los elementos hidráulicos que impliquen una adecuada distribución deben calcularse de acuerdo con el equipo que se utilizará. Para el tipo de distribuidores de reacción hidráulica, es deseable una carga mínima de 60 cm entre el nivel mínimo de agua en la cámara del sifón y el centro de los brazos.

1. Tipos

   Dentro de los tipos de distribuidores del flujo están:
   Los de acción jet o de accionamiento por motor eléctrico. La velocidad de giro del sistema debe ser del orden de 10 rpm, cuando tiene dos brazos perpendiculares.
   Los de propulsión hidráulica

2. Geometría

   Las aguas residuales pueden ser distribuidas en el filtro por distribuidores rotativos que giran alrededor de un eje, u otros aparatos que permitan una distribución razonable y uniforme sobre el área superficial del filtro. Al caudal medio de diseño, el volumen aplicado en cualquier punto por metro cuadrado de área de superficie de filtro no debe exceder el 10%, más o menos del volumen calculado.

3. Intensidad del rociado del agua (flushing)
   Distribución del caudal
   Intensidad de rociado del agua (flushing)

$$S_K = \frac{(q + r)(1{,}000\, mm/m)}{(a)(nr)(60\, min/h)}$$

(q + r) = tasa hidráulica promedio

En la tabla 11-32 se presentan algunos valores sugeridos para S_K.

TABLA 11-32
SUGERENCIAS PARA TASAS S_K

Carga de DBO_5 kg/m^3.d	S_K diseño, mm/pasada	S_K de rociado mm/pasada
0.25	10 – 100	200
0.50	15 – 150	200
1.00	30 – 200	300
2.00	40 – 250	400
3.00	60 – 300	600
4.00	80 – 400	800

11.10.11 Sistemas de desagües inferiores

Recibe el agua residual tratada y la conduce a un canal de evacuación principal. Este se compone de bloques, con ranuras en la parte superior, para admitir el agua efluente, y canales inferiores que la llevan a un canal de descarga central. Estos bloques cubren todo el fondo del filtro, y son diseñados por compañías especializadas.

1. Arreglo. El sistema de desagües debe cubrir todo el piso del filtro. Las aberturas de entrada de los desagües deben tener un área combinada bruta no sumergida igual a por lo menos 15% del área superficial del filtro.
2. Pendiente. Los desagües deben tener una pendiente mínima del 1%. Los canales del efluente deben ser diseñados para producir una velocidad mínima de 60 cm/s, con base en el caudal medio más la recirculación.
3. Limpieza con agua. Deben hacerse provisiones para limpieza de los desagües con agua. En filtros pequeños será aceptable el uso de un canal de carga periférica con ventilación vertical. Deben suministrarse instalaciones para realizar inspecciones.

11.10.12 Metodología de diseño

El diseñador debe utilizar una metodología racional de diseño que garantice los objetivos de calidad del tratamiento, minimice los impactos ambientales y provea suficiente robustez al proceso bajo las condiciones de operación.

Para el diseño de filtros percoladores existen diferentes ecuaciones propuestas, a través de los años. Entre las más reconocidas están las del National Research Council (N.R.C.-1946), Velz (1948), Rankin (1955), Schulze (1960), Eckenfelder (1963), Germain (1966), Galles y Gotaas (1964), Bruce y Merkens (1973), Kincannon y Stover (1982) y otras.

El diseñador deberá aplicar aquella fórmula que más se adapte a las condiciones del proyecto.

11.11 Tratamientos anaerobios

11.11.1 Generalidades

El tratamiento anaerobio es el proceso de degradación de la materia orgánica por la acción coordinada de microorganismos, en ausencia de oxígeno u otros agentes oxidantes fuertes

($SO_4^{=}$, $NO_3^{=}$ etc). Como subproducto de ella se obtiene un gas, denominado usualmente biogás, cuya composición básica es metano CH_4 y dióxido de carbono CO_2 en un 95%, pero con la presencia adicional de nitrógeno, hidrógeno, amoníaco y sulfuro de hidrógeno, usualmente en proporciones inferiores al 1%. Ver eficiencias en tabla 11-33.

TABLA 11-33
EFICIENCIAS TÍPICAS DE REMOCIÓN

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	**DQO**	**SS**	**P**	**N org**	**NH_3 - N**	**Patógenos**
Rejillas	Desp1	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.
Desarenadores	0 – 5	0 – 5	0 – 10	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.
Sedimentación primaria	30 – 40	30 – 40	50 – 65	10 – 20	10 – 20	0	Desp.
Lodos activados (convencional)	80 – 95	80 – 95	80 – 90	10 – 25	15 – 20	8 – 15	Desp.
Filtros percoladores							
Alta tasa, roca	65 – 80	60 – 80	60 – 85	8 – 12	15 – 50	8 – 15	Desp.
Supertasa, plástico	65 – 85	65 – 85	65 – 85	8 – 12	15 – 50	8 – 15	
Cloración	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	100
Reactores UASB	65 – 80	60 – 80	60 – 70	30 – 40	-	-	Desp.
Reactores RAP	65 – 80	60 – 80	60 – 70	30 – 40	-	-	Desp.
Filtros anaerobios	65 – 80	60 – 80	60 – 70	30 – 40	-	-	Desp.
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50 – 70	-	20 – 60	-	-	-	90-99.99
Lagunas aireadas	80 – 95	-	85 – 95	-	-	-	90-99.99
Lagunas facultativas	80 – 90	-	63 – 75	30	-	-	90-99.99
Laguna de maduración	60 – 80	-	85 – 95	-	-	-	90-99.99
Ultravioleta	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	Desp.	100

[1]Despreciable

11.11.2 Diagramas de flujo

El diagrama de flujo correspondiente se presenta a continuación:

Los sistemas anaerobios para aguas residuales municipales debe tener los siguientes componentes:

1. Rejillas

   Las rejillas deben garantizar la remoción de sólidos que interfieran con el funcionamiento hidráulico posterior, incluyendo pelos y fibras.

2. Desarenadores
3. Estructura de repartición de flujo

   El área total del reactor debe ser alimentada uniformemente en la base. Esto se logra repartiendo el flujo en una caja con múltiples vertederos o un sistema similar; cada caudal debe ser conducido a una de las localizaciones de la entrada por medio de una tubería. Se debe garantizar el buen funcionamiento de los sistemas de repartición de caudales. Se debe prever la posibilidad de detección de obstrucciones en las tuberías, y de limpieza de las mismas.

4. Medidor de caudal: se debe tener una estructura de medición de caudales. Bajo ninguna circunstancia se debe colocar un sedimentador primario antecediendo a un tratamiento anaerobio de alta tasa para aguas residuales domésticas.
5. Reactores

   El reactor anaerobio debe venir inmediatamente después de los procesos de desbaste y desarenado sin pasar por una etapa de sedimentación primaria. No se deben colocar sistemas de sedimentación primaria antecediendo a los reactores anaerobios.

6. Manejo de lodos y lechos de secado

   A pesar de que las cantidades de lodos producidos son bastante bajas, es necesario evacuar parte de los lodos cuando el reactor ha logrado un buen arranque. Para ello se debe tener un tanque de acumulación de lodos.

   Los lodos se pueden llevar directamente a lechos de secado debido a la buena estabilización que se produce en el reactor. Alternativamente los lodos pueden pasar a un proceso de deshidratación mecánico pues usualmente salen en concentraciones similares a las producidas por un proceso de espesamiento por gravedad.

   El lixiviado de los lechos de secado de lodos debe ser tratado en el reactor.

   No se debe bajo ninguna circunstancia descargar los lodos en los cuerpos de agua superficial.

7. Manejo de biogás

   En plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas se recolectan cantidades de biogás que usualmente no ameritan su purificación y utilización como combustible. Sin embargo, si representan un peligro debido a que el metano en mezcla con el aire en proporciones del 5 al 15% es explosivo. Se recomienda recoger el gas con mangueras y quemarlo para minimizar la generación de olores. El gas secundario que se produce por desprendimiento de sustancias disueltas en el efluente del reactor debe igualmente recogerse y tratarse adecuadamente para minimizar los impactos por olores desagradables, a menos que el estudio de impacto ambiental demuestre la ausencia de efectos en la comunidad aledaña.

8. Postratamientos

   Dependiendo de los requisitos de remoción necesarios para el proyecto puede requerirse un postratamiento para los efluentes del sistema anaerobio. Los más usados

son tanques sedimentadores, lagunas de oxidación, reactores aerobios secundarios y humedales artificiales.

11.11.3 Tipos

Los reactores más utilizados para el tratamiento de las aguas residuales municipales son:

1. Reactor UASB (RAFA)

   Reactor anaerobio de flujo ascendente en manto de lodos. En este tipo de reactor el agua es introducida por el fondo del reactor a través de unas boquillas uniformemente distribuidas, pasa a través de un manto de lodos y posee una estructura de sedimentación integrada al mismo tanque que permite el retorno de los lodos de manera natural al espacio de reacción inferior.

2. Reactor anaerobio de flujo en pistón (RAP)

   Es una modificación del reactor anaerobio de pantallas en el cual se permite que la superficie de interfaz líquido – gas esté en contacto directo con la atmósfera natural. También se adiciona un lecho de empaquetamiento para mejorar la distribución hidráulica del flujo y evitar la compactación de la biomasa. Posee un compartimiento final de sedimentación.

3. Filtros anaerobios

   En este tipo de reactores existe un medio de soporte fijo inerte al cual crecen adheridos los microorganismos. El agua residual puede tener un flujo vertical ascendente o descendente a través de la cámara. Usualmente no tiene un compartimiento final de sedimentación.

11.11.4 Manejo de gases

Toda planta de tratamiento anaerobio debe contar con un sistema que permita el manejo y disposición final del biogás que no genere impactos negativos en la comunidad residente en los alrededores de la planta de tratamiento, bien sea por explosiones o malos olores.

En la tabla 11-34 se presentan los valores que se deben usar para el análisis de impactos de emisiones de sulfuro de hidrógeno o gases que lo contengan.

TABLA 11-34
VALORES QUE SE DEBEN USAR PARA EL ANÁLISIS
DE IMPACTO DE EMISIONES DE SULFURO DE HIDRÓGENO

Concentración de sulfuro de hidrógeno ppm (v/v)	Tiempo de exposición Minutos	Impacto sobre los seres humanos
0.0005	30	No produce molestias por olor
10 – 100	2 – 15	Puede producir pérdida del olfato
900 – 1500	30	Efectos pulmonares severos y aun la muerte

11.11.4.1Producción de gas

La cantidad de gas que se produce a partir de aguas residuales municipales se puede determinar mediante la siguiente la ecuación.

$$V_b = \frac{1{,}28\,T f_m}{P_m}(\text{L/kg DBO})$$

Donde: V_b = volumen de CH_4 por masa de DBO digerida L/kg DBO, m^3
T = temperatura del agua residual, ºC
f_m = fracción del gas producido que se recoge efectivamente
P_m = presión parcial del CH_4 típico (P.total x 0.8), atm

Composición del biogás:

La composición del biogás depende del agua residual a tratar. Los rangos en que se encuentran los principales componentes se pueden ver en la tabla 11-35.

TABLA 11-35
COMPOSICIÓN DEL BIOGÁS

Compuesto	% Base seca (V/V)
Metano	40 – 80
Dióxido de carbono, CO_2	15 – 40
Sulfuros de hidrógeno, H_2S	0.05 – 5
N_2	0 – 20 (para aguas residuales domésticas)

El biogás cuando es considerado como combustible, dado su rango de mezcla explosiva, aproximadamente 5 a 15% metano/aire, quema con una llama azul y no produce humo.

11.11.4.2Tratamiento de gases

Se deben diseñar sistemas de purificación de los gases secundarios para la remoción de compuestos odoríferos cuando el estudio de impacto ambiental así lo recomiende o cuando existan residencias a una distancia a la redonda de 300 m.

11.11.4.3Combustión del biogás

La combustión directa del biogás crudo es obligatoria por aspectos de higiene, seguridad industrial y estética. Estas situaciones serán de mayor prioridad en la medida en que la planta de tratamiento esté localizada cerca de comunidades y no disponga de suficiente área abierta.

Las alternativas de combustión del biogás se clasifican en:

1. Sistemas de combustión de piso o incineradores.
2. Sistemas de combustión elevados o antorchas.

Los sistemas de antorchas e incineradores al igual que las calderas deben estar dotadas de elementos de control de llama, como fotocelda, encendido electrónico (chispa) y

quemador piloto, el cual debe utilizar un circuito de combustible (gas natural, propano) independiente:

Como medida de seguridad en casos de retroceso de llama, es necesario disponer de algún sistema de trampa de llamas para aislar la planta de tratamiento en la cual se encuentra acumulado un volumen apreciable de biogás. Deben colocarse avisos que muestren claramente la prohibición de fumar y el uso de artefactos que generen chispas.

11.11.5 Control de olores

Debe cumplirse con lo siguiente:

- Minimizar la turbulencia, evitar caídas mayores a 5 cm.
- Seleccionar adecuadamente el sitio de la planta.
- Buscar que se produzcan sumergencias en las tuberías que conecten los diferentes sistemas del reactor.
- Recoger los gases secundarios y tratarlos.
- Quemar o tratar los gases primarios.
- Minimizar escapes de gases de los reactores y sistemas de manejo.
- Colocar separadas las cajas de entrada y salida de caudales.
- Colocación de barreras vivas.
- Colocar plantas aromatizantes.

La distancia mínima a la residencia más próxima de la planta de tratamiento debe ser 200 m a menos que el estudio de impacto ambiental demuestre la ausencia de efectos indeseables a la comunidad.

11.11.6 Reactores UASB

Existen dos tipos de reactores UASB, según el tipo de biomasa. **El primer tipo de reactor se denomina de lodo granular**. Como su nombre lo indica, se genera el lodo granular, que por sus buenas características de sedimentación y actividad metanogénica permite altas cargas orgánicas específicas; **el segundo se denomina de lodo floculento**, que soporta cargas menores tanto orgánicas como hidráulicas.

En la tabla 11-36 se presenta un resumen de las cargas orgánicas aplicables en relación con la temperatura operacional para aguas residuales con VFA soluble y no VFA soluble. Estos valores corresponden a agua residual con un 30% de SS sedimentables en reactores UASB de lodo granular cuya concentración en el lodo es 25 kg SSV/m^3.

11.11.6.1 Tiempo de retención hidráulica

Para el tratamiento de aguas residuales municipales deben utilizarse tiempos mínimos de retención de seis horas, que pueden llevar a una remoción hasta el 80% en la DBO_5.
El tiempo de retención aplicable a las aguas residuales municipales depende de la temperatura. En la tabla 11.37 se presentan algunos valores aplicables para un reactor UASB de 4 m de altura.

TABLA 11-36
CARGAS APLICABLES EN LODO GRANULAR Y LODO FLOCULENTO EN REACTORES UASB EN RELACIÓN CON LA CONCENTRACIÓN DEL AGUA RESIDUAL Y LA FRACCIÓN INSOLUBLE DE DQO EN EL AGUA RESIDUAL

		Cargas aplicables a 30º C (kgDQO/m^3.d)		
		Lodo floculento en UASB	Lodo granular en UASB	
Concentración del agua residual (mg DQO/L)	Fracción insoluble De DQO (%)		Remoción de SST pobre	Remoción de SST significativa
>2000	10 – 30%	2 – 4	8 – 12	2 – 4
	30 – 60%	2 – 4	8 – 14	2 – 4
	60 – 100%	•	•	•
2000 – 6000	10 – 30%	3 – 5	12 – 18	3 – 5
	30 – 60%	4 – 6	12 – 24	2 – 6
	60 – 100%	4 – 8	•	2 – 6
6000 – 9000	10 – 30%	4 – 6	15 – 20	4 – 6
	30 – 60%	5 – 7	15 – 24	3 – 7
	60 – 100%	6 – 8	•	3 – 8
9000 – 18000	10 – 30%	5 – 8	15 – 24	4 – 6
	30 – 60%	Dudoso a SST > 6-8g/L	Dudoso a SST > 6-8g/L	3 – 7
	60 – 100%	•	•	3 – 7

• Aplicación para reactores UASB no comprendida en estas condiciones

TABLA 11-37
CARGAS ORGÁNICAS APLICABLES EN RELACIÓN CON LA TEMPERATURA OPERACIONAL

Temperatura	Carga orgánica volumétrica (kg/m^3.día)			
ºC	VFA	NO VFA	30% SS - DQO	Comentarios
15	2 – 4	1.5 – 3	1.5 – 3	Remoción de SS satisfactoria
20	4 – 6	2 – 4	2 – 3	Remoción de SS satisfactoria
25	6 – 12	4 – 8	3 – 6	Remoción de SS razonable
30	10 – 18	8 – 12	6 – 9	Remoción de SS moderada
35	15 – 24	12 – 18	9 – 14	Remoción de SS casi pobre
40	20 – 32	15 – 24	14 – 18	Remoción de SS pobre

TABLA 11-38
TIEMPOS DE RETENCIÓN HIDRÁULICOS
APLICADOS A DIFERENTES RANGOS DE TEMPERATURA

Rango de temperatura ºC	Valores de trh (h)		
	Promedio diario	**Máximo durante 4 – 6 horas**	**Pico aceptable Durante 2 – 6 horas**
16 – 19	>10 – 14	>7 – 9	>3 – 5
22 – 26	>7 – 9	>5 – 7	>± 3
>26	>6	>4	>2.5

11.11.6.2 Altura del reactor

El reactor puede considerarse dividido en dos espacios, uno inferior en donde ocurren las reacciones de descomposición y uno superior en donde ocurre la sedimentación de los lodos. El espacio inferior debe tener una altura entre 4.0 y 5.0 m y el superior entre 1.5 y 2.0 m. Adicionalmente debe proveerse un borde libre de 40 cm.

11.11.6.3 Separador gas – sólido – líquido

Esta estructura divide el reactor en dos espacios: el inferior, que presenta alta turbulencia debido al gas, y el superior o de sedimentación, con baja turbulencia. El separador provee una superficie de contacto entre el líquido y el gas, de modo que los flocs que llegan a dicha superficie pueden transferir el gas que los ayuda a flotar a la atmósfera y sedimentar hacia la cámara principal.

Las campanas de separación se deben usar para:

- Separar y descargar el biogás del reactor.
- Impedir el lavado de la materia bacterial.
- Permitir que el lodo resbale dentro del compartimiento del digestor.
- Servir como una especie de barrera para la expansión rápida del manto de lodos dentro del sedimentador.
- Impedir el lavado del lodo granular flotante.

Se debe igualmente cumplir las siguientes consideraciones:

Inclinación de las paredes.

1. Las paredes de la estructura de separación sólido – gas deben contar con una inclinación de 50 – 60º.

2. Tasa de carga superficial.

   La carga orgánica superficial debe estar alrededor de 0.7 m/h, en condiciones de caudal máximo horario.

3. Velocidad del agua en la garganta

   La velocidad del agua en la garganta de retorno de los lodos sedimentados no debe exceder los 5 m/h, para condiciones de caudal máximo horario.

4. Área superficial.

   El área superficial de las aberturas entre el colector de gas debe estar entre 15 y 20% del área superficial del reactor.

5. Altura

   La altura mínima del colector de gas debe estar entre 1.5 y 2 m.

6. Traslapo de pantallas

   El traslapo en la instalación de las pantallas de la campana debe ser de 10 a 20 cm.

7. Diámetro de las tuberías

   El diámetro de las tuberías de expulsión de gas debe ser suficiente para soportar la remoción fácil del biogás desde la tapa del colector de gas, particularmente en los casos de formación de espuma.

8. La superficie del reactor debe ser cubierta para minimizar el desprendimiento de malos olores. El gas secundario debe recogerse y tratar adecuadamente. Se deben dejar instalaciones para la inspección y limpieza de la parte interna de las campanas y la zona de sedimentación.

9. Para disminuir obstrucciones en las canaletas de recolección de efluentes y arrastre de sustancias flotantes debe proveerse una pantallas de 20 cm de profundidad para la retención de dichas sustancias.

10. Debe buscarse siempre, condiciones simétricas, en las estructuras de manejo de caudales.

11. Se debe proveer de un sistema de muestreo del manto de lodos en el reactor para poder definir la altura del mismo y las características del lodo a diferentes alturas. Se recomienda un sistema de válvulas telescópicas.

11.11.6.4 Distribución de caudales

Con el fin de garantizar la uniformidad de alimentación en todo el volumen del reactor, debe distribuirse el influente en el fondo del reactor. Las tuberías debe estar a unos 20 cm del fondo del reactor.

En la tabla 11-39 se presentan rangos para el número de puntos de entrada requeridos en los reactores UASB, según el tipo de lodo formado.

TABLA 11-39
RANGOS DE VALORES PARA EL NÚMERO DE PUNTOS DE ENTRADA REQUERIDOS EN UN REACTOR UASB

Tipo de lodo presente	Área por punto de entrada
Lodo denso floculento	0.5 – 1 a cargas <1 kg DQO/m^3. d
(>40 kg SST/m^3)	1 – 2 a cargas 1 – 2 kg DQO/m^3. d
	2 – 3 a cargas >2 kg DQO/m^3. d

Continúa TABLA 11-39

Tipo de lodo presente	Área por punto de entrada
Lodo floculento espesado	1 – 2 a cargas <1 – 2 kg DQO/m^3. d
(20 – 40 kgSST/m3)	2 – 5 a cargas >3 kg DQO/m^3. d
Lodo granular	0.5 – 1 a cargas por encima de 2 kg DQO/m^3. d
	0.5 – 2 a cargas 2 – 4 kg DQO/m^3. d
	>2 a cargas > 4 kg DQO/m^3. d

11.11.6.5 Modularidad

El reactor UASB puede ser construido modularmente. El módulo máximo debe tener 500 m^3.

11.11.6.6 Metodología de cálculo

Para aguas residuales diluidas (<1500 mg/L DQO) los UASB deben diseñarse con el concepto de tiempo de retención hidráulico. Las aguas residuales industriales no están contempladas en el presente documento.
Las altas infiltraciones no favorecen el buen comportamiento del proceso. En ninguna circunstancia deben permitirse caudales que arrastren el manto de lodos con el efluente. En consecuencia, los diseños hidráulicos deben basarse en el caudal máximo horario. Los caudales infiltrados al alcantarillado durante la época de lluvias no pueden pasar por la planta.

1. Tiempo de retención hidráulico

$$\theta = \frac{A.H}{Q} \quad \text{(días)}$$

2. Velocidad superficial admisible

$$v = \frac{H}{\theta} \quad \text{(m/s)}$$

3. Velocidad del gas

$$V_g = \frac{Q_g}{A\text{colección}} \text{ (m/h)}$$

La máxima velocidad del gas permisible es de 1 m^3/m^2h

4. Volumen del reactor

$$V_r = \theta . Q \ (m^3)$$

11.11.6.7 Control de olores

Adicionalmente a lo definido en el literal 11.11.5 debe taparse el reactor, recoger y tratar los gases que se generan en las zonas de sedimentación y en las estructuras de salida y conducción del efluente tratado.

11.11.6.8 Trampas de grasa

Deben colocarse trampas de grasa aguas arriba de los reactores UASB

11.11.6.9 Arranque

El control del proceso, especialmente durante la fase de arranque del reactor debe ser de gran importancia para garantizar altas eficiencias en la remoción de la materia orgánica, la operación es muy simple pero conceptualmente es bastante compleja.

El proceso de arranque debe realizarse por personal especializado. Las intrincadas relaciones bioquímicas entre los diferentes organismos que llevan a cabo el tratamiento anaerobio se establecen lentamente con el paso del tiempo. Igualmente, los bajos tiempos de replicación de las bacterias acetogénicas y metanogénicas demoran considerablemente la aclimatación del reactor.

Durante el período de arranque del proceso debe permitirse que las partículas más voluminosas sean lavadas con el agua efluente con el fin de generar una presión de selección de biomasa, que mantenga internamente sólo la que presente las mejores características de sedimentabilidad.

El reactor debe arrancarse a plena capacidad por un mes, posteriormente se suspende la alimentación por una semana para permitir la digestión del material acumulado, y luego continuar el arranque con un caudal al 60% de la capacidad total. Posteriormente se hacen incrementos mensuales del 20% hasta llegar a plena capacidad.

No es necesario contar con semilla pues las aguas residuales municipales contienen los microorganismos necesarios. Sin embargo, en caso de contarse con semilla de un reactor que trate aguas residuales municipales ésta puede usarse y acortará el período de arranque.

11.11.6.10 Sedimentador secundario

En caso que se necesite aumentar la eficiencia del reactor UASB se recomienda la colocación de un sedimentador secundario aguas abajo de este.

11.11.7 Reactores RAP

El reactor RAP es un reactor anaerobio a pistón para temperaturas entre 15 y 20ºC, desarrollado a partir de los siguientes conceptos:

a. Flujo pistón
b. Medio plástico inmerso en el agua residual
c. Alta porosidad para mejorar la separación de gases y biomasa, y propiciar mezcla sin buscar adherencia.
d. Contacto directo de la superficie del agua con la atmósfera, de modo que las bajas concentraciones de CH_4 en ésta causen un gradiente importante entre el agua residual,

saturada de gas, y el aire. Esto permite la evacuación física de parte del metano y el hidrógeno del agua residual, favoreciendo termodinámicamente la metanogénesis.

11.11.7.1 Tiempo de retención hidráulica

El tiempo de retención se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$t_d = \frac{S_o}{L_v}$$

Donde: t_d = tiempo de retención, d

S_o = concentración de DBO_5 del afluente, kg/m^3

L_v = carga volumétrica, kg DBO_5/m^3 . d

En la siguiente tabla se resumen algunos valores que se recomienda usar, a temperaturas ambientales del agua de 13 – 17ºC.

TABLA 11-40
TIEMPOS DE RETENCIÓN QUE SE DEBEN USAR
PARA LA OPERACIÓN DE REACTORES RAP

t_r, hr	Temperatura (ºC)
9 – 10	15
8	20

11.11.7.2 Velocidades en las cámaras

Se recomienda una velocidad hidráulica de 3.0 m/h en las cámaras de reacción, y una velocidad de sedimentación de 1.0 m/h, en la cámara final.

11.11.7.3 Medio separador de gases

Se recomiendan cajas de plástico como medio separador de gases.

11.11.7.4 Metodología de cálculo

1. Determinación del caudal de diseño.
2. Determinación de la carga orgánica.

$$L = I_o \,.\, P$$

$$S_o = \frac{L}{Q}$$

L = carga orgánica DBO_5 kg/d
I_o = carga orgánica DBO_5 g/hab.d
P = población
Q = carga hidráulica, m^3/hab.d

3. Tiempo de retención: $t_d = S_o/L_v$
4. Volumen del reactor: V = td.Q
5. Se asume el número de reactores, n
6. Se asume el número de pantallas, n_b

7. Se halla el volumen de cada reactor a diseñar:

$$V_1 = \frac{V}{n}$$

8. Se asume la profundidad, h, un buen valor puede ser 2.7 m

   La campana de separación en la última cámara debe obedecer a los mismos criterios que los especificados para los reactores UASB.

9. Distancia entre pantallas:

$$d = \frac{\frac{Q}{2}}{a \cdot u}$$

11.11.8 Filtros anaerobios

11.11.8.1 Tiempo de retención hidráulica

En la tabla 11-41 aparecen los valores de tiempo de retención hidráulica que se deben usar.

TABLA 11-41
TIEMPOS DE RETENCIÓN HIDRÁULICA

Rango de la concentración orgánica del afluente al filtro anaerobio (expresada en $DBO_{5\ total}$ en mg/L)	Rango del tiempo de retención hidráulico en el filtro anaerobio. Se expresa t_{min}, t_{max}, t_{d1} y t_{d2} Donde el tiempo de diseño t_d es igual a $(t_{d1} + t_{d2})/2$ (horas)				Valores del coeficiente característico del substrato en digestión, K, para un substrato "Típico" doméstico o municipal correspondiente a los t expresados en la columna anterior			
	t_{min}	t_{d1}	t_{d2}	t_{max}	Para t_{min}	Para t_{d1}	Para t_{d2}	Para t_{max}
Mínima: 50 Co (media): 65 Máxima: 80	3.0	4.0	6.5	12	1.4	1.5	1.6	1.8
Mínima: 80 Co (media): 190 Máxima: 300	2.5	4.0	6.5	12	1.0	1.1	1.3	1.7
Mínima: 300 Co (media): 650 Máxima: 1000	2.5	4.0	6.5	12	1.4	1.6	1.8	2.1
Mínima: 1000 Co (media): 3000 Máxima: 5000	3.0	6.0	8.0	12	1.7	1.9	2.1	2.5

11.11.8.2 Proporciones geométricas

Se recomiendan las siguientes proporciones geométricas

- h = 0.10H
- P = 0.15H
- Vr3 = 0.66 A.baseH

Para filtros circulares:

- Abase = $\pi D^2/4$
- $D \leq 2H$
- $D = 3d$

Para filtros rectangulares:

- Abase = Lb
- $b \leq L \leq 3b$
- $L \leq 2H$
- $l = (L - 0.5b)$ y ϕ de l coincide con ϕ de L
- $0.6\ m \leq H \leq 1.80\ m$

11.11.8.3 Medio de soporte

Se recomienda que los filtros anaerobios estén cargados en su totalidad con elementos de anclaje, salvo el 15% superior de su profundidad total. Esta zona superior sirve para homogeneizar la salida evitando los canales preferenciales de flujo. En filtros anaerobios de menos de 1.50 m de diámetro no hay ningún elemento colector en la superficie de esta zona para conducir el efluente hacia la salida. En unidades de diámetro mayor de 1.5 m, se recomienda una canal de bordes aserrados colocada al nivel de la superficie y en sentido diametral, para conducir uniformemente el efluente al orificio de salida.

El flujo entra al lecho poroso por el fondo del mismo y debe ser distribuido radialmente en forma uniforme, para este fin habrá un "difusor" en el fondo del lecho, al cual llega el flujo mediante un tubo o ducto, instalado dentro o fuera del cuerpo de la unidad.

Como medio de anclaje para los filtros anaerobios, se recomienda la piedra: triturada angulosa, o redonda (grava); sin finos, de tamaño entre 4 cm y 7 cm. En caso de que el ingeniero utilice otro tipo de medio, debe sustentar los valores del parámetro que vaya a utilizar en su diseño.

11.12 Lagunas de estabilización

11.12.1 Generalidades

El tratamiento de aguas residuales por el método de lagunas de estabilización, es el más simple que existe. Las lagunas están constituidas por excavaciones poco profundas, cercadas por taludes de tierra. Generalmente tienen forma rectangular o cuadrada.

El tratamiento a través de lagunas tiene tres objetivos:

- Remover de las aguas residuales la materia orgánica que ocasiona la contaminación.
- Eliminar los microorganismos patógenos que representan un grave peligro para la salud.
- Utilizar su efluente, con otras finalidades, como en agricultura.

Nicaragua, siendo un país de clima tropical ofrece condiciones favorables, para el tratamiento de las aguas residuales mediante procesos naturales, como es el caso de las lagunas de estabilización, lo cual es debido principalmente a la temperatura ambiente.

11.12.2 Tipos de lagunas

Para el tratamiento de aguas residuales domésticas se deberán considerar los sistemas de lagunas compuestos por unidades anaerobias, aireadas, facultativas y de maduración, en las combinaciones y número de unidades, que sean estrictamente necesarias para obtener los resultados requeridos, a costos razonal

11.12.3 Localización de lagunas

La ubicación de un sistema de lagunas debe estar aguas abajo de la cuenca hidrográfica, en un área extensa y fuera de la influencia de cauces sujetos a inundaciones y avenidas. En el caso de no ser posible, deben proyectarse obras de protección. El área debe estar lo más alejada posible de urbanizaciones existentes; se deberán localizar a las siguientes distancias mínimas:

- Para lagunas anaeróbicas 1000 m
- Para lagunas facultativas 500 m
- Para sistemas con lagunas aireadas, 100 m

11.12.4 Diagramas de flujo

1. Serie facultativa y de maduración.

   Este es el caso más usual de lagunas en serie, en el cual las lagunas de maduración pueden ser una o más unidades. Para un adecuado diseño, antes debe comprobarse que la carga superficial en la primera unidad sea la más conveniente.

2. Serie anaeróbica, facultativa y de maduración.

   Esta deberá usarse cuando hay necesidad de una reducción apreciable de bacterias y poca área.

3. Serie aireada, facultativa y de maduración.

   Se deberá escoger este sistema de lagunas en serie, en el caso de que haya una limitada disponibilidad de terreno, cuando el costo del mismo sea elevado, o cuando no se puedan considerar lagunas anaeróbicas por razones de cercanías de viviendas. El diseño de la primera unidad se debe efectuar con los métodos descritos más adelante, el diseño de la facultativa deberá realizarse comprobando que la carga (incluidos los sólidos de la laguna aireada) sea adecuada, o por el método de balance de oxígeno. La determinación de la DBO en lagunas secundarias y terciaria deberá efectuarse con el uso de correlaciones de carga; el nivel de coliformes fecales se determina con un modelo de flujo disperso.

11.12.5 Lagunas anaeróbicas

Debido a las altas cargas que soporta este tipo de unidad de tratamiento y a las eficiencias reducidas, se hace necesario el tratamiento posterior, generalmente por unidades de laguna facultativas en serie, para alcanzar el grado de tratamiento requerido. Para este caso deberá comprobarse que la laguna facultativa secundaria no tenga una carga mayor que el límite, según los parámetros establecidos.
Deberá proyectarse un número mínimo de dos unidades en paralelo para permitir la operación en una de las unidades mientras se remueve el lodo de la otra.

11.12.5.1 Carga orgánica superficial

El criterio de la carga orgánica superficial en lagunas anaeróbicas, se usará para comprobar que la carga sea suficientemente alta con el propósito de sobrepasar la carga facultativa, sobre todo en las condiciones iniciales de operación con una carga reducida por efecto de la poca cantidad de habitantes conectados al sistema de alcantarillado sanitario.

Para que se presenten condiciones de funcionamiento anaeróbicas, la carga deberá estar muy por encima de 1000 kg DBO_5/ha. d.

11.12.5.2 Carga orgánica volumétrica

La carga orgánica volumétrica máxima, para temperaturas mayores de 20º C, deberá ser de 300 g DBO_5/m^3. d.

Si en el estudio de impacto ambiental se determina que el factor de olores no es de consideración, se podrá incrementar a 400 g DBO_5/m^3. d. Para temperaturas menores de 20º C, la carga volumétrica máxima deberá ser de 200 g DBO_5/m^3. d.

11.12.5.3 Tiempo de retención hidráulica

Los tiempos de retención hidráulica a usarse estarán en función de la temperatura del agua y de la eficiencia de remoción requerida, en las tablas siguientes se presentan valores típicos recomendados para diferentes casos.

TABLA 11-42

EFICIENCIA DE LAGUNAS ANAERÓBICAS EN FUNCIÓN DEL PERÍODO DE RETENCIÓN PARA T > 20º C

Período de retención, d	Reducción de DBO_5 %
1.0	50
2.5	60
5.0	70

TABLA 11-43

RELACIÓN ENTRE LA TEMPERATURA, PERÍODO DE RETENCIÓN Y EFICIENCIA EN LAGUNAS ANAERÓBICAS

Temperatura º C	Período de retención, d	Remoción de DBO_5, %
10 - 15	4 - 5	30 – 40
15 - 20	2 - 3	40 – 50
20 - 25	1 - 2	50 – 60
25 - 30	1 - 2	60 –70

11.12.5.4 Profundidad

Se establece una profundidad entre 2.5 y 5 m.

11.12.5.5 Acumulación de lodos

Se deberá calcular el volumen de acumulación de lodos en la laguna y tenerlo en cuenta para el diseño. Para tal propósito se considera un aporte de 40 L/hab.año. El período de extracción de lodos recomendado está entre 5 y 10 años. Se debe proveer un volumen extra para dicha acumulación.

11.12.5.6 Remoción de coliformes

Las lagunas anaeróbicas son menos eficientes que las facultativas en la reducción de coliformes. La remoción de coliformes deberá determinarse de acuerdo a lo señalado en el numeral correspondiente a las lagunas de maduración, en caso de haberse determinado experimentalmente el coeficiente de mortalidad bacteriana. Una elección para determinar la reducción bacteriana será considerando mezcla completa y los coeficientes de mortalidad global que se muestran en la tabla siguiente:

TABLA 11-44

COEFICIENTE DE MORTALIDAD PARA DETERMINAR LA REDUCCIÓN BACTERIANA

Carga Kg DBO_5/ha. d	Coeficiente de mortalidad L/d
400	0.60
600	0.55
800	0.50
1000	0.46
1200	0.41
1400	0.37

11.12.5.7 Consideraciones hidráulicas

1- Medición de caudales

Se deberá instalar un medidor (canaleta) Parshall a la entrada de la instalación para la medición de caudal y un vertedero de tipo rectangular a la salida de la unidad, para evaluación de la laguna y comprobación de las pérdidas de agua.

2- Dispositivos de repartición de flujo

En los casos que se tengan lagunas operadas en paralelo, deberán instalarse dispositivos repartidores de flujo. Los repartidores más apropiados son aquellos que cumplen su función para las diferentes magnitudes de caudal, desde el mínimo hasta el máximo horario.

Se deberán utilizar los siguientes dispositivos de repartición:

a) Canal con tabique divisorio. Para el diseño adecuado de este dispositivo, deberá existir antes del tabique, un tramo recto con una longitud mínima de 10 veces el ancho del canal. No se deben utilizar vertederos rectangulares como repartidores, por la acumulación rápida de arena antes del vertedero y en poco tiempo éste pierde la función para la cual fue diseñado.

b) Distribuidor circular universal. Es de los mejores repartidores y deberá ser usado para repartición en dos o más partes, de acuerdo con la longitud de vertedero circular de cada segmento.

c) Distribuidor de régimen crítico. Es otro dispositivo apropiado para la repartición de flujo de aguas residuales, tiene la ventaja de que puede ser empleado para la distribución en más de dos partes iguales.

3- Dispositivos de entrada, interconexión y salida

Estos elementos deberán diseñarse en la forma más simple posible, evitando la utilización de válvulas y mecanismos que se deterioren por efecto de las características corrosivas del agua residual y mayormente por el poco uso.

- Como dispositivo de entrada se deberá usar una simple tubería, con descarga visible sobre la superficie del agua de la laguna. Esta tubería deberá estar simplemente colocada sobre el dique a una altura de unos 20 o 30 cm sobre la superficie del agua.
- Los dispositivos de interconexión deberán proyectarse de modo que no produzcan una caída turbulenta del efluente, para conservar el calor y evitar la formación de espumas. Para unidades en serie con reducida diferencia de nivel entre ellas, se deberá optar por canaleta de interconexión y medición, para mínima pérdida de carga. Para unidades en serie con una considerable diferencia de nivel, deberá considerarse un sistema de interconexión cerrado con tubería plástica o de otro material resistente a la corrosión.
- Los dispositivos de salida se proyectarán de acuerdo con el caudal de cada unidad y de las condiciones de operación durante el período de limpieza de lodos, pués en estos casos generalmente se recarga una de las baterías mientras la otra se encuentra fuera de servicio.

11.12.6 Lagunas aireadas

Las lagunas aireadas serán empleadas como primera unidad de un sistema de tratamiento, en casos donde la disponibilidad de terreno es limitada, o para el tratamiento de residuales domésticas con altas concentraciones y desechos industriales.

11.12.6.1 Tipos de lagunas aireadas

Se distinguen los siguientes tipos de lagunas:

1- Lagunas aireadas de mezcla completa. Mantienen la biomasa en suspensión, con una alta densidad de energía instalada (> 15 W/m^3). Se consideran como un proceso incipiente de lodos activados sin separación y recirculación de lodos y sin evidente presencia de algas. Para estas unidades se deberán usar aireadores de baja velocidad de rotación.

2- Lagunas aireadas facultativas. Mantienen la biomasa en suspensión parcial con una densidad de energía instalada menor que las anteriores (de 1 a 4 W/m^3, recomendable 2 W/m^3). Este tipo de laguna presenta signos de acumulación de lodos, observándose frecuentemente la aparición de burbujas de gas de gran tamaño en la superficie, por efecto de la digestión de lodos en el fondo. En climas cálidos y con buena insolación se observa un apreciable crecimiento de algas en la superficie de la laguna.

   Los dos tipos anteriores de lagunas, deberán ser seguidas de lagunas facultativas diseñadas con el propósito de tratar el efluente de la laguna primaria asimilando una gran cantidad de sólidos en suspensión.

3- Laguna facultativa con agitación mecánica. Se aplicarán exclusivamente a unidades sobrecargadas del tipo facultativo en climas cálidos. Tienen una baja densidad de energía instalada (del orden de 0.1 W/m^3) la que sirve para vencer los efectos adversos de la estratificación térmica, en ausencia del viento. Las condiciones de diseño en esta laguna son las de lagunas facultativas.

4- Lagunas de oxidación aireadas. Se emplean generalmente en climas variables, la fuente de oxígeno es principalmente la fotosíntesis y en invierno se complementa con aireación por difusión de aire comprimido en el fondo. Las condiciones de diseño de estas unidades serán las de lagunas facultativas con una profundidad reducida entre 1.0 a 1.5 m y una carga orgánica baja, del orden de 50 kg DBO_5/ha.d.

En la tabla siguiente se muestran los tiempos de retención y profundidades que deberán aplicarse.

TABLA 11-45

PERÍODOS DE RETENCIÓN Y PROFUNDIDADES EN LAGUNAS AIREADAS

Tipo de laguna aireada	Período de retención.días	Profundidad m
Mezcla completa		
Clima cálido	2 – 7	3 – 5
Templado y frío		4.6
Facultativa	7 – 20 (prom. 10 – 15)	1.5 (clima cálido)
Oxidación		1 – 1.5 (prom. 1.2)

11.12.6.2 Metodología de cálculo

El diseño de laguna aireada puede realizarse aplicando el modelo matemático desarrollado por O´Connor y Eckenfelder. Antes de determinar el tamaño de los aireadores, deberán corregirse los requisitos de oxígeno a condiciones de campo, por elevación, temperatura y nivel de oxígeno.

Para el diseño de lagunas aireadas de mezcla completa se deberán observar las recomendaciones siguientes:

- Los criterios de diseño para el proceso (coeficiente cinético de degradación, constante de auto oxigenación y requisitos de oxígeno para síntesis), deberán ser determinados, lo más realista posible, a través de experimentación.
- Alternativamente se deberá dimensionar la laguna aireada para la eficiencia de remoción de DBO soluble establecida para el mes más frío y con una constante de degradación alrededor de 0.025 L (mg/LXvd) a 20º C, en donde Xv es la concentración de sólidos volátiles activos en la laguna.
- En caso de que se pueda absorber la remoción de DBO con lagunas secundarias, deberá adoptarse un período de retención alrededor de 2 días, determinándose la calidad del efluente y el nivel de sólidos en la laguna.
- Los requisitos de oxígeno del proceso (para síntesis y respiración endógena) se determinarán para condiciones del mes más caliente. Estos deberán ser corregidos a condiciones estándar, por temperatura y elevación.
- Para remoción de coliformes se deberá usar el mismo coeficiente de mortalidad neto que se especifica para lagunas facultativas. La calidad del efluente se deberá determinar para las condiciones del mes más frío. Para tal efecto se determinará el factor de dispersión por medio de la ecuación siguiente:

$$d = \frac{2881.PR}{L^2}$$

en la cual:

PR = período de retención nominal en horas

L = longitud de laguna en m

Para determinar la capacidad de oxigenación del proceso deberán tenerse en cuenta las siguientes disposiciones:

- La cantidad de oxigeno del proceso deberá calcularse para las condiciones de operación del mes más caliente y deberá ser suficiente para abastecer oxígeno a la síntesis de la materia orgánica (remoción de DBO), para la respiración endógena y para la nitrificación. En casos en los cuales se produce desnitrificación (diseño especial en zanjas de oxidación), se descontará el aporte de oxígeno por este concepto.

Para sistemas de aireación mecánica deberán observarse las disposiciones siguientes:

- La capacidad instalada de energía para aireación se deberá determinar relacionando los requisitos de oxígeno del proceso (kgO_2/Kw.h) al rendimiento del aireador seleccionado (kgO_2/Kwh) ambos en condiciones estándar, con la respectiva corrección por eficiencia en el motor y reductor de velocidad. El número de motores deberá ser par y de igual tamaño, con una capacidad igual a la de fabricación estándar.
- Debe asegurarse que el rendimiento de los aireadores haya sido determinado en un tanque con agua limpia y una densidad de energía entre 30 y 50 W/m^3. Los rendimientos normalmente estarán expresados en kgO_2/Kw.h y las siguientes condiciones: nivel del mar, 0% de saturación y temperatura de 20º C.

- El conjunto moto-reductor deberá ser escogido para un régimen de funcionamiento de 24 horas. Se establece un factor de servicio de 1.0 para el motor y de 2.0 sobre la potencia nominal del motor, para el reductor.
- La capacidad instalada al eje, deberá ser la indicada anteriormente, pero sin las eficiencias del motor y el reductor de velocidad.
- La densidad de energía (W/m^3) se determinará relacionando la capacidad instalada al eje con el volumen de cada tanque de aireación.

11.12.7 Lagunas facultativas

Las características principales de este tipo de lagunas son: el comensalismo entre algas y bacterias en el estrato superior, y la descomposición anaeróbica de los sólidos sedimentados en el fondo. Su utilización como unidad de tratamiento en un sistema de lagunas puede ser:

1- Como laguna primaria única (caso de climas fríos en los cuales la carga de diseño es tan baja que permite una adecuada remoción de bacterias) o seguida de una laguna secundaria y/o terciaria (normalmente referida como laguna de maduración).

2- Como una unidad secundaria después de lagunas anaeróbicas o aireadas, para cumplir el propósito de procesar sus efluentes a un grado mayor.

11.12.7.1 Carga orgánica superficial.

Existen numerosas correlaciones que permiten calcular la carga orgánica superficial máxima. El proyectista está en libertad de escoger la correlación a utilizar, tomando en cuenta las condiciones locales. Sin embargo, debe corroborar los resultados con algunas fórmulas que han demostrado ampliamente su validez, entre las cuales: McGarry, Pescod, Yánez, Gloyna etc.

El proyectista deberá adoptar una carga de diseño menor a la determinada, en consideración a los factores siguientes:

- Forma de la laguna (las lagunas de forma alargadas son sensibles a variaciones y deben tener menores cargas).
- Existencias de variaciones bruscas de temperaturas.
- Existencia de desechos industriales.

11.12.7.2 Período de retención

El tiempo de retención hidráulico para lagunas facultativas deberá estar dentro de un rango de 5 a 30 días.

11.12.7.3 Profundidad

Para evitar crecimiento de plantas acuáticas con raíces en el fondo, la profundidad de las lagunas deberá estar por encima de 1.20 m. La profundidad varía entre 1.50 y 2.50 m siendo la profundidad mínima recomendada igual a 1.50 m.

El proyectista deberá proveer una altura para acumulación de lodos entre períodos de limpieza de alrededor de 10 años. Esta altura adicional es generalmente del orden 0.30 m

y deberá ser determinada calculando la disminución de volumen por concepto de digestión anaeróbica en el fondo.

11.12.7.4 Metodología de cálculo.

Los criterios de diseño referentes a temperatura y mortalidad de bacterias deberán determinarse de manera experimental. Como alternativa, en caso de no ser posible la experimentación, se pueden usar los siguientes criterios:

1- La temperatura de diseño deberá ser la promedio del mes más frío (temperatura del agua) determinada a través de correlaciones de las temperaturas aire-agua.

2- En donde no exista ningún dato se deberá usar para el diseño la temperatura del aire del mes más frío.

3- El coeficiente de mortalidad bacteriana (neto) deberá ser adoptado entre el intervalo de 0.8 a 1.6 ($día^{-1}$) para 20º C. Se podrá utilizar un valor alrededor de 1.0 $día^{-1}$.

Para lagunas facultativas primarias deberán determinarse los volúmenes de lodo acumulado teniendo en cuenta un 80% de remoción de sólidos suspendidos en el efluente, con una reducción del 50% de sólidos volátiles por digestión anaeróbica, una densidad de lodo de 1.05 kg/L y un contenido de sólidos del 10% en peso. Con estos datos deberá determinarse la frecuencia de remoción de lodo en la instalación.

Para el diseño de lagunas facultativas que reciben el efluente de lagunas aireadas deberá tenerse en cuenta lo siguiente:

1- El balance de oxígeno en la laguna deberá ser positivo teniendo en cuenta: la producción de oxígeno por fotosíntesis, la reaireación superficial, la asimilación de sólidos volátiles del afluente, la asimilación de la DBO soluble, el consumo por solubilización de sólidos en la digestión de lodos en el fondo y el consumo neto de oxígeno de los sólidos anaeróbicos.

2- Deberán determinarse los volúmenes de lodo acumulado a partir de la concentración de sólidos en suspensión en el efluente de la laguna aireada, con una reducción del 50% de sólidos volátiles por digestión anaeróbica, una densidad del lodo de 1.03 kg/L y un contenido de sólidos de 2% en peso. Con estos datos deberá determinarse la frecuencia de remoción de lodo en la instalación.

El uso de una de las metodologías deberá ser debidamente sustentado, con indicación de la forma en que se determinará la concentración de DBO (total o soluble). En el uso de correlaciones de carga de DBO aplicada a la DBO removida es la diferencia entre la DBO total del afluente a la DBO soluble del efluente. Para lagunas en serie deberá tomarse en consideración que la laguna primaria no se torne anaeróbica por exceso de carga orgánica.

11.12.7.5 Consideraciones hidráulicas

Deberán tenerse en cuenta las mismas consideraciones hechas para lagunas anaeróbicas.

11.12.8 Lagunas de maduración

Las disposiciones que se detallan en el presente acápite son de aplicación para cualquier tipo de lagunas (en forma individual o para lagunas en serie), dado que la mortalidad bacteriana y remoción de parásitos ocurren en todas las unidades y no solamente en lagunas de maduración.

11.12.8.1 Período de retención

En relación con parásitos en aguas residuales, los nemátodos intestinales son considerados como indicadores, de tal modo que su remoción implica la remoción de otro tipo de parásitos.

Para una adecuada remoción de nemátodos intestinales en un sistema de lagunas se requiere un período de retención de 10 días como mínimo.

11.12.8.2 Carga superficial

Para la remoción de DBO deberá usarse la ecuación siguiente:

$$C_{sr} = 0.941 C_{sa} - 7.16$$

C_{sr} = remoción
C_{sa} = carga aplicada

11.12.8.3 Profundidad

La profundidad de la laguna deberá variar entre 0.90 y 1.50 m

11.12.8.4 Reducción de bacterias

Las lagunas de maduración deberán dimensionarse para alcanzar la remoción bacterial necesaria de acuerdo a los criterios de calidad exigidos. Deberá tenerse en cuenta la remoción lograda en los sistemas de tratamiento antecedentes.

La reducción de bacterias en cualquier tipo de laguna deberá ser determinada en términos de coliformes fecales, como indicadores. Para tal efecto el proyectista deberá usar el modelo de flujo disperso, con los coeficientes de mortalidad netos que se indican para las diferentes formas de lagunas.

El factor de dispersión (d) para uso en el modelo de flujo disperso para las diferentes formas de lagunas en función de la relación largo/ancho, se indican a continuación:

Largo/Ancho	**Factor (d)**
1	1.00
2	0.50
4	0.25
8	0.12

11.12.8.5 Coeficiente de mortalidad

El coeficiente de mortalidad neto podrá ser corregido con la siguiente relación de dependencia de la temperatura:

$$K_{T=} K_{20}(1.07)^{T-20}$$

En donde:

K_T = coeficiente de mortalidad neto a la temperatura T en ºC

K_{20} = coeficiente de mortalidad neto a 20º C.

11.12.8.6 Consideraciones hidráulicas

Deberán tenerse en cuenta las mismas condiciones recomendadas para las lagunas anaeróbicas.

11.13 Zanjas de oxidación

La zanja de oxidación es un proceso de lodos activados, del tipo aireación prolongada, que usa un canal cerrado, con dos curvas, para la aireación y mezcla. Como equipo de aireación y circulación del licor mezclado usa aireadores mecánicos del tipo cepillos horizontales.

Es una planta de tratamiento simple, compacta, robusta y virtualmente insensible a los malos tratos, de ella se obtendrá un buen resultado por un bajo costo. Puede eliminar en promedio de DBO y S.S hasta valores mayores de 85%.

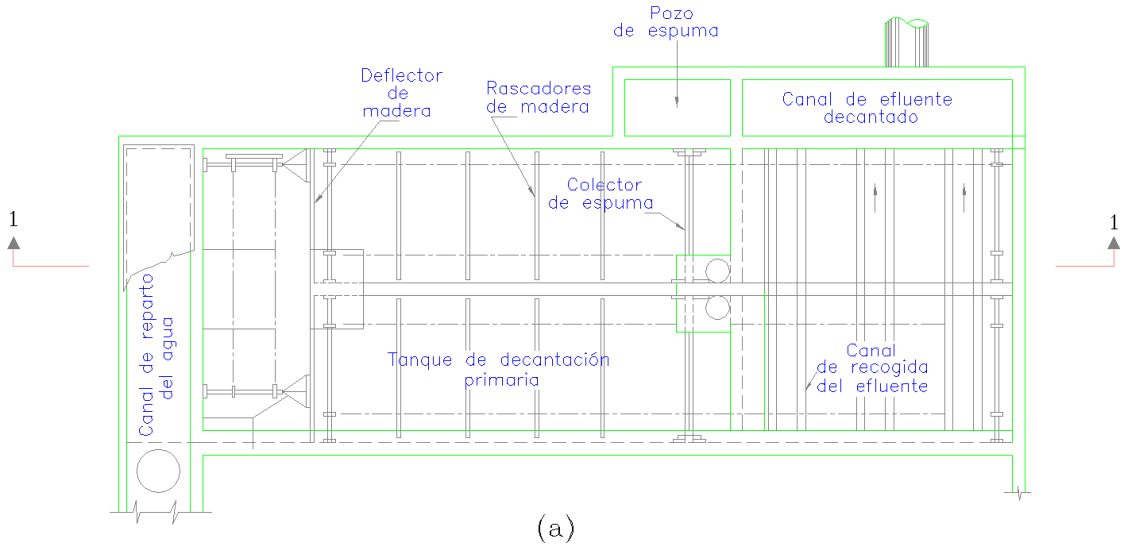
Las zanjas de oxidación son una alternativa económica en poblaciones de 1000 a 60000 habitantes, que dispongan de energía eléctrica y donde la disponibilidad de terreno es escasa y su costo alto.

En la tabla siguiente se exponen valores guías para el diseño de zanjas de oxidación.

TABLA 11-46

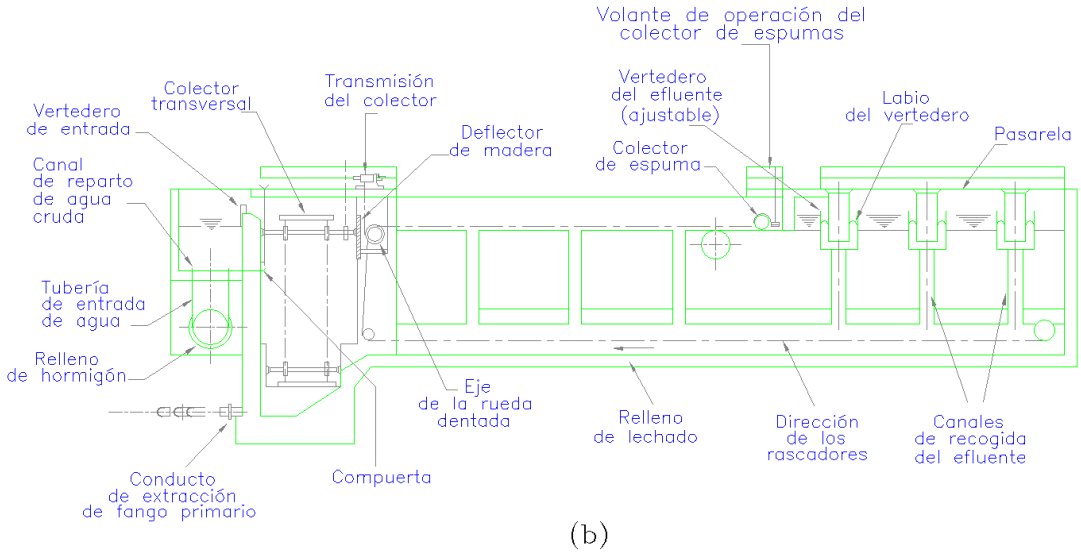
VALORES GUÍAS DE DISEÑO
PARA ZANJAS DE OXIDACIÓN

Parámetro	**Valor**
Profundidad, m	1.0 – 1.50 (rotor de jaula); 2.4 – 5.0 (mamut)
Longitud del rotor, m	1.0 – 4.50 (rotor de jaula); 9.00 (mamut)
Diámetro del rotor, m	0.4 – 0.70 (rotor de jaula); 1.07 (mamut)
Profundidad de inmersión, cm	5.0 – 25 (rotor de jaula); 18 (mamut)
Rotación, r.p.m.	60 – 95 (rotor de jaula); 50 – 72 (mamut)
Ancho de zanja/Longitud del rotor	1.5 – 2.8
Taludes (V/H)	1/1.5, 1/1; preferible de concreto/prevenir erosión
Volumen de zanja/Longitud de rotor, m^3/m	150 – 200
Velocidad en la zanja, m/s	0.30 – 0.80
Carga orgánica, g $DBO_5/m^3.d$	200 – 1200
Oxígeno requerido, kg O_2/kg DBO_5 A	1.50 – 2.00
Tiempo de aireación, h	12 – 36
Relación de circulación, %	25 – 75
Potencia requerida	1.5 – 3.0 kw.h/m de rotor



(a)

Planta

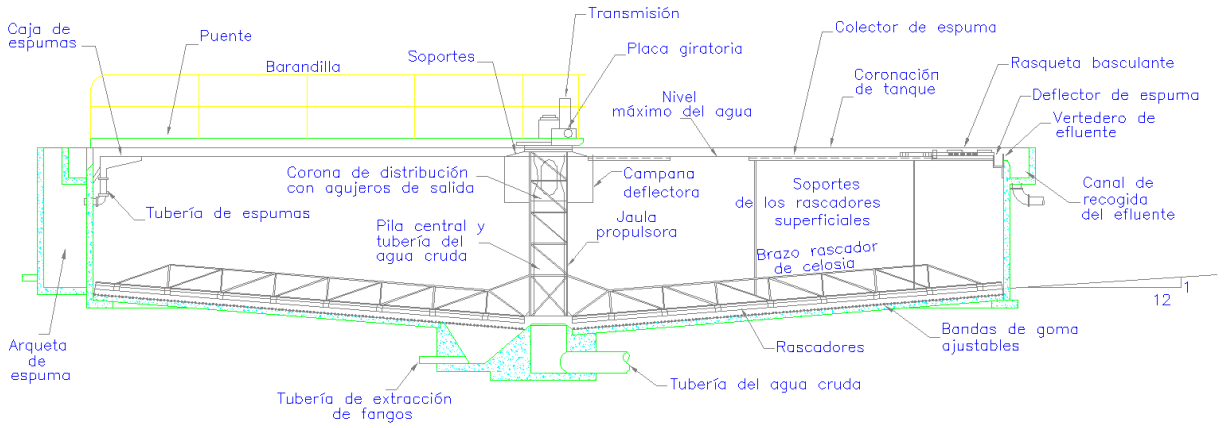


(b)

Sección longitudinal.

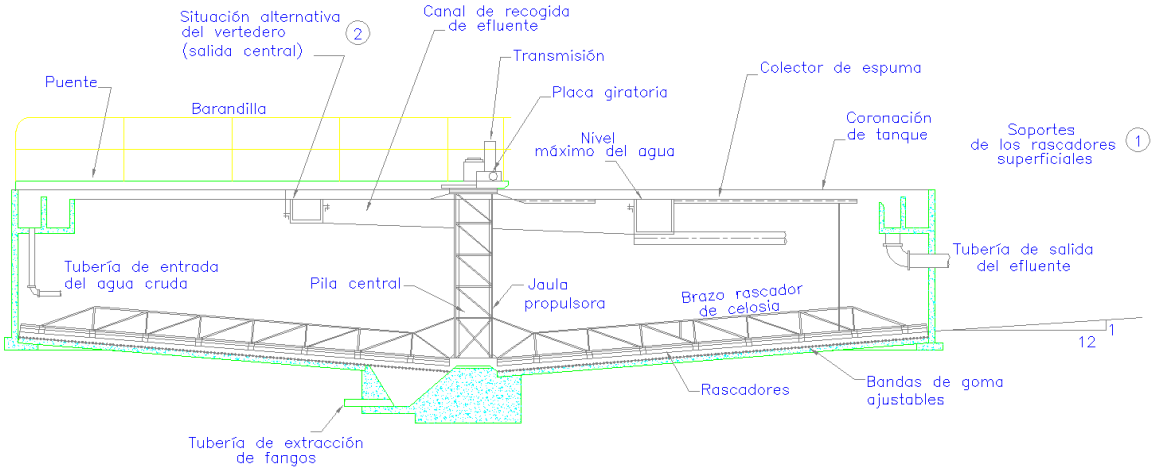
Fig. XI–1
Tanque rectangular de sedimentación primaria

145



(a)

De alimentación central

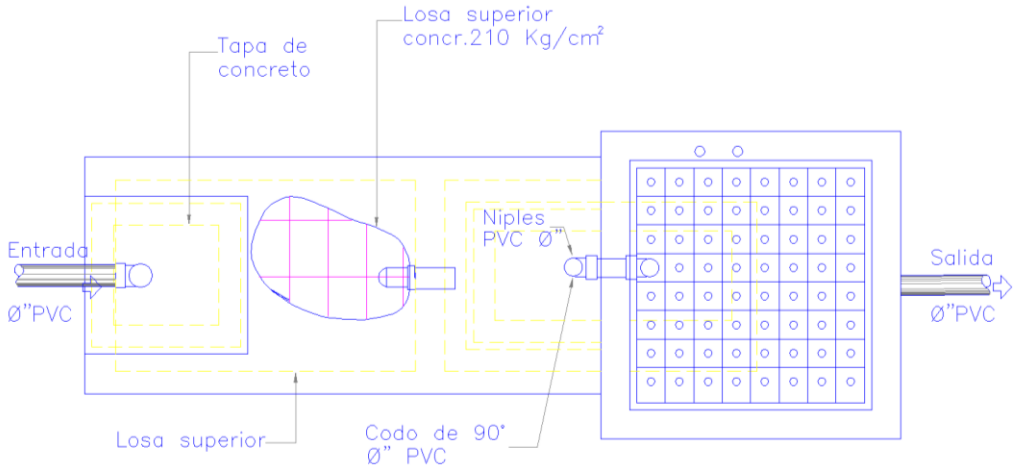


(b)

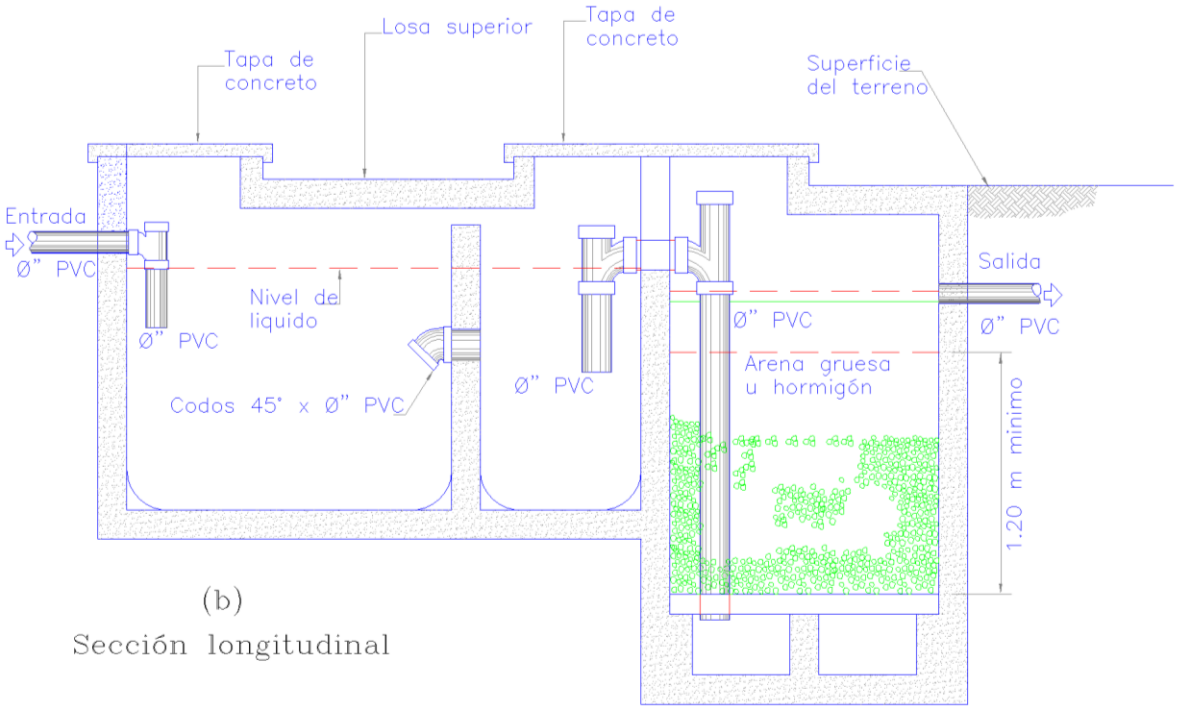
De alimentación periférica

Fig. XI–2
Tanques circulares de sedimentación primaria

146

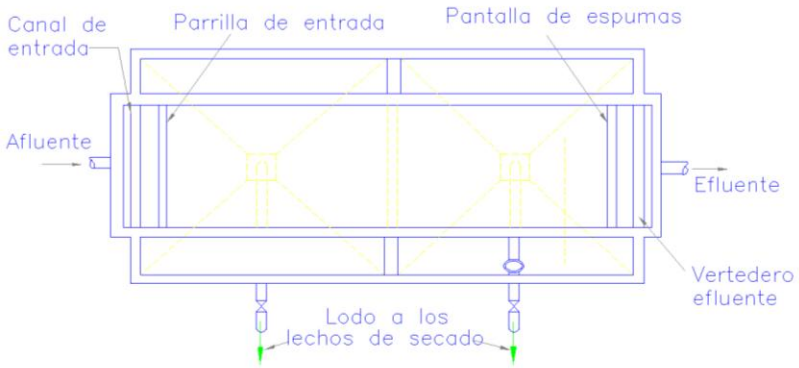


(a) PLANTA

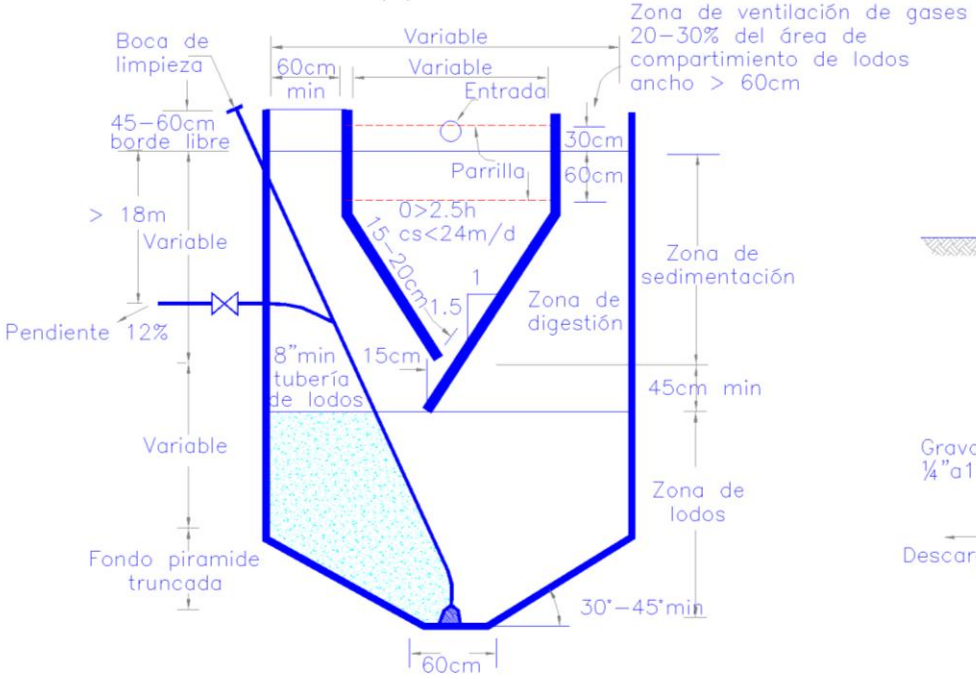


(b)
Sección longitudinal

Fig. XI–3
Tanque séptico con filtro anaeróbico de flujo ascendente



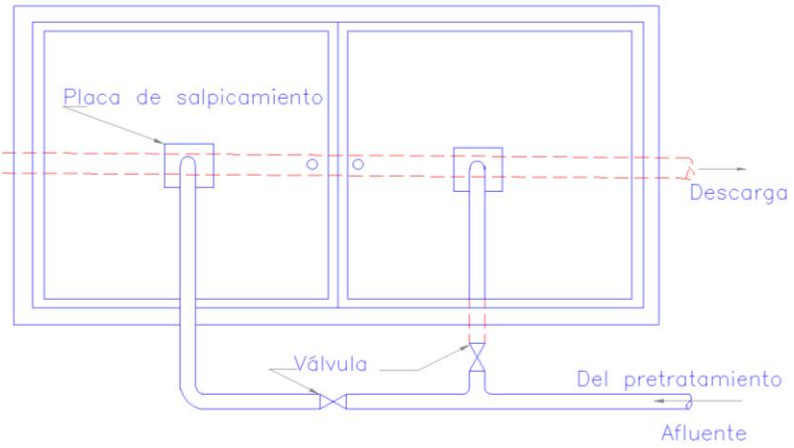
(a) Planta



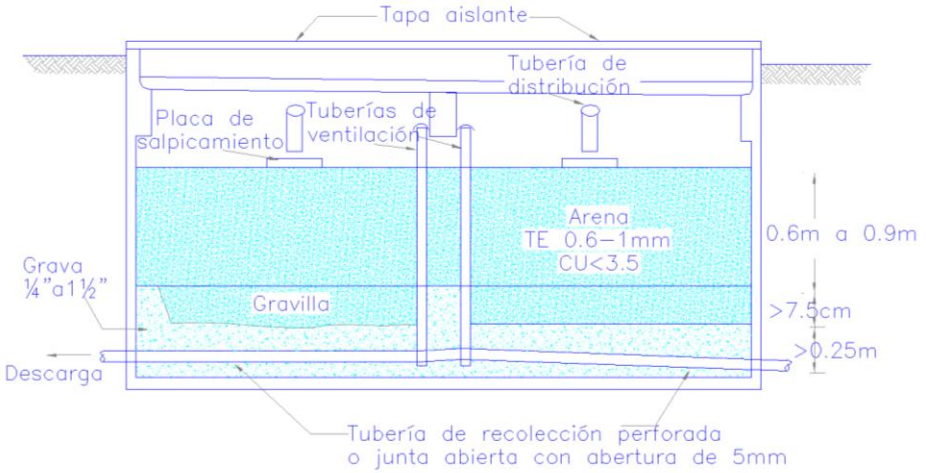
(b)
Corte

Fig XI–4

Tanque Imhoff



(a) Planta



(b)
Corte

Fig XI–5

Filtro intermitente de arena

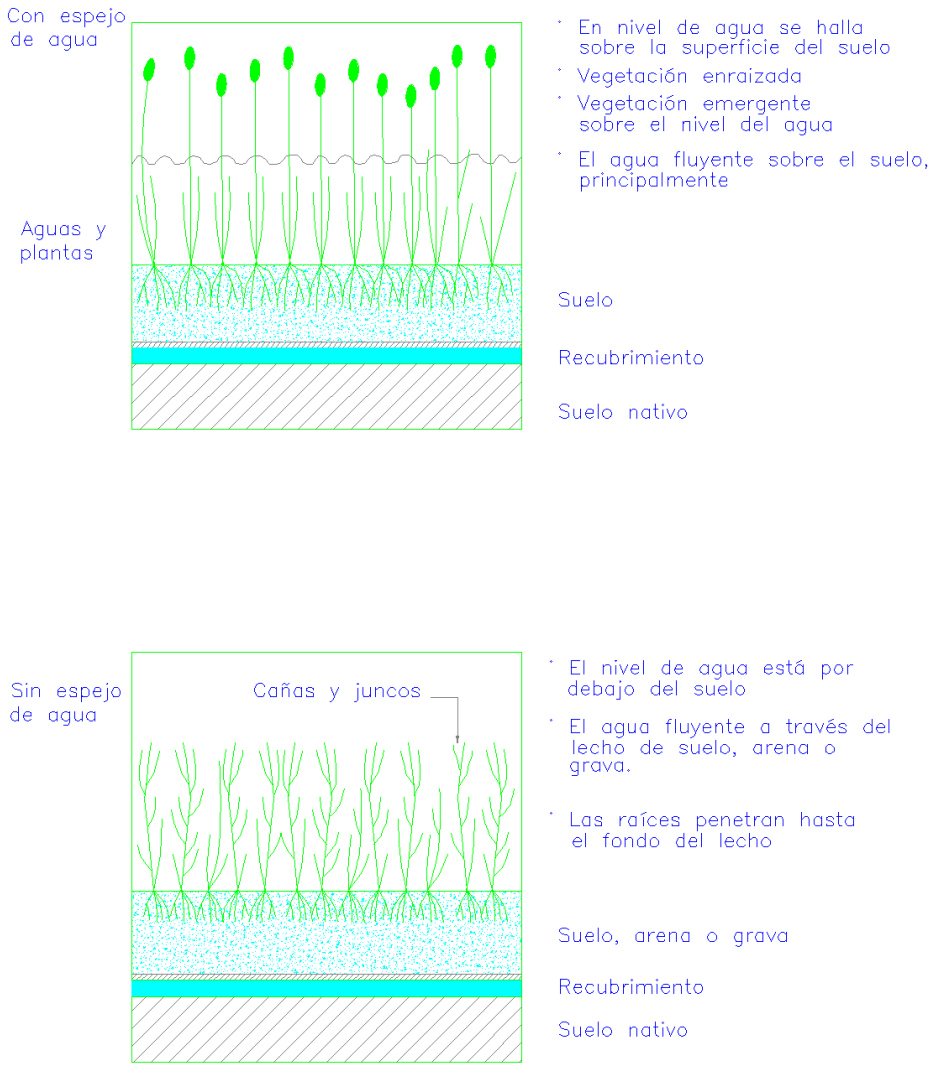
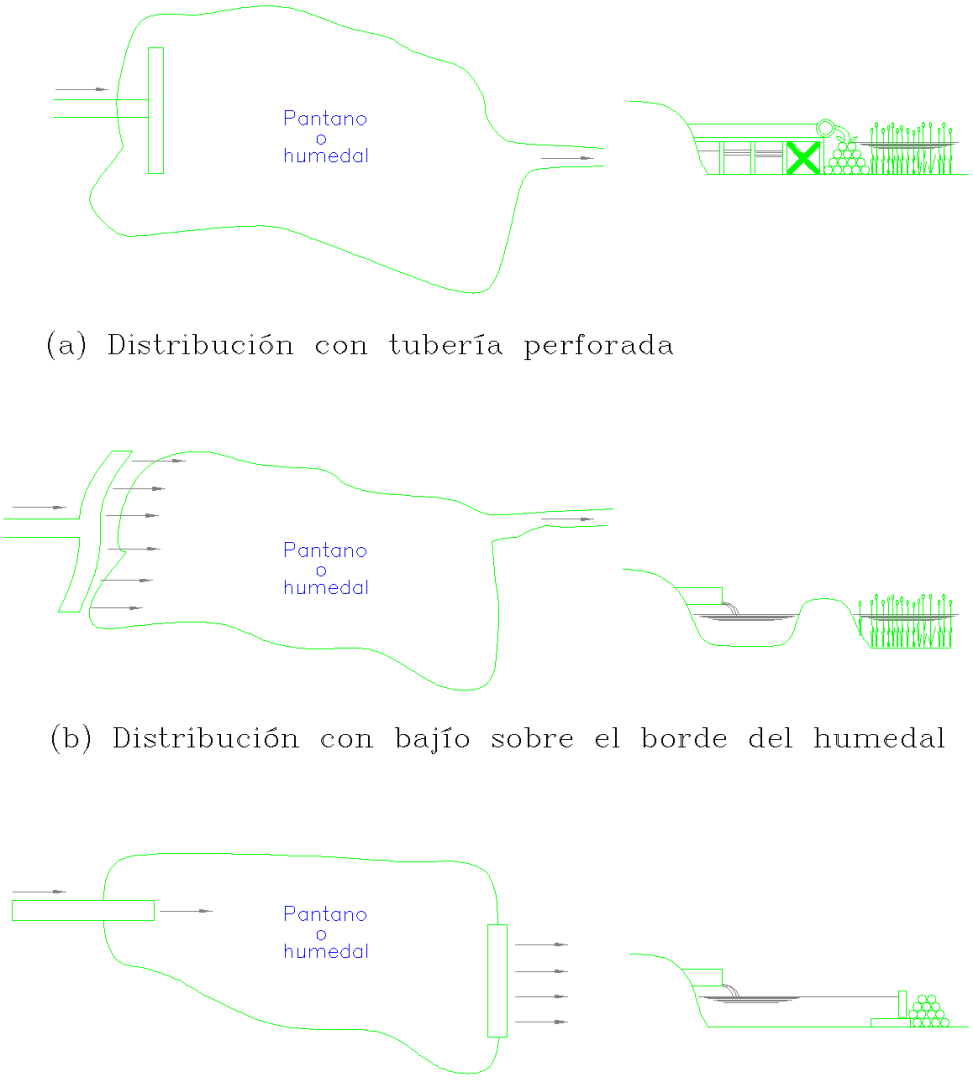


Fig. XI–6
Esquema de humedales artificiales



(a) Distribución con tubería perforada

(b) Distribución con bajío sobre el borde del humedal

(c) Descarga única con vertedero de control aguas abajo y distribución dentro del humedal

Fig. XI–7
Métodos de distribución del agua en humedales.

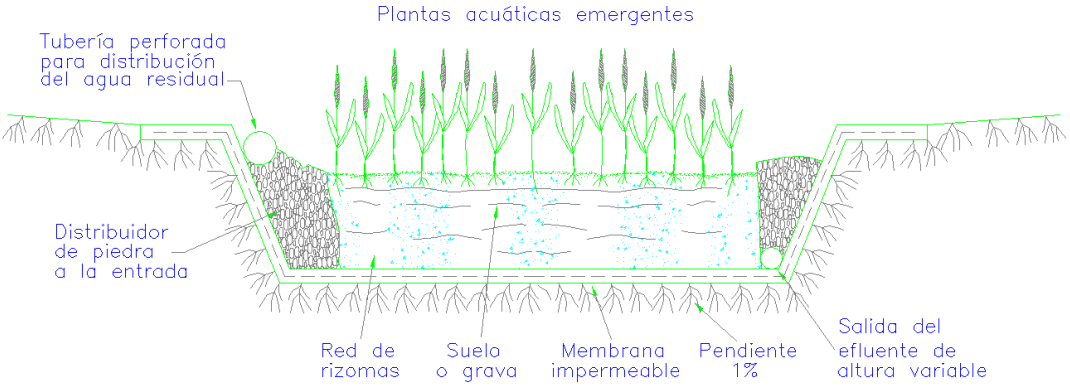
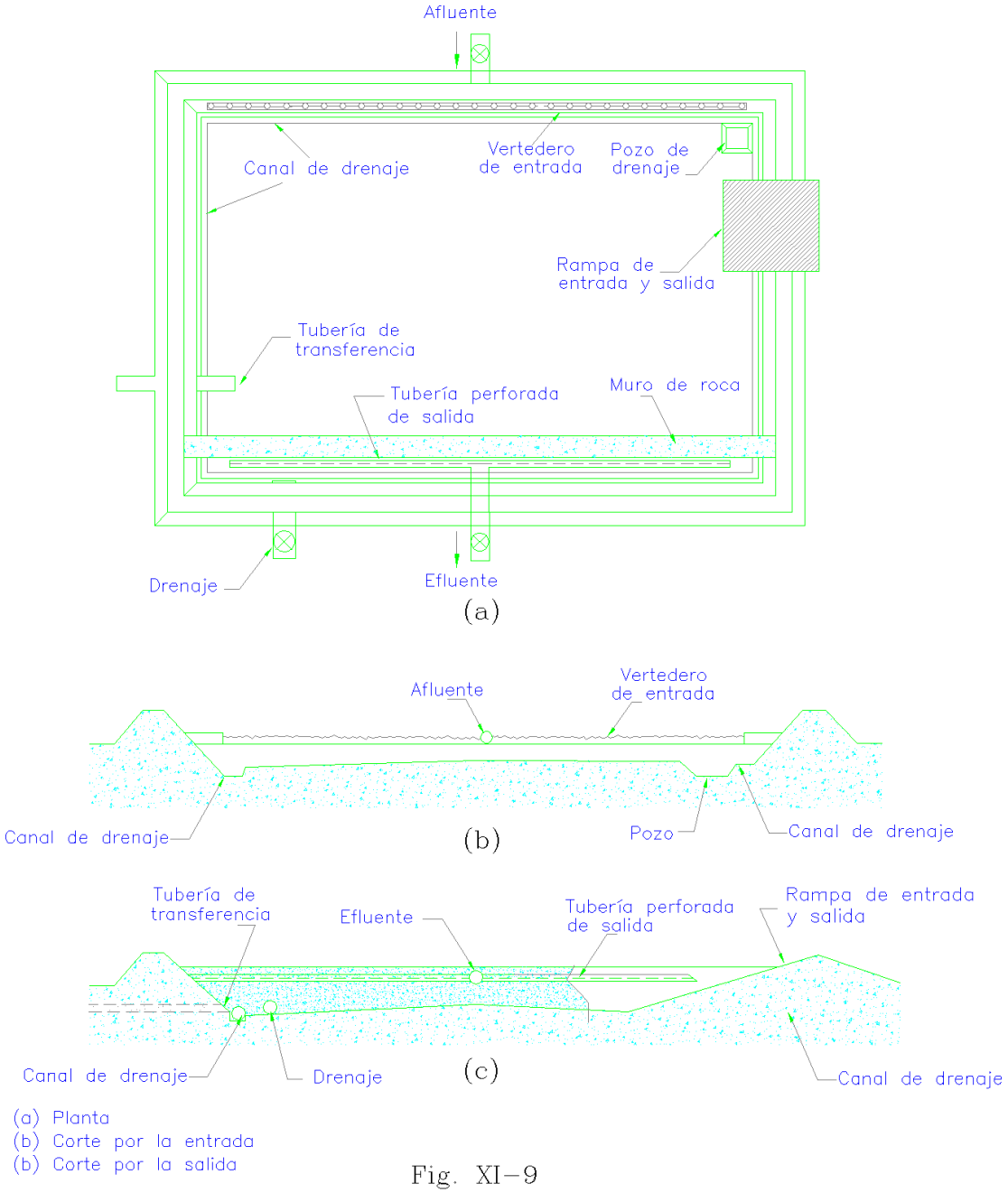


Fig. XI–8
Humedales de flujo subsuperficial



(a) Planta
(b) Corte por la entrada
(b) Corte por la salida

Fig. XI–9
Tratamiento con jacintos

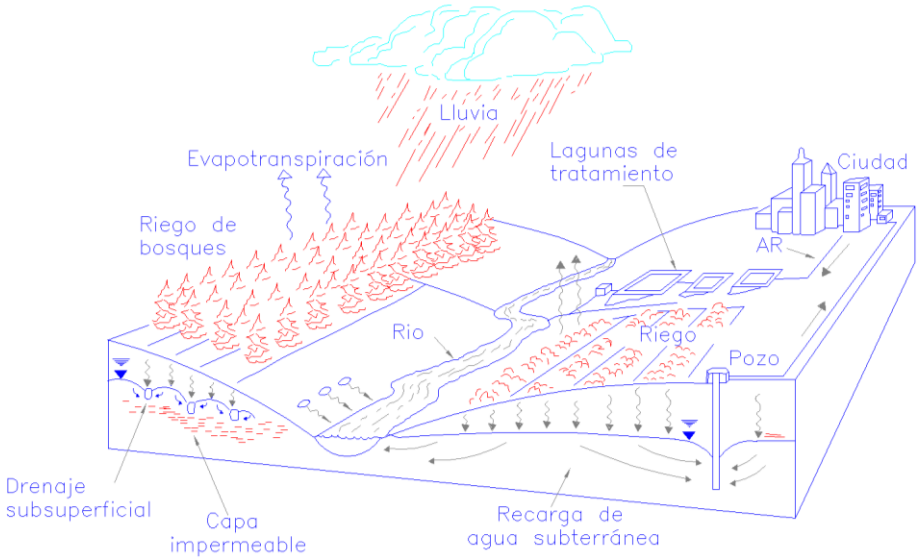
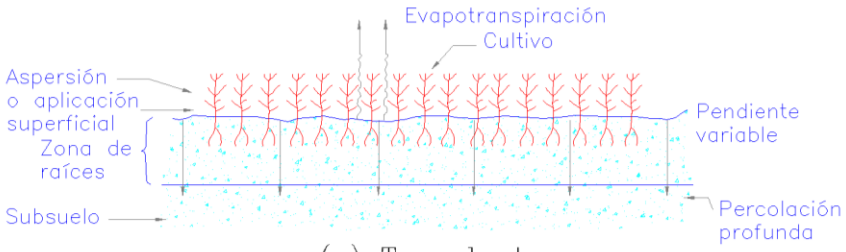
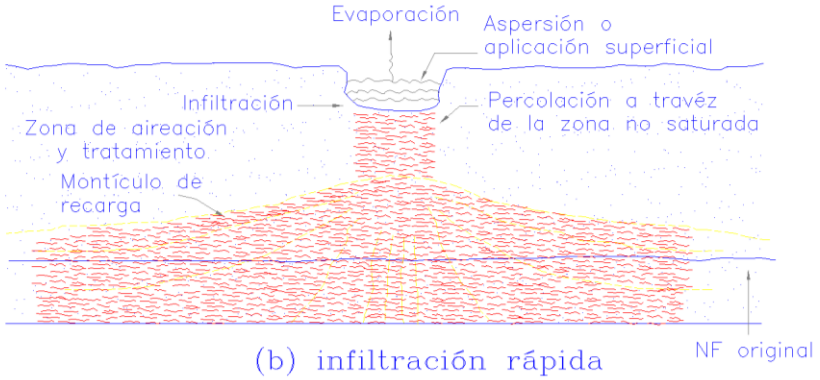


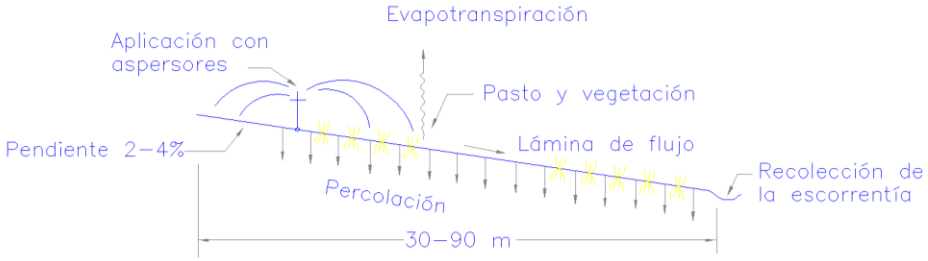
Fig. XI–10.
Aplicación de aguas residuales sobre el suelo



(a) Tasa lenta



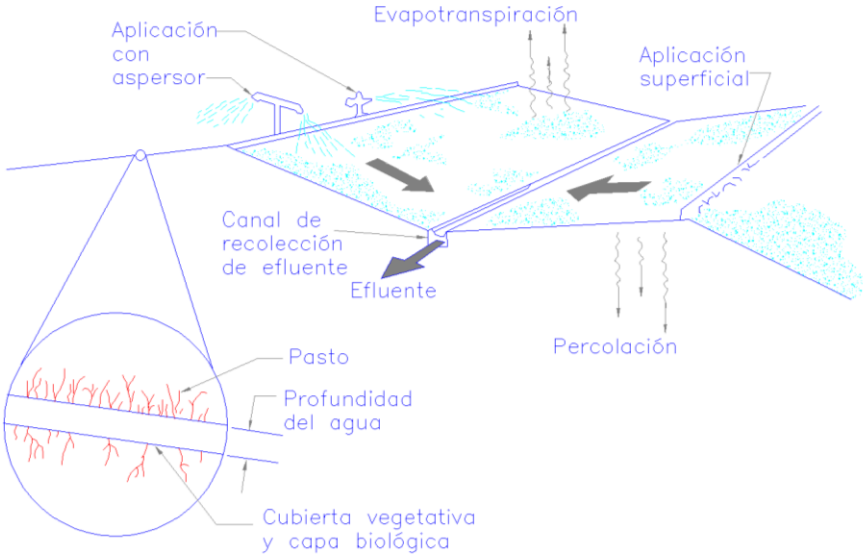
(b) infiltración rápida



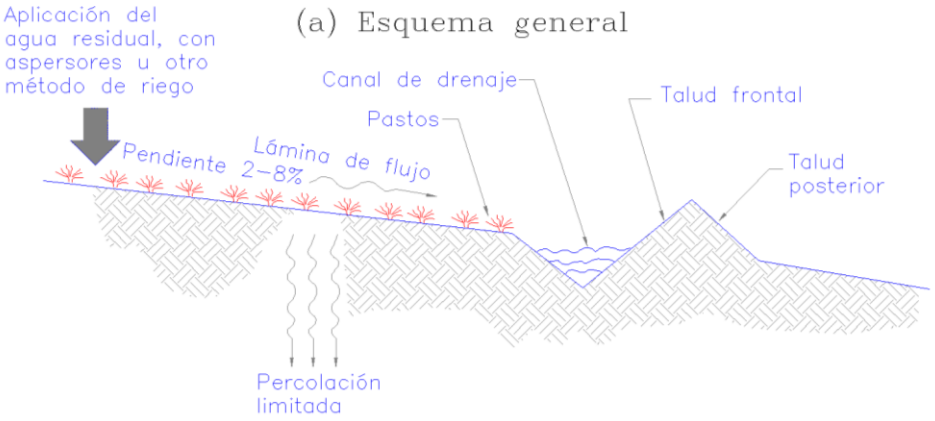
(c) Flujo sobre el suelo

Fig. XI–11.
Métodos de aplicación sobre el suelo

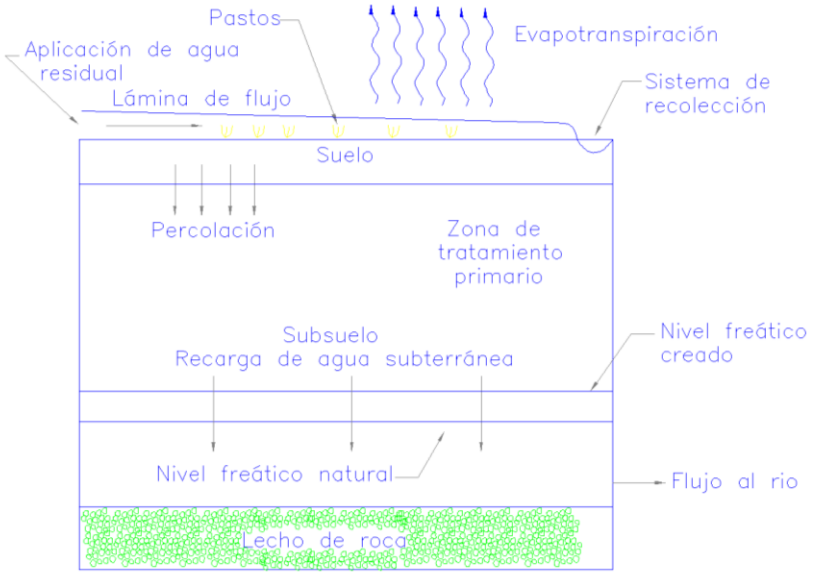
151



(a) Esquema general



(b) Esquema de la lamina de flujo sobre el suelo



(c) Esquema del suelo y lámina de flujo sobre él

Fig XI–12

Esquema del proceso de flujo sobre el suelo

152

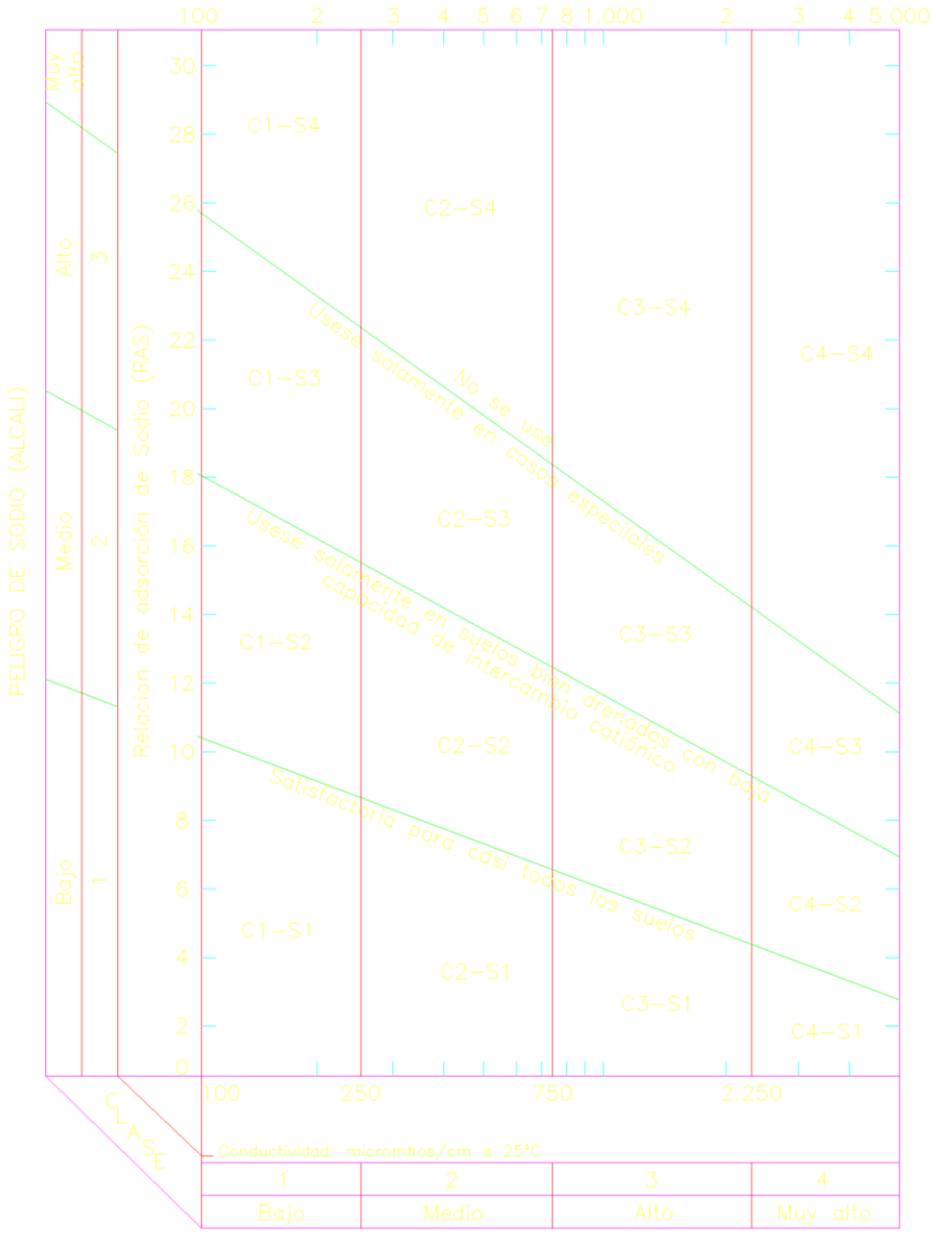


Fig XI.13
Diagrama para la clasificación de las aguas para riego

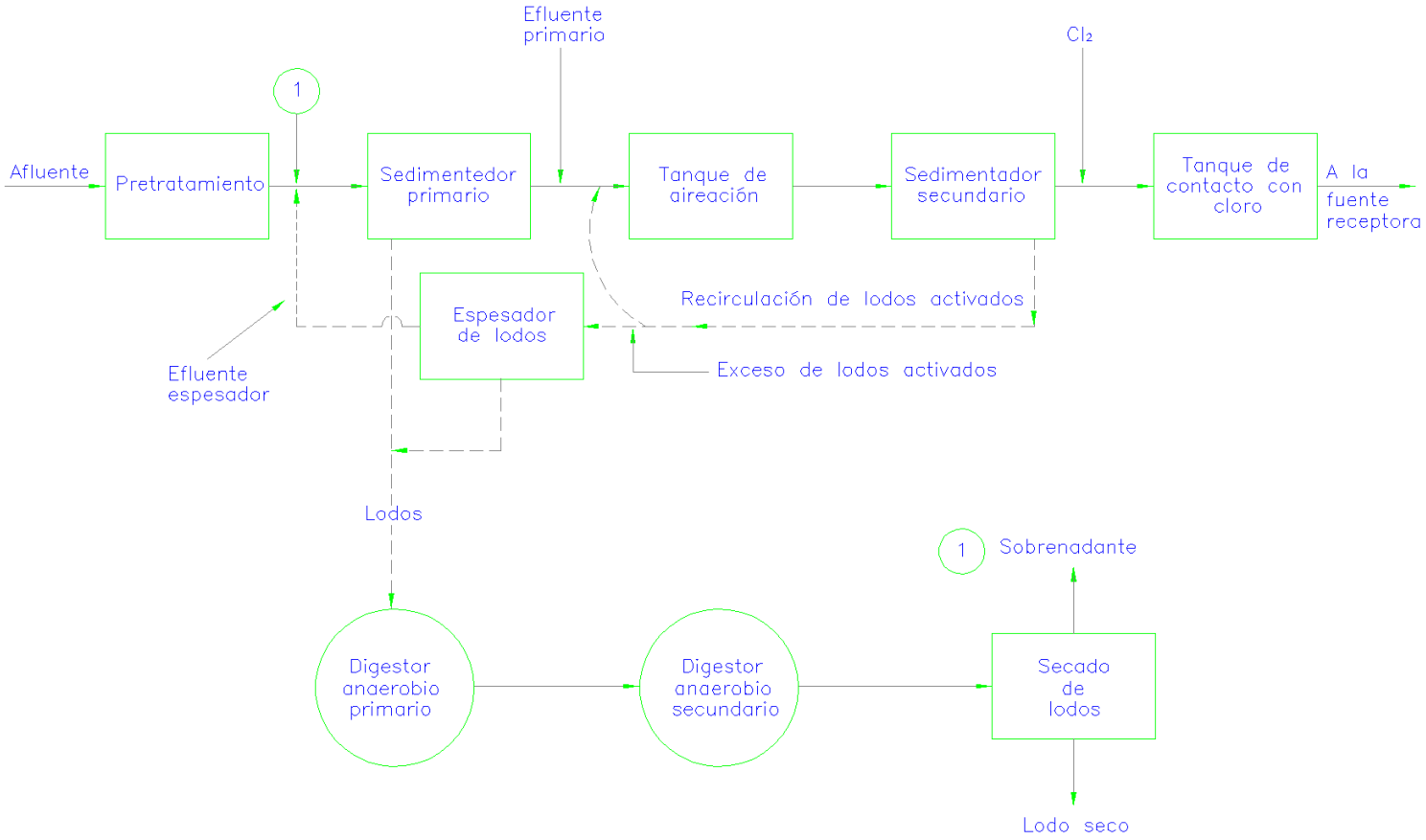


Fig. XI–14
Diagrama de flujo de lodos activados.

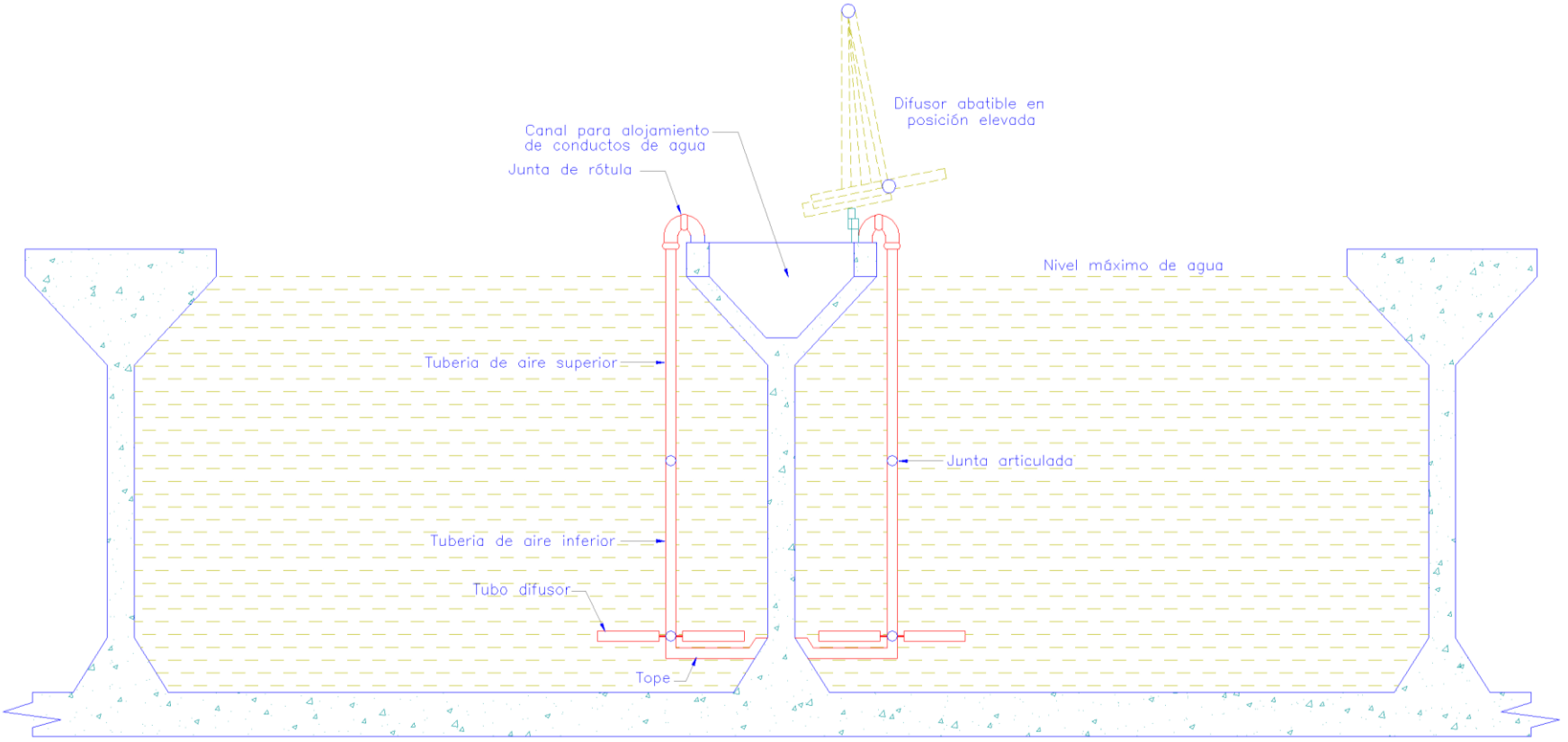


FIG. XI–15

Sección transversal de un tanque de aireación típico de lodos activados

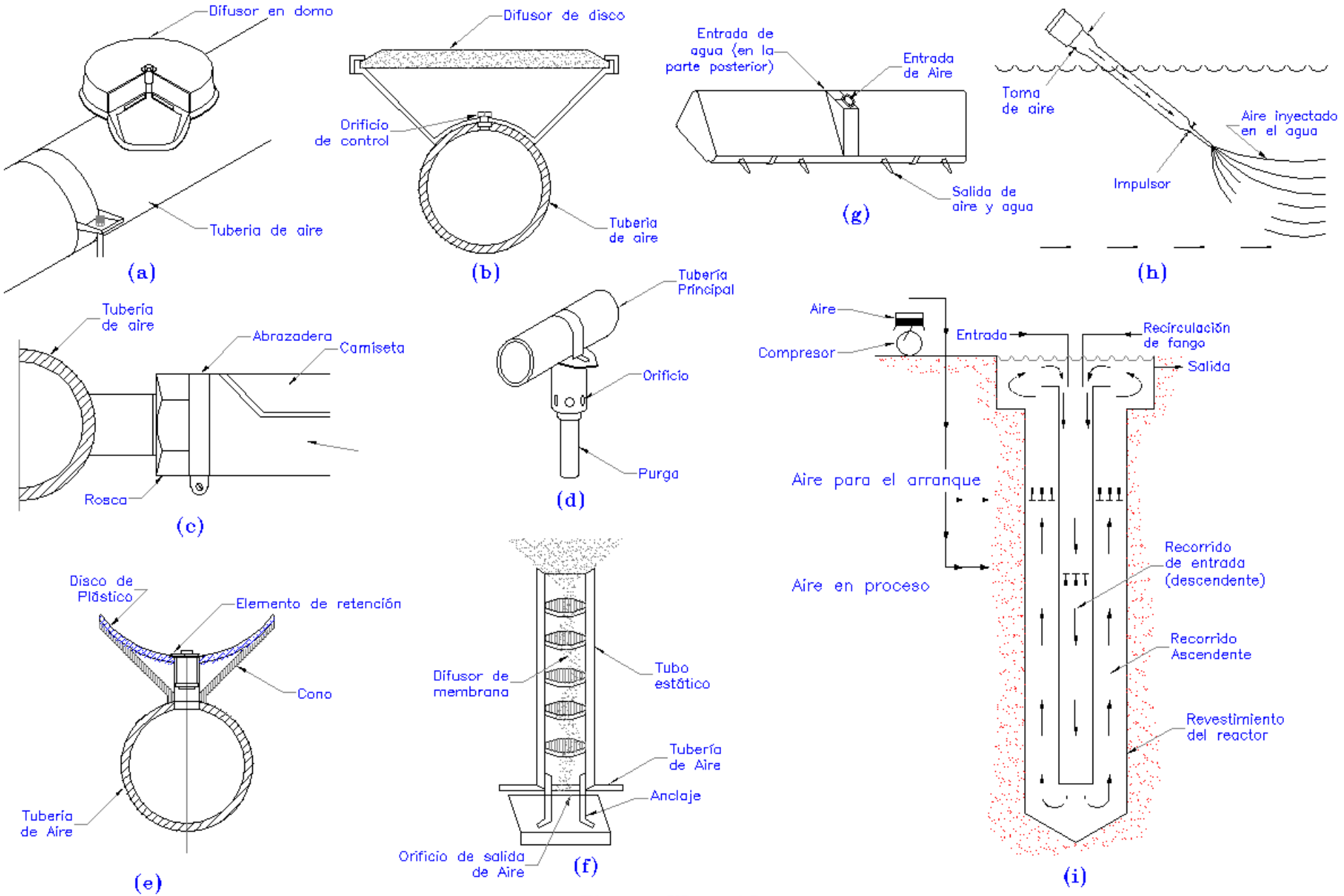


Figura XI – 16

Difusores: (a) difusor de domo; (b) difusor de disco; (c) difusor de tubo; (d) sparger; (e) difusor de orificio con válvula; (f) aireador de tubo estático; (g) aireador por inyección; (h) dispositivo de aspiración, e ;(i) aireador de tubo en U.

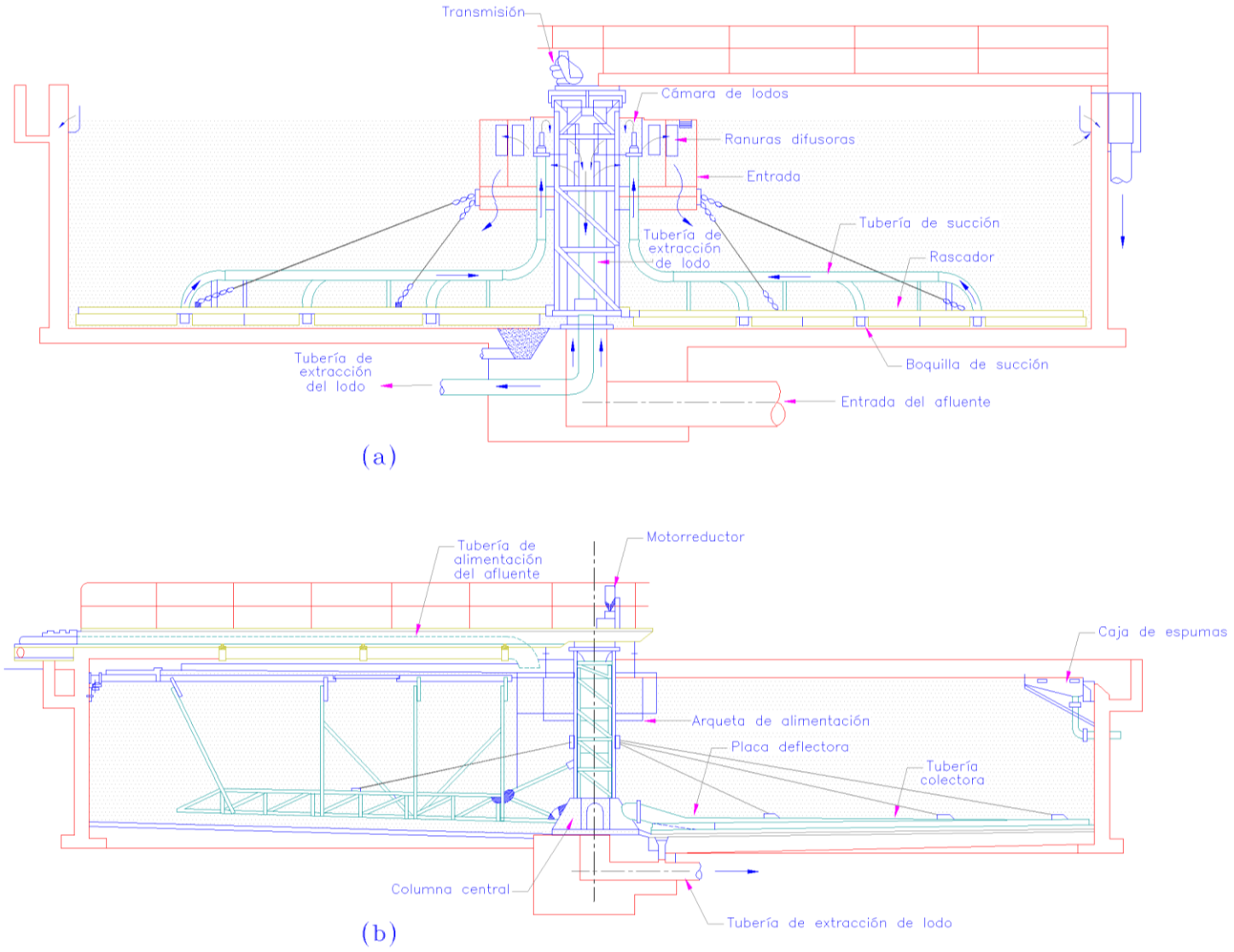
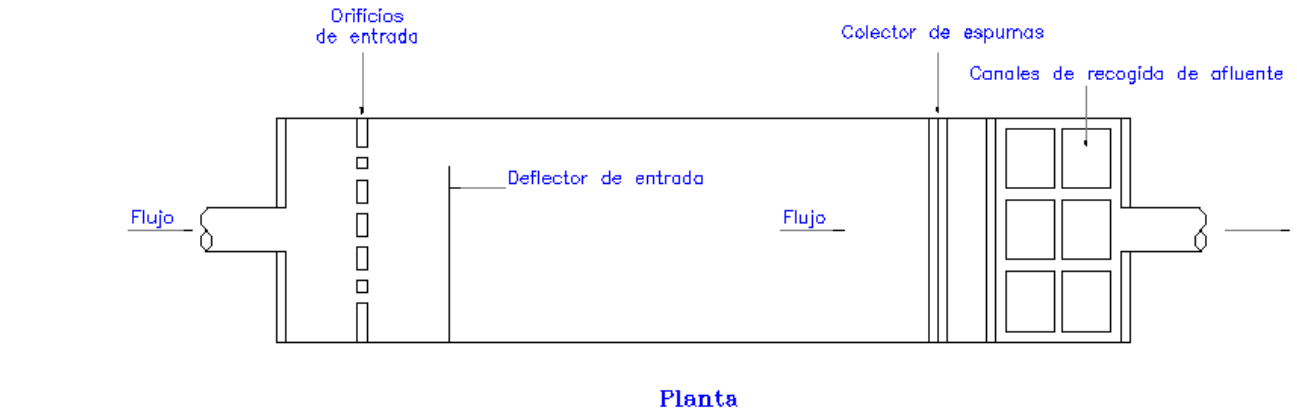
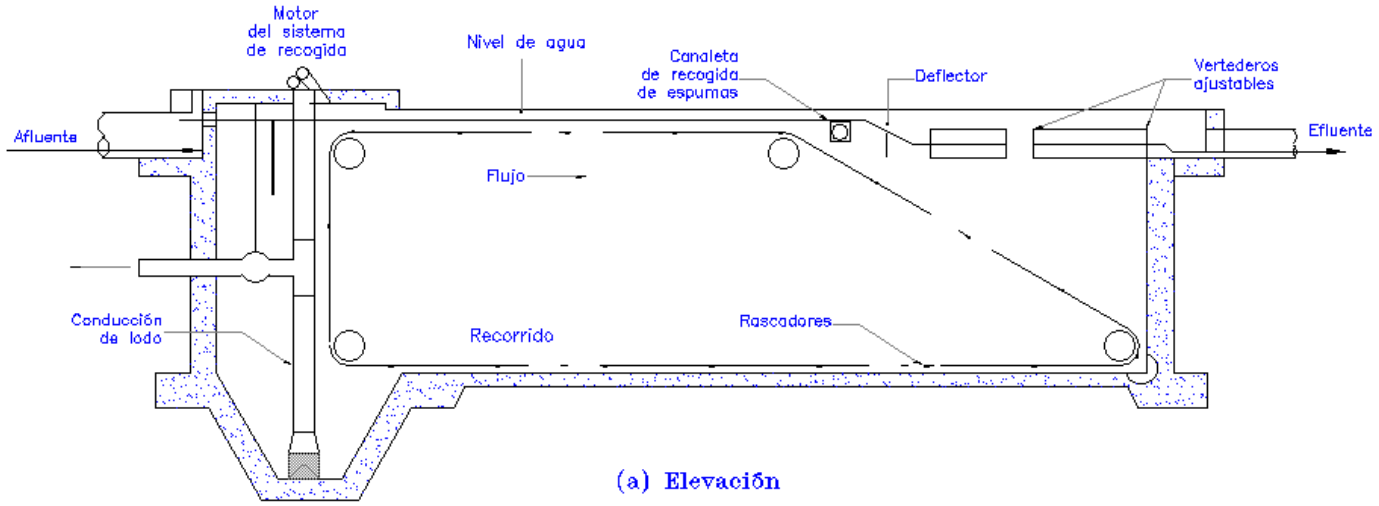


FIG. XI–17

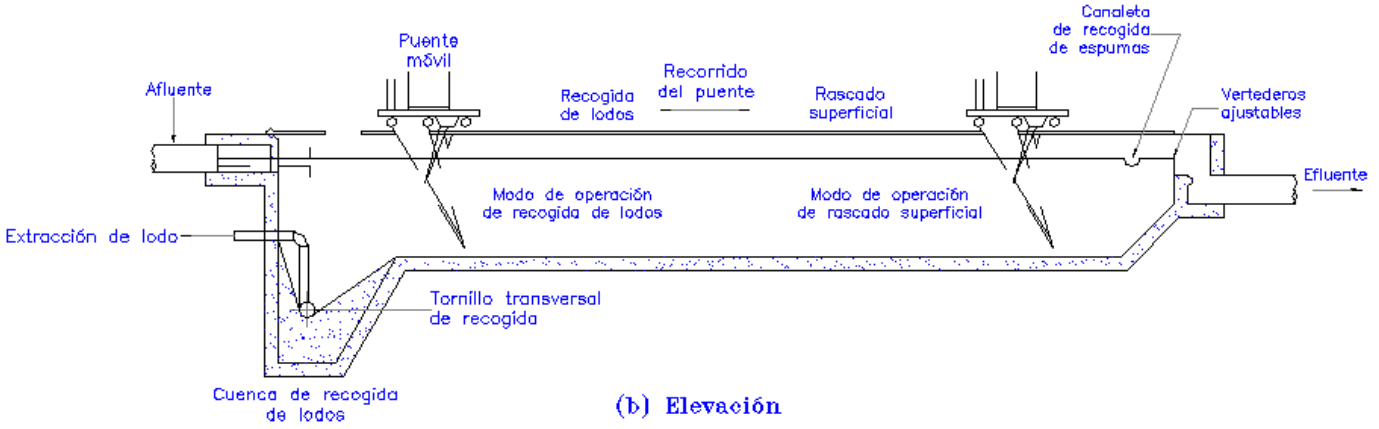
Tanques de sedimentación secundaria circulares para la extracción rápida del fango: (a) lodo extraído con tubos de succión y (b) lodo extraído por tubería colectora múltiple



Planta



(a) Elevación

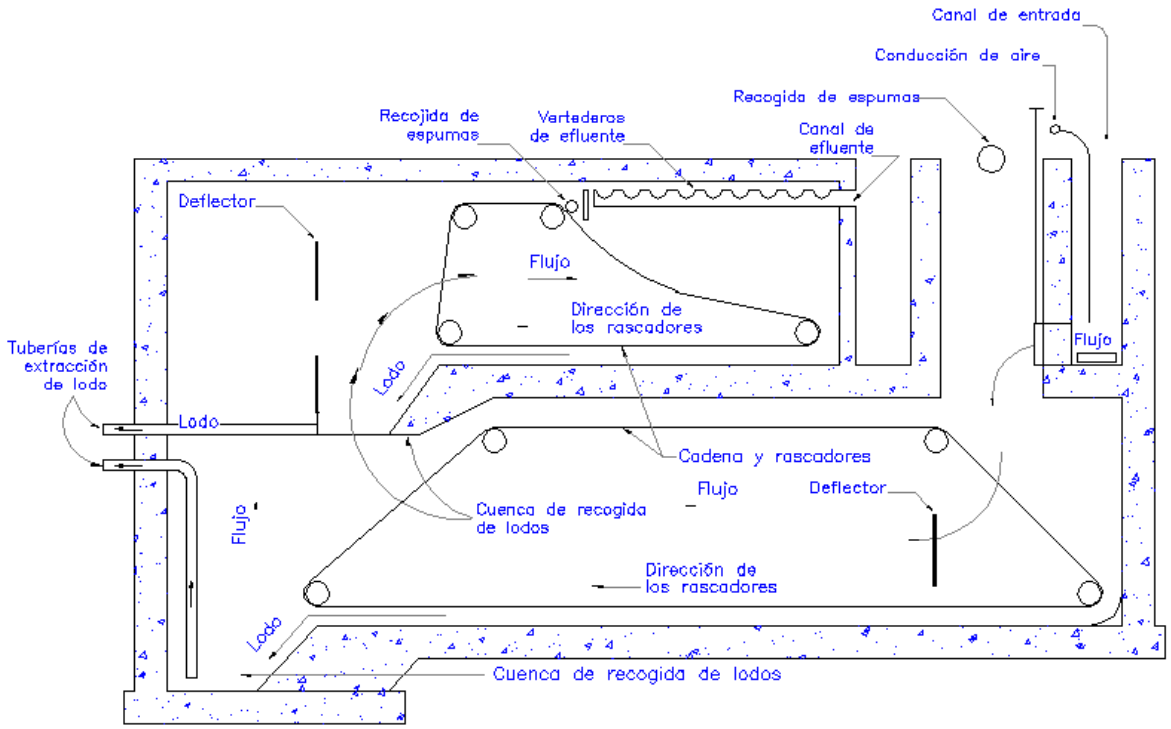


(b) Elevación

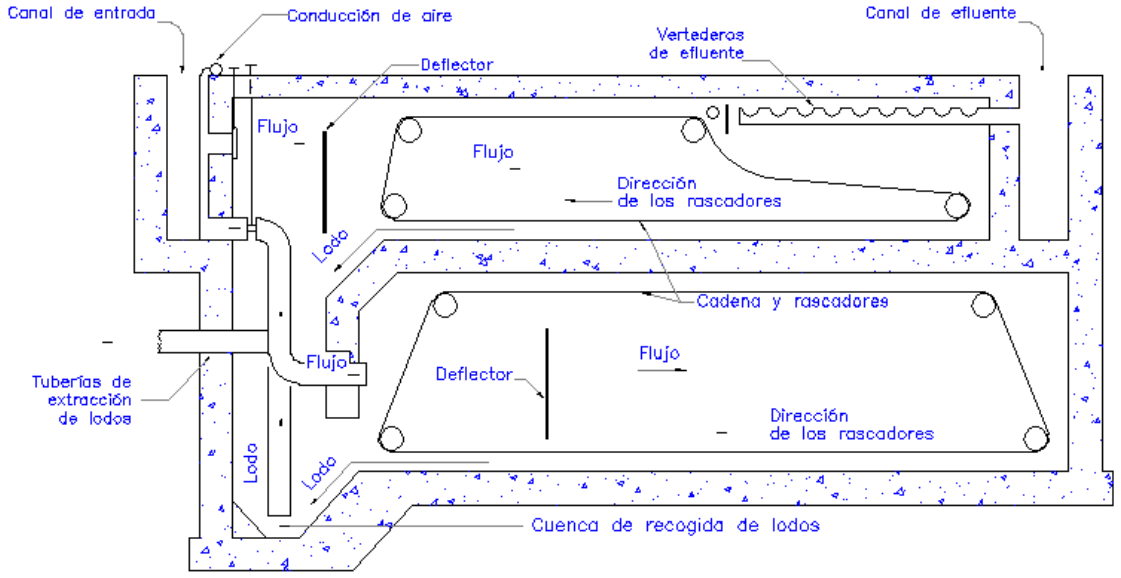
FIG. XI–18

Tanques de sedimentación secundarios rectangulares típicos:
(a) sistema con cadenas y rascadores, (b) sistema con puente móvil

158

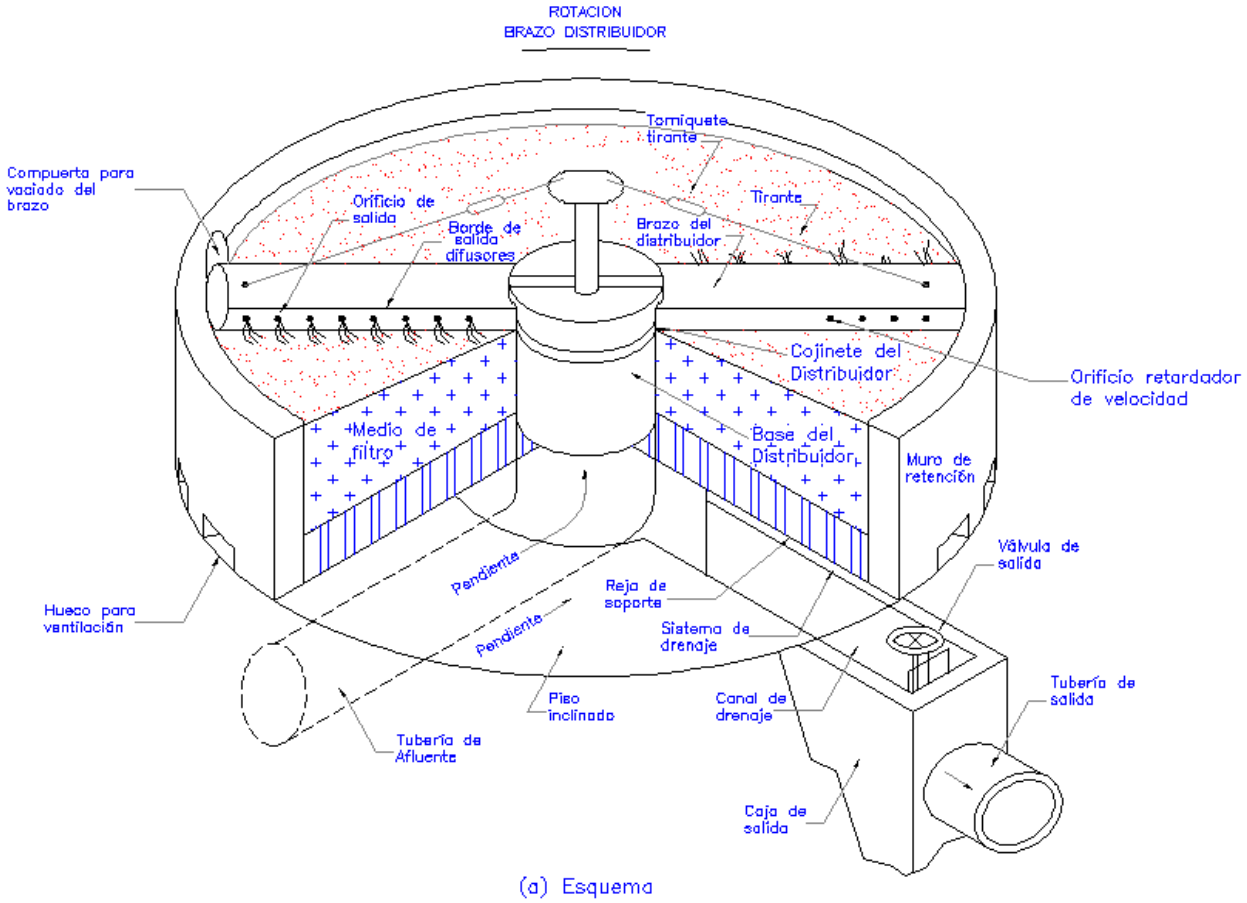


(b) Elevación

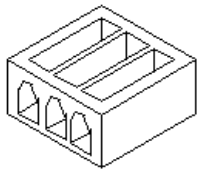


(b) Elevación

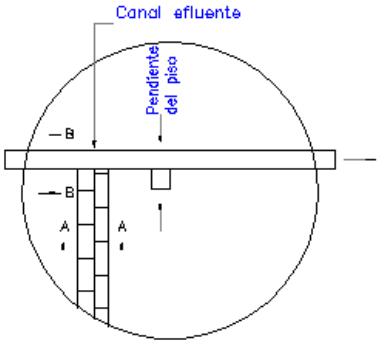
FIG. XI–19
Sedimentadores de badeja típicos:
(a) tipo de flujo en serie, (b) tipo de flujo en paralelo



(a) Esquema

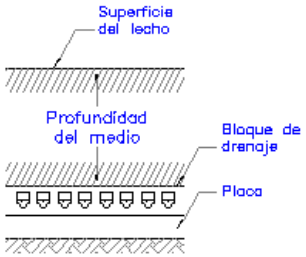


(b) Bloque de drenaje

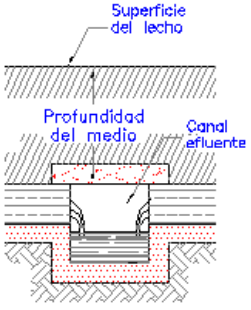


Bloques de drenaje

(c) Planta del piso



(d) Sección "A – A"



(d) Sección "B – B"

FIG. XI–20
Esquema y detalles de un filtro percolador típico

160

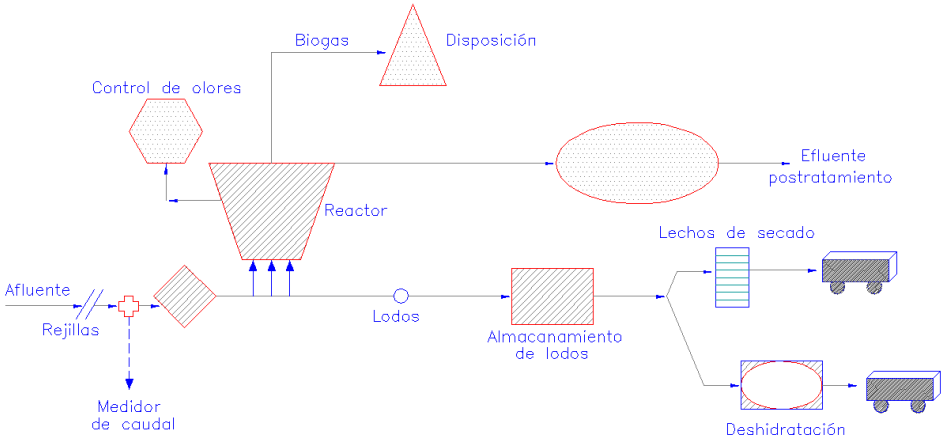


FIG. XI–21
Diagrama de flujo de tratamiento anaerobios

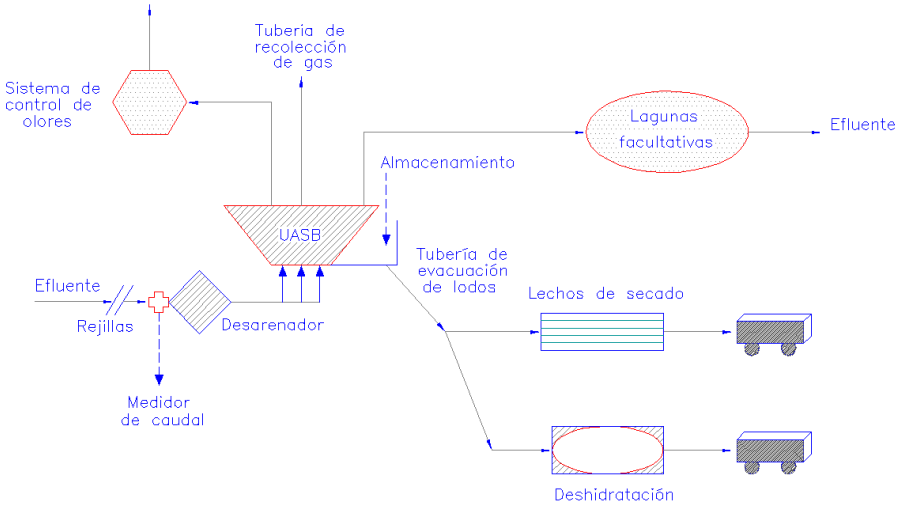
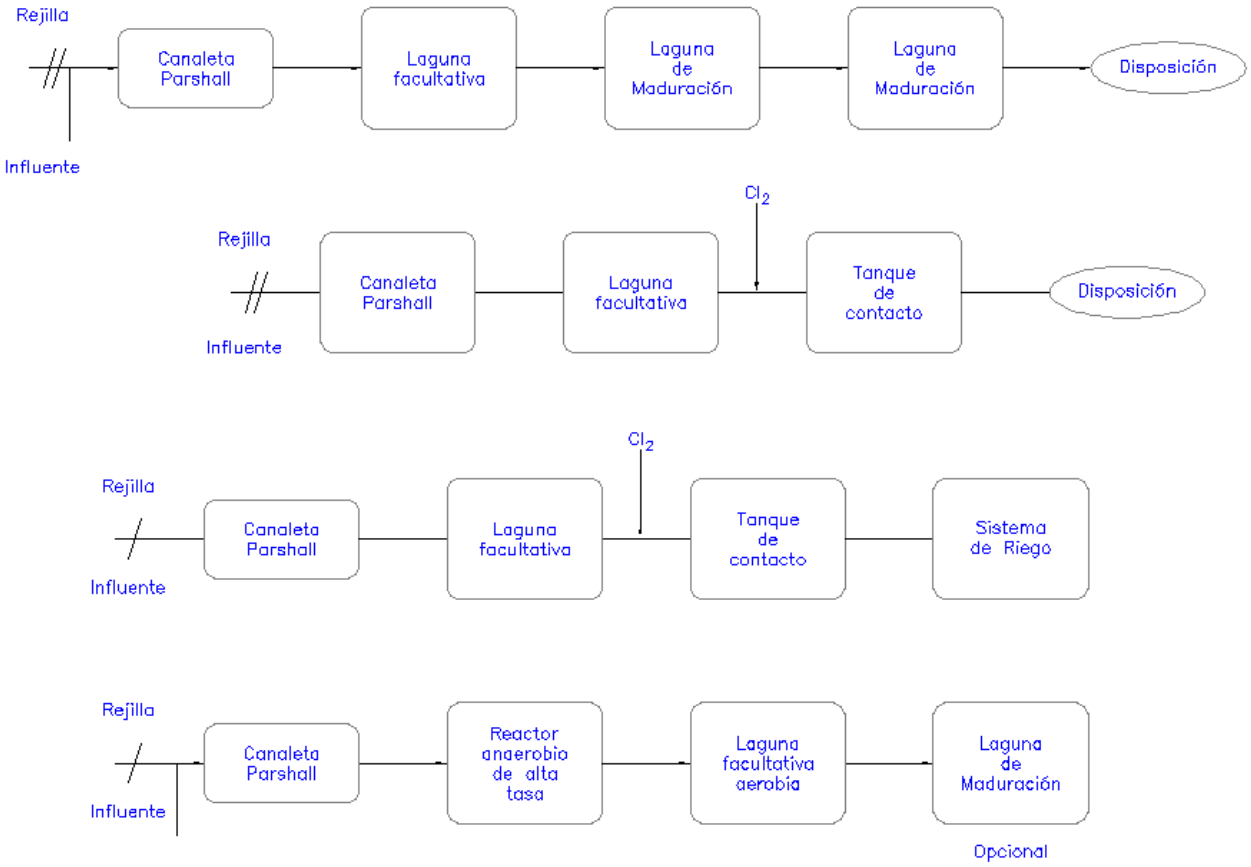
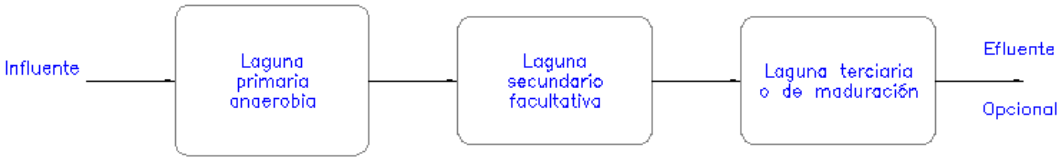


FIG. XI–22
Diagrama de flujo típico de tratamientos anaerobios con reactores UASB y lagunas facultativas

161



Procesos de tratamiento



Lagunas en serie

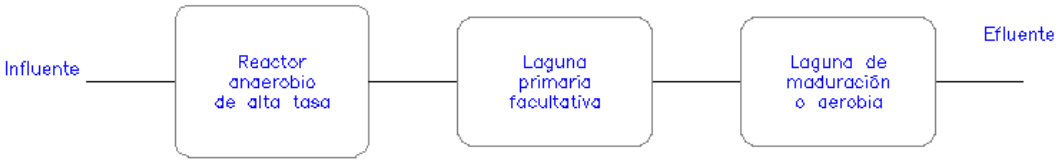
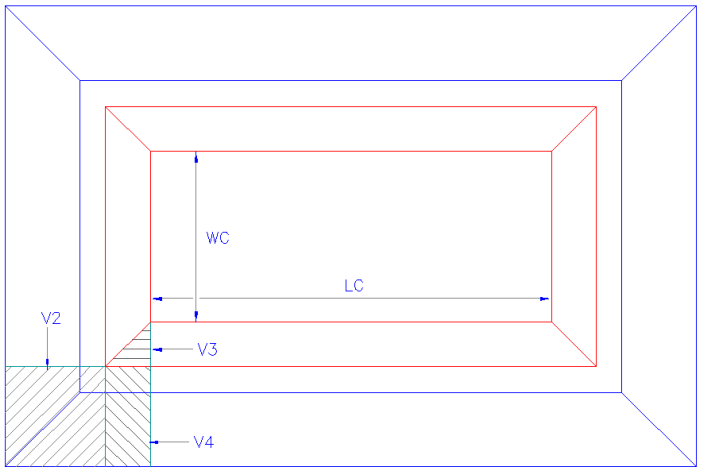
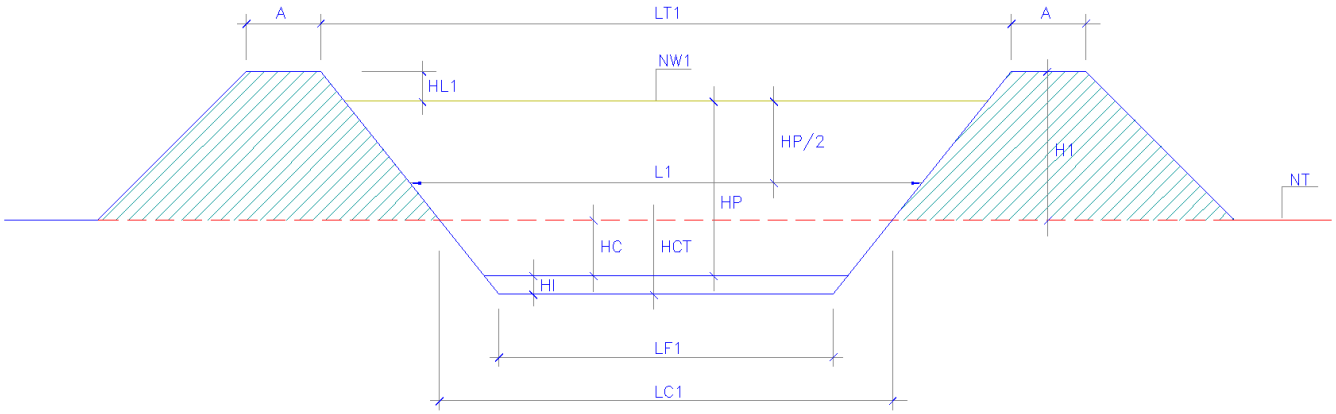


FIG. XI–23
Diagramas de flujo de lagunas de estabilización

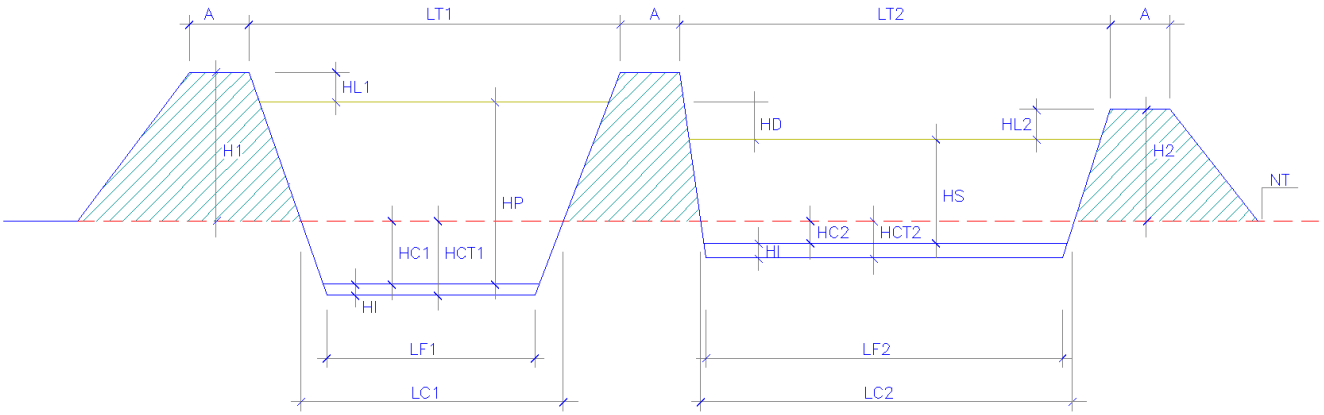
162



(a) Planta de laguna única

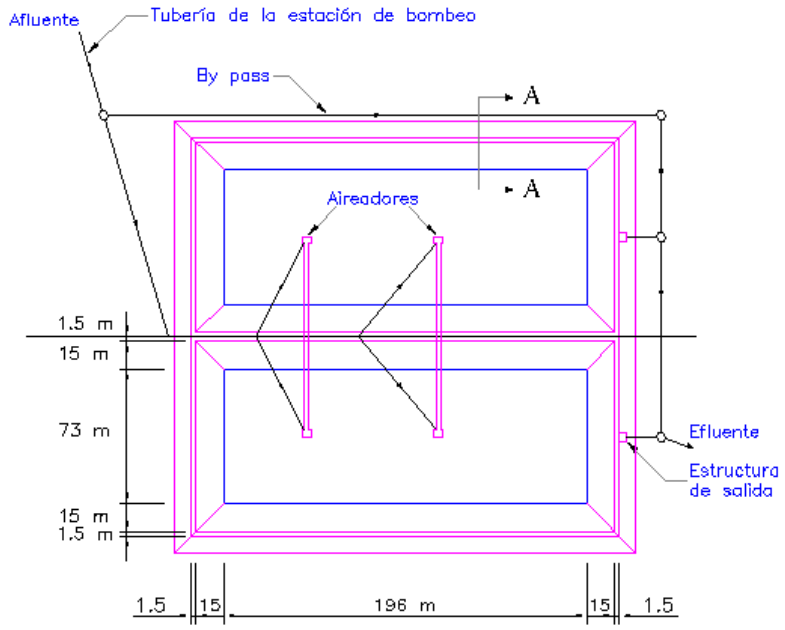


(b) Sección longitudinal de laguna única

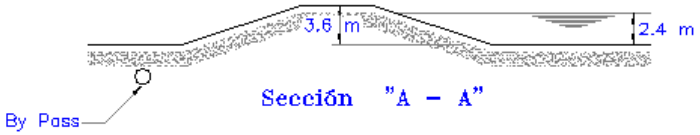


(b) Sección longitudinal de dos lagunas

FIG. XI–24
Esquema de lagunas de estabilización



Planta



Sección "A – A"

FIG. XI–25
Ejemplo de una laguna aireada

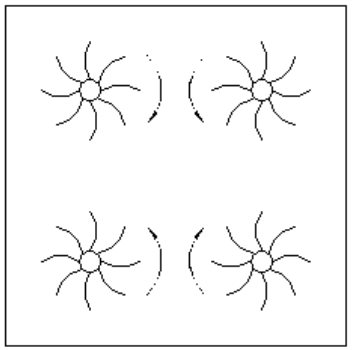
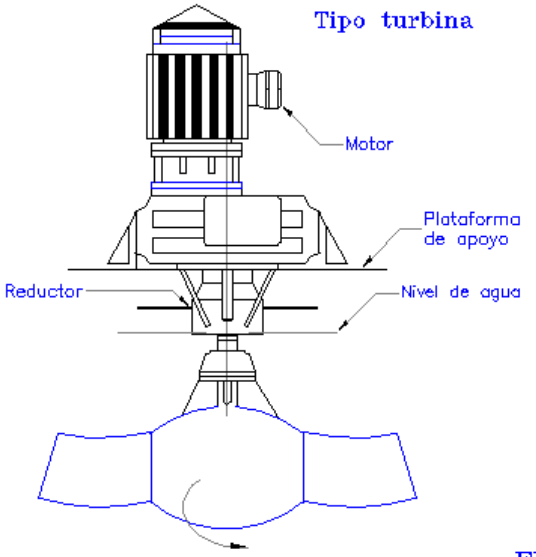


FIG. XI–26
Distribución de aireadores en cuanto al sentido de la rotación



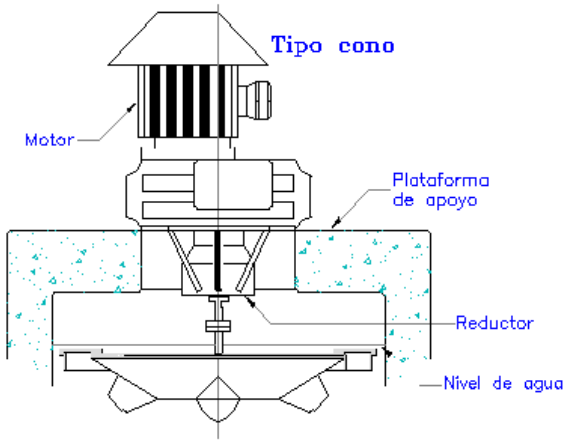


FIG. XI–27
Aireadores instalados en estructura fija

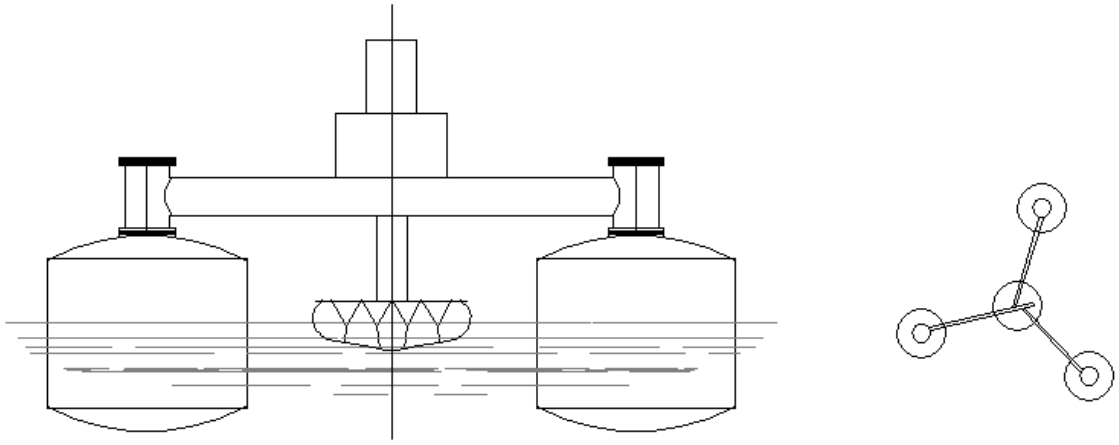


FIG. XI–28
Esquema de aireación flotante

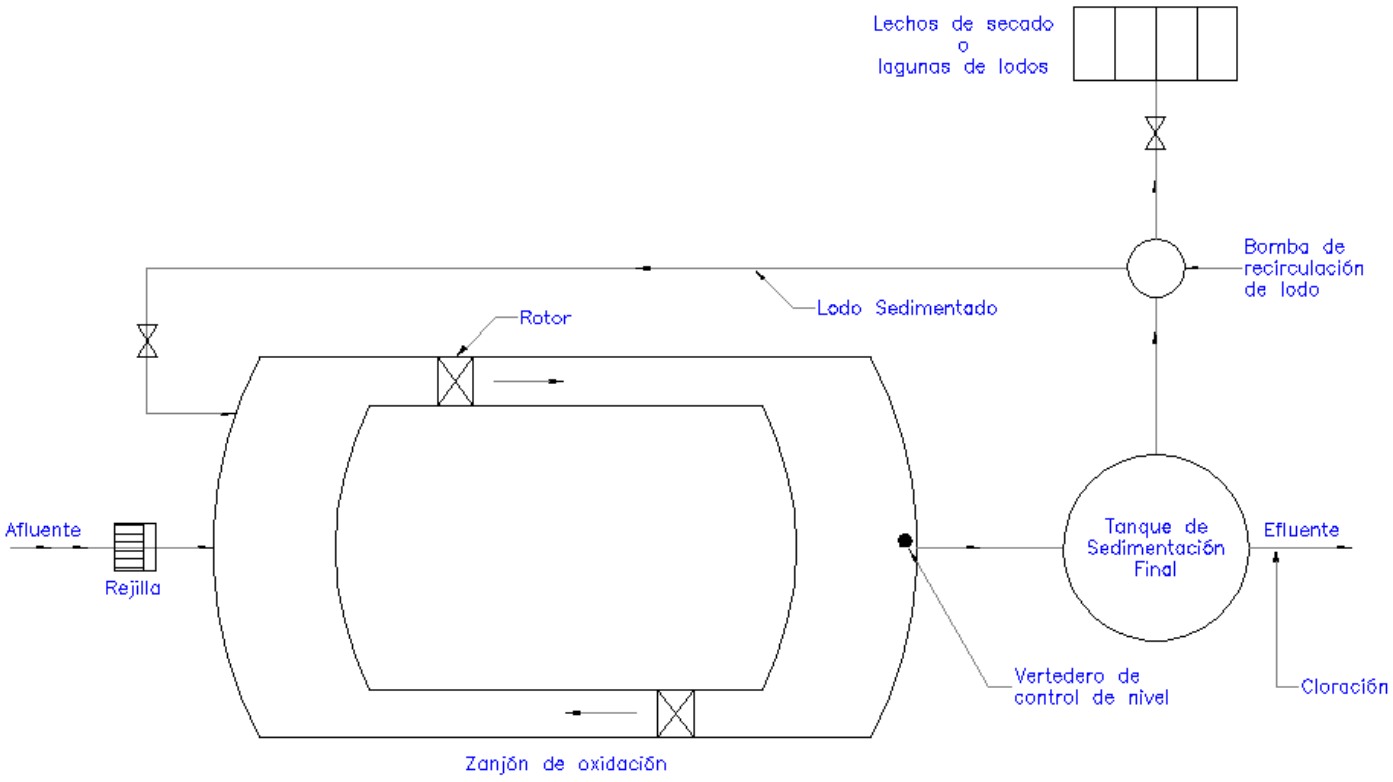


FIG. XI–29
Planta de tratamiento con zanja de oxidación

CAPÍTULO XII

DESINFECCIÓN

12.1 Generalidades

El proceso de desinfección debe realizarse en el efluente de plantas de tratamiento, cuando éste pueda crear peligros para la salud en las comunidades aguas abajo de la descarga.

De todos los desinfectantes empleados, el cloro es el más ampliamente utilizado. La razón es que satisface la mayoría de los requisitos establecidos para el proceso de desinfección.

12.2 Información requerida

Cualquiera que sea el proceso de desinfección que se utilice, deberá tomarse en consideración lo siguiente:

- Caudal de aguas residuales a tratar.
- Calidad final deseada del agua residual tratada.
- Tasa de aplicación y demanda.
- El pH del agua residual a desinfectarse.
- Costos del equipo y suministros.
- Disponibilidad.

12.3 Cloración

1- Equipos

En el caso de que las exigencias de tratamiento así lo requieran, se deberá proveer el equipo adecuado para clorar el efluente.

Para el nivel alto de complejidad, los cloradores deben ser de la capacidad adecuada y tipo automático. Deben proveerse instalaciones adicionales automáticas para regular y registrar gráficamente el cloro residual. El sistema de cloración automática depende del cuerpo de agua receptor, del efluente de la planta y será controlado por el caudal.

La capacidad requerida del clorador variará, dependiendo de los usos y de los puntos de aplicación del desinfectante. Para desinfección, la capacidad instalada debe ser suficiente, para producir una concentración residual de cloro en el efluente de la planta, determinado por un método estándar, de manera que reduzca la concentración de coliformes satisfactoriamente y sea consistente con los valores especificados para el cuerpo de agua receptor.

Debe existir un equipo de reserva disponible, con suficiente capacidad para reemplazar la unidad de mayor tamaño durante paros por averías. Debe haber suficientes repuestos disponibles, para aquellas piezas sujetas a desgastes y roturas, para todos los cloradores.

2- Dosificación

La dosis de cloro para desinfección normal de aguas residuales domésticas se muestran en la tabla de la página siguiente:

XII-1 **12-1**

DOSIS DE CLORO PARA DESINFECCIÓN NORMAL DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS

Tratamiento	**Dosis de cloro para diseño (mg/L)**
Precloración	20 – 25
Agua residual no tratada	
Fresca	6 – 15
Séptica	12 – 30
Efluente primario	8 – 20
Efluente de filtro percolador	3 – 15
Efluente de filtro de arena	1 – 6
Zanjas de oxidación	2 – 8

3- Punto de aplicación

El cloro debe poderse aplicar en dos etapas en caso de ser necesario: antes del tanque de sedimentación secundaria y después de éste.

4- Tiempo de contacto

El período de contacto en la cámara de cloración no será menor de 30 minutos con base en el caudal medio diario.

Después de una mezcla rápida sustancial debe proveerse un tiempo de contacto mínimo de quince minutos en el caudal máximo horario o la tasa máxima de bombeo.

5- Consideraciones hidráulicas

Equipo alimentador

- Debe haber un suministro abundante de agua para la operación del clorador. Cuando la presión del agua en el clorador sea menor 1.76 kg/cm^2, se requiere una bomba de refuerzo, debe proveerse dos equipos y cuando sea necesario un generador de energía de reserva.

Tubería y conexiones

- Los sistemas de tubería deben ser lo más simples posible, seleccionados y manufacturados especialmente para el servicio de cloro, con un mínimo de juntas y bien sujetados. Deben utilizarse tuberías resistentes a la acción corrosiva del cloro.

Tanque de contacto

- El tanque de contacto debe ser diseñado de manera que reduzca al mínimo los cortos circuitos. Deben proveerse tabiques para encausar y dirigir el flujo. El desagüe, debe estar provisto de válvula. El punto de descarga debe asegurar tratamiento adecuado al agua del

desagüe, lo cual puede requerir bombeo. Debe proveerse dos unidades para el contacto de cloro. Se debe instalar unidad de lavado para la limpieza de las cámaras.

CAPÍTULO XIII

MANEJO TRATAMIENTO Y DISPOSICIÓN DE LODOS

13.1 Generalidades

En todos los procesos de tratamiento de aguas residuales debe contemplarse el manejo de lodos. Para esto, deben presentarse balances de masa de los procesos con el conjunto de operaciones de tratamiento de agua y lodos. Los efluentes líquidos de las diferentes operaciones del proceso de lodos deben integrarse en los balances de masa del proceso de tratamiento de líquidos. Además deberán tenerse en cuenta las consideraciones siguientes:

- Dichos efluentes no deben descargarse a cuerpos de agua superficiales o subterráneos.
- Los lodos primarios deben estabilizarse.
- Se debe establecer un programa de control de olores.
- Se debe establecer un programa de control de vectores.

13.2 Caracterización

Todos los lodos crudos tienen un contenido bajo de sólidos (1 – 6%); por eso, la disposición de su pequeño contenido de sólidos requiere el manejo de un gran volumen de lodo.

Las características de los lodos varían mucho dependiendo de su origen, de su edad, del tipo de proceso del cual provienen y de la fuente original de los mismos.

Se deberá hacer, para cada caso particular, una caracterización de los siguientes parámetros en lodos:

- Sólidos totales
- Sólidos suspendidos
- Nitrógeno total Kjeldalh
- Fósforo
- Metales (cromo, plomo, mercurio, cadmio, níquel, cobre y zinc)

La cantidad de lodo producido es muy variable, dependiendo del proceso de tratamiento usado y de la concentración de aguas residuales; en las tablas 13-1 y 13-2 se resumen valores típicos de las cantidades y características de los lodos producidos por diferentes procesos de tratamiento de aguas residuales. En la tabla 13-3 se presentan las concentraciones típicas de DBO y de sólidos suspendidos de los caudales de reciclaje de los procesos de tratamiento de lodos.

TABLA 13-1

CARACTERÍSTICAS DE LOS LODOS

Proceso	% humedad del lodo		Densidad relativa	
	Intervalo	Típico	Sólidos	Lodo
Sedimentación primaria	88 – 96	95	1.4	1.02
Filtro percolador	91 – 95	93	1.5	1.025
Precipitación química	-	93	1.7	1.03
Lodos activados	90 – 93	92	1.3	1.005
Tanques sépticos	-	93	1.7	1.03
Tanques Imhoff	90 – 95	90	1.6	1.04
Aireación prolongada	88 – 92	90	1.3	1.015
Lodo primario digerido		93	1.4	1.02
Anaerobiamente	90 – 95			
Laguna aireada	88 – 92	90	1.3	1.01
Lodo primario digerido				
aerobiamente	93 – 97	96	1.4	1.012

El volumen de lodo depende principalmente de su contenido de agua y muy poco del carácter del material sólido. El contenido de agua se expresa normalmente como porcentaje en masa. Mediante evaporación de la humedad e ignición del residuo se determina la fracción volátil y fija de los sólidos (porción orgánica y mineral).

Para el cálculo de las cantidades másicas y volumétricas de los lodos se utilizan las ecuaciones siguientes:

$$V_L = V_a + V_s$$

$$M_L = M_s/P_s$$

$$V_L = M_s/\rho S_L P_s$$

$$M_s = M_f + M_v$$

$$V_s = V_f + V_v$$

$$M_s/S_s\rho = M_f/S_f\rho + M_v/S_v\rho$$

$$1/S_s = P_f/S_f + P_v/S_v$$

$$1/S_L = P_s/S_s + P_a/S_a$$

Donde: V_L = volumen del lodo, m^3

V_a = volumen del agua, m^3

V_s = volumen de sólidos, m^3

M_L = masa del lodo, kg
M_s = masa de sólidos, kg
M_f = masa de sólidos fijos, kg
M_v = masa de sólidos volátiles, kg
S_s = densidad relativa de los sólidos
S_f = densidad relativa de los sólidos fijos
S_v = Densidad relativa de los sólidos volátiles
S_L = densidad relativa del lodo
S_a = densidad relativa del agua, igual a 1.0
P_f = % de sólidos fijos, en fracción decimal
P_v = % de sólidos volátiles, en fracción decimal
P_s = % de sólidos del lodo, en fracción decimal
P_a = % de agua del lodo, en fracción decimal
ρ = densidad del agua, kg/m^3

Para cálculos aproximados del volumen de lodo en función de su contenido de sólidos se utiliza la ecuación siguiente:

$$\frac{V_1}{V_2} = \frac{P_2}{P_1}$$

Donde: V_1, V_2 = volúmenes de lodo
P_1, P_2 = porcentaje de sólidos

TABLA 13-2

CARACTERÍSTICAS DE LOS SÓLIDOS Y LODOS PRODUCIDOS EN EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Sólidos o lodo	Descripción
Sólidos gruesos del cribado	Incluye material orgánico e inorgánico grueso retenido sobre la rejilla.
Arena y material del desarenador	Incluye arena y sólidos pesados de sedimentación rápida; pueden contener materia orgánica, especialmente grasas.
Espuma y grasa	Incluye el material flotable desnatado, de la superficie de tanques de sedimentación; pueden contener grasas y aceites, residuos de origen vegetal y mineral, en general materiales de densidad relativa menor de 1.0
Lodo primario	Lodo gris pegajoso, de olor ofensivo, proveniente de los sedimentadores primarios, generalmente fácil de digerir.
Lodo químico	Lodo precipitado químicamente con sales metálicas, de color oscuro, a veces rojo superficialmente cuando hay mucho hierro. El lodo de cal es carmelita grisoso. Su olor no es tan desagradable como el del lodo primario, generalmente gelatinoso por los hidróxidos de hierro o aluminio. Se puede descomponer como los lodos primarios, pero a menor velocidad, con producción de gas e incremento de su densidad para tiempos prolongados de retención.

Continuación TABLA 13-2

Sólidos o lodo	Descripción
Lodo activado	De color carmelita y floculento. Si es oscuro puede ser séptico. Si el color es claro puede estar subaireado y sedimentar lentamente. En buenas condiciones no tiene olor ofensivo y huele a tierra. Se vuelve séptico muy rápido. Digerible solo o combinado con lodo primario.
Lodo de filtros percoladores	Lodo carmelita floculento, relativamente inofensivo cuando está fresco. Generalmente de descomposición más lenta que otros lodos crudos. Cuando contiene muchos gusanos se hace inofensivo rápidamente. De digestión fácil.
Lodo digerido aerobiamente	De color carmelita a carmelita oscuro y de apariencia floculenta. Olor inofensivo a moho. De secado fácil sobre lechos de arena.
Lodo digerido anaerobiamente	De color carmelita oscuro a negro, con contenido alto de gas. Bien digerido no es ofensivo, huele a alquitrán, caucho quemado o cera sellante. Al colocarlo sobre lechos de secado, el gas, inicialmente, levanta sus sólidos dejando un manto de agua clara que drena rápidamente y asienta los sólidos sobre el lecho. A medida que se va secando, los gases se pierden y se obtiene una pasta agrietada con olor semejante al de tierra de jardinería.
Lodo compostado	El lodo compostado es carmelita oscuro o negro, aunque su color puede depender del llenante usado, aserrín, tamo u otro. De olor inofensivo, se parece al suelo o tierra de jardinería.
Lodo de tanques sépticos	Lodo negro, ofensivo si no está bien digerido, de mal olor por la presencia de gases como el ácido sulfhídrico. Se puede secar sobre lechos de arena, colocándolos en capas delgadas.

TABLA 13-3

CONCENTRACIONES TÍPICAS DE SÓLIDOS Y DE DBO EN PROCESOS DE TRATAMIENTO DE LODOS

Proceso	% de sólidos del lodo		Flujo recirculado			
			DBO, mg/L		SS, mg/L	
	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico
Espesamiento por gravedad						
Lodo primario	4 – 10	6	100 – 400	250	80 – 300	200
Lodo primario + lodo activado	2 – 6	4	60 – 400	300	100 – 350	250
Espesamiento por FAD	3 – 6	4	50 – 400	250	100 – 600	300
Con acondicionamiento	3 – 6	4	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	3 – 6	4	-	-	-	-
Espesamiento por centrifugación						
Con acondicionamiento	4 – 8	5	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	3 – 6	4	-	-	-	-
Con lodo activado de aire	-	-	400 – 1,200	800	500 – 1,500	800
Con lodo activado de oxígeno	-	-	1,200 – 1,600	1,400	1,500 – 2,000	1,600
Con lodo crudo	-	-	1,000 – 10,000	5,000	2,000 – 10,000	5,000
Con lodo digerido	-	-	1,000 – 10,000	5,000	2,000 – 15,000	5,000
Filtración al vacío						
Con acondicionamiento	15 – 30	20	-	-	-	-
Con lodo crudo	-	-	500 – 5,000	1,000	1,000 – 5,000	2,000
Con lodo digerido	-	-	500 – 5,000	2,000	1,000 – 20,000	4,000
Filtro prensa de correa						
Con acondicionamiento	15 – 30	22	-	-	-	-
Con lodo crudo	-	-	50 – 500	300	200 – 2,000	1,000
Con lodo digerido	-	-	50 – 500	300	200 – 2,000	1,000
Filtro prensa de placas						
Con acondicionamiento	20 – 50	36	-	-	-	-
Secado con centrífuga						
Con acondicionamiento	10 – 35	22	-	-	-	-
Sin acondicionamiento	10 – 30	18	-	-	-	-
Digestión anaerobia						
Tasa estándar	-	-	500 – 1,000	800	1,000 – 5,000	3,000
Tasa alta	-	-	2,000 – 5,000	4,000	1,000 – 10,000	6,000
Digestión aerobia	-	-	200 – 5,000	500	1,000 – 10,000	3,400

13.3 Flujo de lodos

Los lodos de una planta de tratamiento de aguas residuales requieren transporte para su tratamiento y disposición. Entre las bombas más usadas para impulsar lodos en plantas de tratamiento residuales se señalan las siguientes:

1- **Bombas de émbolo**, se consiguen con uno, dos o tres embolos, con capacidad de 2.5 a 3.8 L/s por émbolo, velocidades entre 40 y 50 rpm y carga entre 24 y 70 m. Son bombas

de uso muy frecuente y satisfactorio, permiten cargas de succión hasta 3 m y son autocebantes.

2- **Bombas de cavidad progresiva**, se han utilizado con éxito en prácticamente todas las clases de lodo. Son autocebantes, con cargas de succión hasta 8.5 m, caudales hasta 75 L/s y alturas de descarga hasta 137 m. Sus costos de mantenimiento son altos.

3- **Bombas centrifugas inatascable**, son de uso común para el bombeo de lodos. Requieren una selección cuidadosa para que operen óptimamente. Debe tenerse en cuenta que los cambios en las características de los lodos hacen variable la carga de bombeo y, por consiguiente, el caudal a impulsar. Es esencial equipar esta clase de bombas con motores de velocidad variable. Las bombas deben tener capacidad suficiente para evitar el bombeo de lodo diluido debido al gran volumen de agua existente sobre el manto de lodo.

4- **Bombas centrifugas de vórtice**, estas bombas poseen un impulsor rotativo que desarrolla un vórtice dentro del lodo, haciendo que la fuerza impulsora principal sea el mismo líquido. El tamaño de partículas que estas bombas pueden manejar lo define el diámetro de la succión y la descarga. Su elección debe ser muy cuidadosa debido a que estas bombas operan en un intervalo muy estrecho de carga de bombeo para velocidad determinada de rotación. Cuando la operación depende mucho de condiciones diferentes de carga de impulsión, se recomienda usar bombas de velocidad variable.

5- **Bombas de diafragma**, éstas utilizan una membrana flexible para contraer y agrandar una cavidad cerrada, a través de la cual se dirige el flujo mediante válvulas de retención. Son de baja capacidad hasta 14 L/s contra cargas de bombeo de 15 m.

6- **Bombas de pistón de alta presión**, se utilizan en instalaciones en la que la altura manométrica es muy elevada, tales como el bombeo de lodos a larga distancia, su funcionamiento es similar al de las bombas de émbolo. Las ventajas de este tipo de bombas son: a) permiten bombear caudales relativamente pequeños hasta presiones de 13.8 Mpa; b) permiten la circulación de sólidos gruesos, de tamaños hasta el diámetro de la conducción; c) permiten trabajar con diferentes concentraciones de sólidos y d) el bombeo se puede efectuar en una sola etapa. Sin embargo, este tipo de bombas son de costo muy elevado.

7- **Bombas de pistones rotativos**, son bombas de desplazamiento positivo en la que dos lóbulos giratorios sincronizados impulsan el líquido a través de la bomba. La velocidad de rotación y los esfuerzos tangenciales son pequeños. Una de las ventajas de este tipo de bombas es que la sustitución de los lóbulos es menos costosa que la del rotor y del estátor de las bombas de capacidad progresiva. Este tipo de bombas, como el resto de las bombas de desplazamiento positivo, requiere protección contra la obturación de las tuberías.

13.3.1 Aplicación de las bombas para los diferentes tipos de lodos.

Los tipos de lodos a bombear son: lodos primarios, lodos químicos, lodos procedentes de filtros percoladores y lodos activados, espesados y digeridos. También, es necesario bombear la espuma que se acumula en diferentes puntos de las plantas de tratamiento. En la tabla siguiente, se resume la aplicación de las bombas a los diferentes tipos de lodos.

XIII-6 **-4**

BOMBAS A UTILIZAR SEGUN LOS TIPOS DE LODOS

Tipo de lodo	**Bomba aplicable**
Basuras trituradas	Se debe evitar el bombeo de basura.
Arenas	De vórtice; inatascable.
Espumas	De pistón; de cavidad progresiva; diafragma; centrifuga.
Lodo primario	De pistón; vórtice; diafragma; de cavidad progresiva; de pistones rotativos.
Precipitación química	Las mismas que para lodo primario.
Lodo digerido	De pistón; vórtice; de cavidad progresiva; de diafragma; de pistón de alta presión; de pistones rotativos.
Lodo de filtros percoladores	Centrifuga inatascable; vórtice; de cavidad progresiva; de pistón; de diafragma.
Lodo activado de retorno o en exceso	Centrifuga inatascable; de cavidad progresiva; de pistón; de diafragma.
Lodo espesado o concentrado	De pistón; de cavidad progresiva; de diafragma; de pistón de alta presión; de pistones rotativos.

13.3.2 Determinación de la pérdida de carga.

La pérdida de carga que se produce en el bombeo de lodos depende de las propiedades de flujo del lodo, del diámetro de la conducción, de la velocidad del flujo, del contenido y tipo de sólidos y de la temperatura. Se ha observado que las pérdidas de carga aumentan con el contenido de sólidos, con la mayor presencia de materia volátil y con la disminución de la temperatura. El bombeo del lodo puede presentar dificultades cuando el producto de los porcentajes de materia orgánica y de sólidos sea superior a 600.

El diámetro mínimo deseable de tubería para lodos es de 15 cm.

Los lodos diluidos, concentraciones de sólidos menores del 3%, se comportan como el agua, es decir, se pueden considerar fluidos newtonianos; sin embargo, los lodos concentrados son fluidos no newtonianos y la pérdida de carga no es proporcional a la velocidad de flujo debido a que la viscosidad no es constante.

Para cálculos aproximados de pérdidas por fricción se puede considerar la pérdida igual a la calculada para el agua, multiplicada por un factor K que depende del contenido de sólidos y de la velocidad de flujo. En tabla siguiente se indican valores de K, para velocidades de flujo entre 0.8 y 2.4 m/s la más recomendadas para diseño de tuberías para lodos. Se usa un valor mínimo de 0.8 m/s para asegurar flujo laminar y garantizar un cor XIII-7 de flujo del lodo similar al del agua y no mayor de 2.4 m/s para prev de fricción altas y problemas de abrasión.

TABLA 13-5
FACTOR MULTIPLICADOR DE PÉRDIDA DE CARGA

% de sólidos del lodo	Factor K	
	Lodo digerido	Lodos primarios crudos y lodos concentrados
1	1.00	1.25
2	1.10	1.75
3	1.25	2.20
4	1.50	2.80
5	1.80	3.50
6	2.00	4.50
7	2.20	5.80
8	2.80	7.50
9	3.20	11.50
10	4.00	13.00

13.3.3 Conducción para lodos

Las conducciones convencionales con revestimiento para transporte de lodo no deben ser de diámetro inferior a 150 mm, aunque se han usado con resultado satisfactorios tuberías de vidrio de menor diámetro. A no ser que las velocidades superen los valores de 1.5–1.8 m/s, situación en las que las tuberías se dimensionarán de modo que puedan mantener estas velocidades, las tuberías no requieren diámetros superiores a los 200 mm. Las tuberías que funcionen por gravedad no deben ser de diámetro inferior a 200 mm. Se deberá disponer cierto número de puntos de acceso para limpieza en forma de pieza T dotadas de bridas ciegas, en lugar de codos, lo cual permitirá la introducción de varillas de limpieza si es necesario. Las conexiones a las bombas no deberán ser de diámetro inferior a 100 mm.

En las plantas de tratamiento, las pérdidas por fricción suelen ser bajas debido a la corta longitud de las tuberías y pueden adoptar factores de seguridad amplios. En el proyecto de conducciones, para el transporte de lodos, de mayor longitud, se deben considerar aspectos especiales de diseño tales como: 1) instalación de dos tuberías, salvo que se pueda cerrar la conducción durante varios días sin que eso provoque grandes problemas; 2) provisión de medidas contra la corrosión y cargas externas sobre la tubería; 3) inclusión de instalaciones que permitan agua de dilución para el lavado de la conducción; 4) adopción de medidas que permitan introducir en la planta un sistema de limpieza de conducciones; 5) adopción de medidas que permitan la inyección de vapor; 6) provisión de válvulas de purga de aire y agua en

los puntos altos y bajos, respectivamente y 7) consideración de los posibles efectos del golpe de ariete.

13.4 Producción de lodos

XIII-8

La cantidad de lodos activados produc del peso de los sólidos del lodo y de su concentración. La masa de lodo activado producido en el proceso es función de:

- La cantidad de materia orgánica removida en el proceso.
- La masa de microorganismos en el sistema.
- Los sólidos suspendidos biológicamente inertes del afluente al proceso.
- La pérdida de sólidos suspendidos en el efluente.

Para cuantificar la producción de lodos activados se utiliza la ecuación siguiente:

$$P_x = Q\left[\frac{Y(S_o - S_e)}{1 + k_d\,\theta_c} + SS_f + SS_{VNB}\right]10^{-3}$$

Donde: P_x = masa de sólidos totales desechados,, kg/d

Q = caudal de aguas residuales, m^3/d

Y = coeficiente máximo de producción de biomasa, generalmente entre 0.4 y 0.8 (típico 0.6) kg SSV/kg DBOR o 0.25 a 0.4 kg SSV/kg DQOR

S_o = DBO soluble del afluente, mg/L

S_e = DBO soluble del efluente, mg/L

θ_c = edad de lodos, d

k_d = constante de declinación endógena, generalmente entre 0.04 y 0.075 d^{-1} (típico 0.06)

SS_f = sólidos suspendidos fijos del afluente, mg/L

SS_{VNB} = sólidos suspendidos volátiles no biodegradables del afluente, mg/L

Para aplicar esta ecuación es necesario conocer Y y k_d. Estas constantes es mejor evaluarlas experimentalmente, aunque se pueden conocer a partir de la literatura existente al respecto, además es necesario valorar los sólidos suspendidos fijos y los suspendidos volátiles no biodegradable del afluente. Los primeros se pueden suponer iguales a un 20 a 25% de los sólidos totales. Para los segundos se supone generalmente un valor del orden de 10 mg/L, en muchos cálculos se ignoran porque se considera que son absorbidos rápidamente sobre la biomasa y fácilmente hidrolizados.

En la tabla 13-6 se incluyen valores típicos de cantidades de sólidos per cápita y de concentraciones de sólidos para diferentes lodos provenientes de diversos tipos de plantas de tratamiento de aguas residuales.

TABLA 13-6

CANTIDADES Y CONCENT XIII-9 **DE SÓLIDOS EN LODOS**

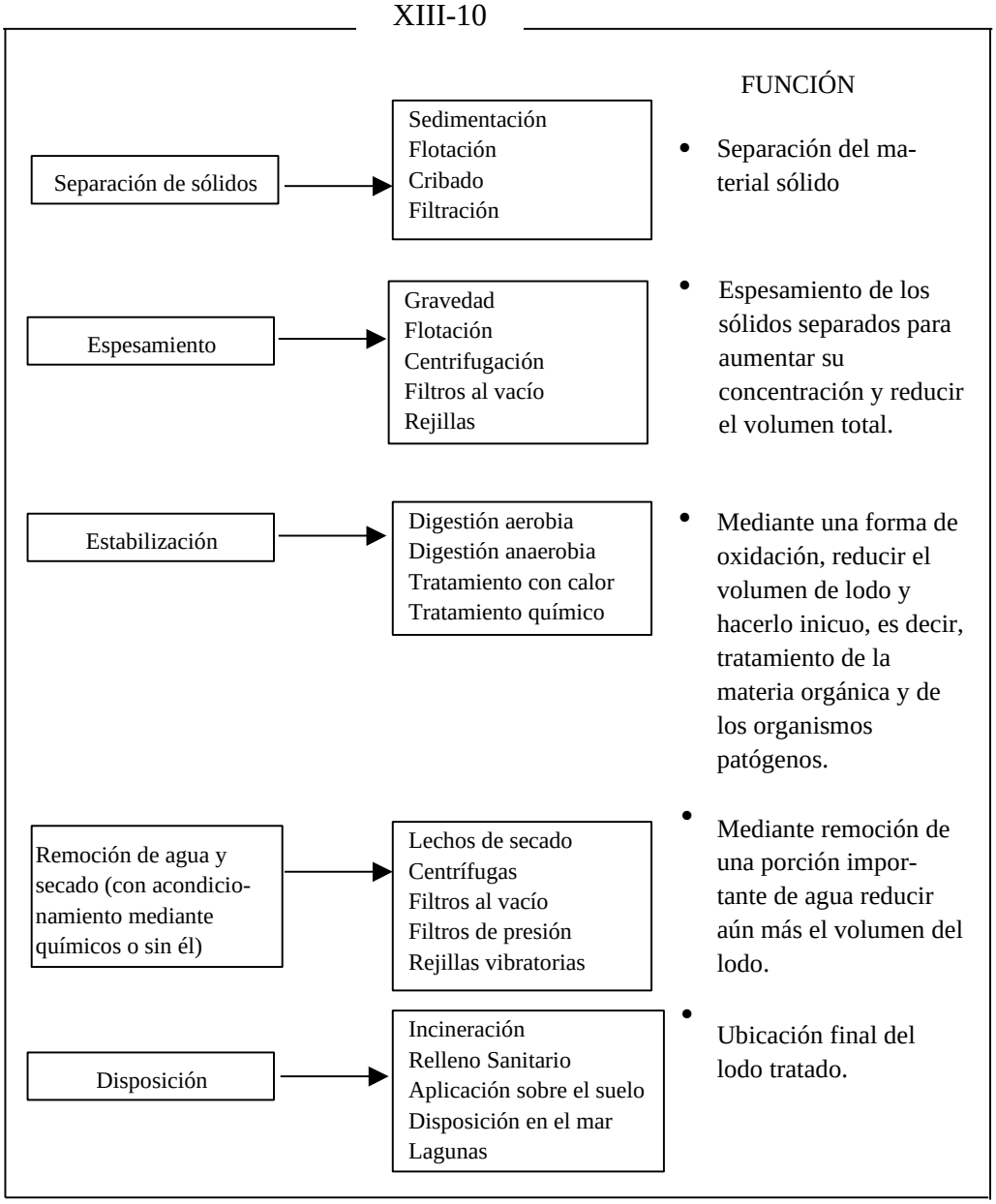
Tipo de tratamiento y de lodo	Sólidos secos g/cd	Contenido de sólidos %
Sedimentación simple		
Crudo, húmedo	54	2.5 – 5
Digerido, húmedo	34	10 – 15
Digerido, secado al aire	34	45
Lodos activados		
Convencional, húmedo	31	0.5 – 1.5
Primario y convencional, húmedo	85	4 – 5
Primario digerido y convencional, húmedo	55	6 – 8
Primario digerido y convencional, secado al aire	55	45
Convencional espesado, húmedo	31	1 – 2
Convencional espesado digerido, húmedo	20	2 – 3
Filtro percolador de tasa alta		
Secundario, húmedo	20	5
Primario y secundario, húmedo	74	5
Primario y secundario digerido, húmedo	48	10
Primario y secundario digerido, secado al aire	48	45
Filtro percolador de tasa estándar		
Secundario, húmedo	13	5 – 10
Primario y secundario, húmedo	67	3 – 6
Primario y secundario digerido, húmedo	43	10
Primario y secundario digerido, secado al aire	43	45
Precipitación química		
Crudo, húmedo	90	2 – 5
Digerido	57	10

13.5 Métodos de tratamiento de lodos

13.5.1 Generalidades

El tratamiento y disposición eficaz de los lodos de una planta de tratamiento de aguas residuales requiere conocer las características de los sólidos y del lodo por procesar, así como la aptitud de los diferentes sistemas de procesamiento y la facilidad de acceso a las diferentes opciones de disposición final. En el esquema siguiente se describe la función principal de los procesos de tratamiento de lodos.

XIII-10



El método más usado para manejo de lodos de aguas residuales es el de **aplicación sobre el suelo**, posiblemente por su bajo costo y porque en este método el lodo es un recurso y no solamente un desecho. Le sigue en importancia la **incineración**, método ventajoso por la alta reducción de volumen que se logra, eliminación de residuos orgánicos peligrosos y organismos patógenos; sin embargo tiene como desventajas el alto costo del combustible y la necesidad de secar el lodo antes de incinerarlo. El método de disposición en **el mar** es el más controvertido, en la actualidad se tiende a evitar su utilización.

13.5.2 Espesamiento de lodos de aguas residuales.

El espesamiento es, generalmente, la primera etapa del tratamiento de lodos. Se utiliza espesamiento por gravedad o por flotación con aire disuelto para mejorar la operación de los digestores, rebajar el costo de digestión y reducir el volumen de lodo.

13.5.2.1 Espesamiento por gravedad.

El diseñador debe tener en cue XIII-11 entes factores importantes en el diseño de espesadores por gravedad: 1)Fuente y características de los lodos, 2)Naturaleza y extensión de la floculación, incluyendo floculación inducida por aditivos químicos, 3)Sólidos suspendidos en el caudal de la coagulación-floculación a espesar y el impacto de la recirculación de finos sobre el desarrollo de la planta, 4)Carga de sólidos, 5)Tiempo de retención de los sólidos en la zona de espesamiento o lecho de lodos, 6)Profundidad del manto de lodos, 7)Tiempo de retención hidráulica y tasa de carga superficial, 8)Tasa de extracción de lodo, 9)Forma del tanque, incluyendo pendiente del fondo, 10)Disposición física de la alimentación y de la tubería de entrada y 11)Disposición de la tubería de extracción de lodos y velocidades locales alrededor de ésta. Además se recomienda el uso de espesadores de planta circular para el proceso.

1. Consideraciones hidráulicas.
   La entrada al espesador debe diseñarse de modo que se minimice la turbulencia. El diseñador está en libertad para ubicar esta estructura, siempre y cuando cumpla esta condición.

2. Tasa de desbordamiento superficial.
   En la tabla 13-7 aparecen los valores de TDS que recomiendan.

TABLA 13-7
TASAS DE DESBORDAMIENTO SUPERFICIAL RECOMENDADAS

Tipo de lodo	Tasa de desbordamiento superficial (m^3/m^2 d)
Primario	33
Primario y activado de desecho	33
Activado de desecho	33
Primario y activado de desecho tratado con calor	16

3. Tasa de carga másica (TCM)
   La carga másica de diseño debe encontrarse por ensayos de laboratorio cuando esto sea posible. En la tabla 13-8 aparecen los valores de TCM que se recomiendan.

4. Altura
   Se recomiendan alturas entre 2 y 5 m para los espesadores circulares.

5. Almacenamiento de lodo
   Se recomienda dejar profundidades del manto de lodos entre 1 y 2 m, medida esta profundidad en la pared del digestor. En la mayoría de los casos, se recomienda que el manto de lodos se mantenga a una altura un poco por debajo de la parte inferior del alimentador.

6. Disposición del sobrenadante.

Este debe circularse a la entrada de la planta y su efecto debe considerarse en el diseño global.

XIII-12

TABLA 13-8
TASAS DE CARGA MÁSICA RECOMENDADAS

Tipo de lodo	**Carga másica (kg/m^2 d)**
Lodos separados	
Primario (PRI)	100 – 150
Filtros percoladores (FP)	40 – 50
Biodiscos (B)	35 – 50
Lodos activados de desecho (LAD)	
LAD – aire	20 – 40
LAD – oxígeno	20 – 40
LAD – aireación extendida	25 – 40
Lodos digeridos anaerobiamente provenientes del digestor primario	120
Lodos térmicamente acondicionados	
PRI solamente	200 – 250
PRI + LAD	150 – 200
LAD solamente	100 – 150

7. Control de Olores

   Para minimizar problemas de olores, se recomienda que el espesador se coloque donde pueda recibir frecuente atención operacional, pero suficientemente lejos de los límites de la planta para evitar acercamientos casuales. Se recomienda una distancia de amortiguamiento de 300 m. Cuando existan impactos ambientales por olores se deben cubrir los espesadores y el gas se debe recoger y tratarlo adecuadamente.

13.5.2.2 Espesamiento por flotación

Este método, se aplica a los lodos gelatinosos como los lodos activados y a los lodos livianos de filtros percoladores. Para los lodos primarios y combinados se prefiere espesamiento por gravedad. Existen tres variantes básicas del proceso de espesado por flotación: flotación por aire disuelto (FAD), flotación al vacío y flotación por dispersión de aire; siendo el primero el más empleado.

En el sistema FAD se hace una presurización de una porción del subnatante del tanque de flotación y se mezcla con los lodos afluentes antes de su entrada en la unidad de flotación. El caudal recirculado puede ser hasta el 100% del afluente y presurizado entre 280 y 480 kPa. El aire se introduce al tanque de saturación y se disuelve en el caudal recirculado. La tubería de recirculación se calcula para producir una velocidad de flujo de 2 a 3 m/s y se fabrica generalmente en acero al carbón calibre 40 a 80. En general, una profundidad del lodo flotante de 0.3 a 0.6 m es suficiente para maximizar su contenido de sólidos.

El uso de polímeros, en dosis típicas de 2 a 5 kg de polímero seco por tonelada de sólidos secos dosificados, puede mejorar el rendimiento de un sistema FAD.

Los espesadores por flotación se construyen de forma rectangular o circular, de 9 a 170 m^2 de área con relaciones longitud/ancho de 3/1 a 4/1 o de 30 a 130 m^2, con diámetros de 6 a 13 m. Las unidades circulares son preferidas en plantas pequeñas y medianas, y las rectangulares en plantas donde la disponibilidad de terreno es escasa. La unidad de flotación deberá poseer pantallas para paso por debajo del efluente clarificado y un vertedero de rebose para desc XIII-13 de salida. El vertedero controla el nivel del líquido dentro del tanque de flotación, con respecto a la caja de recolección del lodo flotante y permite regular la capacidad y el rendimiento de la unidad de flotación. En la tabla 13-9 se muestran las cargas típicas con las cuales los espesadores por flotación pueden funcionar.

TABLA 13-9
CARGAS DE SÓLIDOS TÍPICAS PARA FLOTACIÓN POR AIRE DISUELTO

Tipo de lodo	Carga, $kg/m^2 \cdot d$	
	Sin adición de reactivos	**Con adición de reactivos**
Lodo activado con aire	49	hasta 220
Lodo activado con oxígeno puro	68–98	hasta 270
Lodo de filtros percoladores	68–98	hasta 220
Lodo primario + Lodo activado con aire	68–145	hasta 220
Lodo primario + Lodo de filtros percoladores	98–146	hasta 290
Unicamente lodo activado	98–146	hasta 290

13.5.2.3 Espesamiento por centrifugación

Las centrifugas se utilizan, tanto para espesar lodos como para deshidratarlos. Su aplicación para el espesado se suele limitar al espesado de lodos activados. El espesado por centrifugación implica la sedimentación de las partículas de lodo bajo la influencia de las fuerzas centrifugas. Los dos principales tipos de centrifugas empleadas actualmente son la **centrifuga de camisa maciza** y la **centrifuga de cesta**. En condiciones normales, el espesado por centrifuga se puede efectuar sin adición de polímeros. Sin embargo, los costos de energía y de mantenimiento del proceso de espesamiento por centrifugación pueden ser altos. Por lo tanto, este proceso solo resulta atractivo en plantas con capacidad superior a 20,000 m^3/d, en las que el espacio disponible es limitado y se consiga mano de obra calificada, o en la aplicación a lodos difíciles de espesar mediante otros procesos convencionales.

13.5.2.4 Espesamiento por filtros de banda por gravedad

El equipo consiste en una banda que se desplaza sobre unos rodillos accionados por un motor de velocidad variable. El lodo se acondiciona con polímeros y se conduce a una cámara de distribución/alimentación situada en un extremo de la unidad. Este tipo de espesadores se ha empleado para el tratamiento de lodos crudos y digeridos y requiere la adición de polímeros.

13.5.2.5 Espesamiento por tambor rotativo

El equipo de espesamiento mediante tambores rotativos consiste en un sistema de acondicionamiento del lodo activado (incluyendo la alimentación de polímeros) y unos tamices cilíndricos rotativos. El lodo se mezcla con el polímero en el tambor de mezcla y acondicionamiento y a continuación, el lodo acondicionado pasa a una serie de tamices rotativos que separan los sólidos floculados del agua. El lodo espesado sale por un extremo de los tambores, mientras que el agua separada se filtra a través de los tamices. Las ventajas de este tipo de espesadores son el bajo mantenimiento necesario, bajo consumo de energía y reducido espacio necesario.

13.5.3 Estabilización del lodo

La estabilización del lodo se lleva a [illegible] (1) reducir la presencia de patógenos; (2) eliminar los olores desagradables [illegible]ir, reducir, o eliminar su potencial de putrefacción. Los medios de estabilización disponibles para eliminar el desarrollo de estas condiciones desagradables son: (1) reducción biológica del contenido de materia volátil; (2) oxidación química de la materia volátil; (3) adición de agentes químicos para hacer el lodo inadecuado para la supervivencia de los microorganismos y (4) aplicación de calor con el objeto de desinfectar o esterilizar el lodo.

Las tecnologías disponibles para la estabilización del lodo incluyen: (1) estabilización con cal; (2) tratamiento térmico; (3) digestión anaerobia; (4) digestión aerobia y (5) compostaje.

13.5.3.1 Estabilización con cal

En el proceso de estabilización con cal, se añade suficiente cal al lodo para elevar su pH por encima de 12. El valor elevado de pH crea un ambiente que no favorece la supervivencia de los microorganismos. Para la estabilización del lodo con cal, se emplean dos métodos: (1) adición de cal al lodo antes del proceso de deshidratación el cual es conocido con el nombre de "pretratamiento con cal" y (2) adición de cal al lodo después del proceso de deshidratación o "post-tratamiento con cal". Para la estabilización se puede emplear tanto cal hidratada, como cal viva.

1. **Pretratamiento con cal-** El pretratamiento de lodo líquido con cal precisa mayor cantidad de cal por peso unitario de lodo tratado, que la requerida para la deshidratación. Esta mayor dosis de cal es necesaria para conseguir el elevado valor del pH. Para asegurar la destrucción de patógenos, se deberá mantener el pH por encima de 12 durante 2 horas y proporcionar suficiente alcalinidad residual para que el pH no se sitúe por debajo de 11 durante algunos días. En la tabla 13-10 se indican las dosis típicas.

TABLA 13-10

DOSIS TÍPICAS DE CAL PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL LODO LÍQUIDO

Tipo de lodo	Concentración de sólidos, %		Dosis de cal, kg $Ca(OH)_2$/kg sólidos secos	
	Intervalo	Valor medio	Intervalo	Valor medio
Primario	3 – 6	4.3	120 – 340	240
Exceso de lodo activado	1 – 1.5	1.3	420 – 860	600
Mezcla digerida por vía aerobia	6 – 7	6.5	280 – 500	380

Líquido de fosas sépticas	1 – 4.5	2.7	180 – 1,020	400

2. **Post-tratamiento con cal**- En el post-tratamiento con cal del **lodo deshidratado** de aguas residuales, la cal hidratada o viva se mezcla con el lodo deshidratado en un mezclador de paleta, o en un transportador de tornillo, para elevar el pH de la mezcla. En esta aplicación es preferible el uso de cal viva, ya que la reacción con el agua es exotérmica y permite elevar la temperatura de la mezcla por encima de 50 ºC, la cual es suficientemente alta como para inactivar los huevos de gusanos. El sistema de post-tratamiento con cal presenta una serie de ventajas con respecto al sistema de estabilización previo a la desl XIII-15 1) se puede utilizar cal en polvo y por lo tanto, no es necesario añadir agua al lodo deshidratado; (2) no existen necesidades de deshidratación específicas y (3) se eliminan los problemas de formación de depósitos carbonatados y problemas de mantenimiento en los equipos de deshidratación de lodos. El mezclado adecuado es muy importante, para asegurar el contacto entre la cal y las partículas pequeñas de lodo. En los casos en que el mezclado es bueno, el compuesto resultante tiene una textura en forma de migas, lo cual permite su almacenamiento durante largos períodos de tiempo o su fácil distribución sobre el terreno, mediante un distribuidor manual convencional.

13.5.4 Digestión anaerobia de lodos de aguas residuales.

El lodo producido en los procesos de tratamiento de aguas residuales está compuesto de la materia orgánica contenida en el agua residual cruda, en forma diferente, pero también susceptible de descomposición. La digestión de lodos se aplica con el propósito de producir un compuesto final más estable y eliminar cualquier microorganismo patógeno presente en el lodo crudo. La **digestión anaerobia** se usa principalmente para estabilizar lodos primarios y secundarios.

1- **Digestión convencional**- Este proceso se suele efectuar en una sola etapa. Las funciones de digestión, espesado de lodos, y formación de sobrenadantes, se llevan a cabo de forma simultáneas. El lodo crudo se introduce en la zona en la que el lodo está siendo digerido activamente y en la que está liberando gas. El lodo se calienta por medio de un intercambiador de calor externo. Conforme el gas asciende hacia la superficie, arrastra partículas de lodo y otros materiales, tales como grasas y aceites, y acaba formando una capa de espumas. Como resultado de la digestión, el lodo se estratifica formando una capa de sobrenadante por encima del lodo digerido y experimenta un aumento de la mineralización. Como consecuencia de la estratificación y de la ausencia de mezclado íntimo, se utiliza menos del 50% del volumen del digestor convencional de etapa única. Debido a estas limitaciones, este proceso solo se utiliza en pequeñas instalaciones.

2- **Digestión de una etapa y alta carga**- Este proceso difiere del anterior, en que la carga de sólidos es mucho mayor. El lodo se mezcla íntimamente mediante recirculación de gas, mezcladores mecánicos, bombeo o mezcladores con tubos de aspiración y se calienta para conseguir optimizar la velocidad de digestión. A excepción de las mayores cargas y del mejor mezclado, entre el digestor convencional de dos etapas y un digestor de una etapa y alta carga, solo existen algunas diferencias. Los equipos de mezclado deben tener mayor capacidad y poder alcanzar eficazmente hasta el fondo del tanque; las conducciones de gas serán algo mayores, unas pocas tomas para la extracción de lodos

sustituirán a las salidas de sobrenadante y en el caso de digestor de alta carga, el tanque deberá ser más profundo, si es posible, para favorecer el proceso de mezcla.

El bombeo de lodo al digestor se debe llevar a cabo de forma continua o en ciclos de 30 minutos a 2 horas de duración, con el fin de mantener condiciones constantes en el interior del reactor. El lodo que entra desplaza al lodo digerido hasta un tanque de almacenamiento. Debido a que no se produce una separación del sobrenadante y a que los sólidos se reducen en un 45 a 50% liberándose en forma de gas, el lodo digerido suele tener una concentración del orden de la mitad del lodo crudo. Los digestores pueden tener cubiertas fijas o flo XIII-16

3- Digestión en dos etapas- En muchas ocasiones, un digestor de alta carga se combina en serie con un segundo tanque de digestión. En este proceso, el primer tanque se utiliza para la digestión y se provee de dispositivos para el mezclado. El segundo tanque se utiliza para el almacenamiento y concentración del lodo digerido y para la formación de un sobrenadante relativamente clarificado. En muchas ocasiones ambos tanques se construyen idénticos, de tal manera que cualquiera de ellos puede ser el tanque primario. En otros casos, el segundo de los tanques puede ser abierto, no calentado, o una laguna de lodos. Los tanques pueden tener cubiertas fijas o flotantes, al igual que en la digestión de una etapa.

13.5.4.1 Diseño del proceso

Los diferentes métodos empleados para el dimensionamiento de digestores se basan en (1) Concepto de tiempo medio de retención celular. (2) El uso de factores de carga volumétricos. (3) Las reducciones de volumen observadas. (4) Factores de carga basados en la población servida.

1. **Tiempo medio de retención celular.-** Los productos finales de la respiración y oxidación que se producen durante la digestión, son gas metano y dióxido de carbono. La cantidad de metano producido se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$V_{CH4} = \left[0.001Q(S_o - S) - 1.42P_x \right]$$

Donde: V_{CH4} = volumen de metano producido en condiciones normales (0 ºC, 1atm), m^3/d

0.3516= cantidad teórica de CH_4 producida en la conversión completa de un kg de DBOU a CH_4 y CO_2, m^3 CH_4/kg DBOU

Q = caudal, m^3/d

S_o = DBOU del afluente, mg/L

S = DBOU del efluente, mg/L

P_x = masa de tejido celular producido por día, kg/d

La reducción típica de sólidos volátiles en un digestor anaerobio de lodos mezclados (primarios + secundarios) oscila entre 45 y 60%. La masa de tejido celular sintetizado diariamente en el digestor se puede calcular por la siguiente ecuación:

$$P_x = \frac{Y(S_o - S)Q}{1 + k_d \theta_c}$$

Donde: Y = coeficiente de producción, kg/kg

k_d = coeficiente endógeno, d^{-1}

θ_c = tiempo medio de retención celular, d

Los restantes términos, según definición anterior. Valores típicos de θ_c, Y y k_d se muestran en las tablas 13-11 y 13-12.

XIII-17

TABLA 13-11

EDAD DE LODOS PARA DISEÑO DE DIGESTORES ANAEROBIOS DE MEZCLA COMPLETA

Temperatura de operación, ºC	θ_c mínimo, d	θ_c diseño, d
18	11	28
24	8	20
30	6	14
35	4	10
40	4	10

TABLA 13-12

COEFICIENTES CINÉTICOS PARA DIGESTIÓN ANAEROBIA A 20ºC

Sustrato	Coeficiente	Base	Intervalo	Típico
Lodo doméstico	Y	gSSV/gDBO	0.04 – 0.10	0.06
	k_d	d^{-1}	0.02 – 0.04	0.03
Ácido graso	Y	gSSV/gDBO	0.004 – 0.07	0.05
	k_d	d^{-1}	0.03 – 0.05	0.04
Carbohidrato	Y	gSSV/gDBO	0.02 – 0.04	0.024
	k_d	d^{-1}	0.025 – 0.035	0.03
Proteína	Y	gSSV/gDBO	0.05 – 0.09	0.075
	k_d	d^{-1}	0.01 – 0.02	0.014

2- Factores de carga- Uno de los métodos más comúnmente empleado en el dimensionamiento de digestores, consiste en determinar el volumen necesario a partir del factor de carga. Los factores cuyo uso parece estar más extendido se basan en (1) Kilogramos de sólidos volátiles añadidos por día y por metro cúbico de capacidad del digestor y (2) Kilogramos de sólidos volátiles añadidos diariamente por kg de sólidos volátiles contenidos en el digestor.

Idealmente, el tanque de digestión convencional de una sola etapa está estratificado en tres capas: la de sobrenadante en la parte superior, la zona activa de digestión en medio y la de lodo espesado en el fondo. Dado el volumen necesario para el

almacenamiento de lodo digerido, del sobrenadante y de la capacidad en exceso prevista para las fluctuaciones diarias de la carga de lodo. La carga volumétrica de los **digestores de una sola etapa** es baja, en este tipo de tanques, los tiempos de detención, basados en metros cúbicos de lodo bombeado, varían entre 30 y más de 90 días. En el caso de digestores convencionales, las cargas de sólidos recomendadas varían entre 0.5 a 1.6 kg/d.m^3 de sólidos volátiles.

En **digestores de alta carga**, se pueden emplear cargas de sólidos entre 1.6 y 4.0 kg/d.m^3 de sólidos volátiles, con tiempos de retención entre 10 y 20 días. El efecto de la concentración del lodo y el tiempo de retención hidráulica sobre el factor de carga de sólidos volátiles se muestra XIII-18 3-13.

TABLA 13-13

EFECTO DE LA CONCENTRACIÓN DE LODO Y DEL TIEMPO DE RETENCIÓN HIDRÁULICA SOBRE LA CARGA DE SÓLIDOS VOLÁTILES [(1)]

Concentración de lodos	Carga de sólidos volátiles, kg/m^3.d			
%	10 d	12 d	15 d	20 d [(2)]
4	3.04	2.56	2.08	1.60
5	3.84	3.20	2.56	1.92
6	4.48	3.84	3.04	3.24
7	5.28	4.48	3.52	2.72
8	6.08	5.12	4.00	3.04
9	6.89	5.76	4.64	3.36
10	7.69	6.40	5.12	3.84

[(1)] Basado en un contenido de volátiles en el lodo del 75% y peso específico = 1.02
[(2)] Tiempo de retención hidráulica en días

3- Reducción de volumen- Se ha observado que conforme se lleva a cabo la digestión, la extracción de sobrenadante y su retorno al inicio de la planta permiten reducir el volumen de lodo remanente de forma casi exponencial. El volumen del digestor se calcula por la siguiente ecuación:

$$V = \left[V_a - \frac{2}{3}(V_a - V_d) \right] t$$

Donde: V = volumen del digestor, m^3
V_a = volumen de lodo crudo añadido diariamente, m^3
V_d = volumen de lodo digerido extraído diariamente, m^3
t = tiempo de digestión, d

4- Cálculo basado en la población servida- Los digestores también se proyectan sobre una base volumétrica, procurando cierta cantidad de m^3 por persona. Los tiempos de retención empleados varían entre 10 y 20 días para digestores de alta carga y entre 30 y 60 días para digestores convencionales. Estos tiempos de retención son los recomendados para diseños basados en el volumen total de tanque más el volumen adicional necesario para almacenar lodo. En la tabla 13-14 se indican criterios de

diseño típicos para digestores anaeróbicos, cuyas capacidades se deben aumentar en un 60% en el caso de localidades en que el uso de trituradores de residuos de cocina sea generalizado y debe incrementarse sobre una base de población equivalente para prever el efecto de vertidos industriales.

TABLA 13-14

INFORMACIÓN TÍP XIII-19 **L DIMENSIONAMIENTO DE DIGESTORES ANAERÓBICOS**

Parámetro	Digestión Convencional	Digestión de alta carga
Criterios de volumen, m^3/hab		
Lodo primario	0.056 – 0.085	0.037 – 0.057
Lodo primario + lodo de filtros percoladores	0.113 – 0.141	0.074 – 0.093
Lodo primario + lodo activado	0.113 – 0.170	0.074 – 0.113
Carga de sólidos, kg/m^3.d	0.64 – 1.60	1.60 – 3.20
Tiempo de retención de sólidos, d	30 – 60	15 – 20

13.5.4.2 Configuración de los digestores anaeróbicos

Los digestores anaeróbicos son generalmente tanques de forma cilíndrica, rectangulares o de ovoide, estos últimos son de uso común en Europa y su implantación en América es muy reciente.

Los tanques cilíndricos tienen una relación profundidad/diámetro de 0.3 a 0.7 para facilitar la mezcla, fondo cónico con pendientes 1/6 a 1/4 y bocas de extracción de lodos por el centro del cono y uno o más puntos intermedios entre el fondo del digestor y el nivel máximo del agua en el digestor. Se recomienda, dejar un espacio libre adicional de 0.9 a 1.5 m para acumulación de espuma y como borde libre. El cono del fondo no se incluye en el cálculo del volumen útil del digestor para permitir acumulación de arena y material no biodegradable.

13.5.4.3 Mezclado del digestor

Disponer de un mezclado adecuado es uno de los aspectos más importante, para conseguir optimizar el rendimiento del proceso. Para el mezclado del contenido del digestor, se han empleado diferentes sistemas. Los de uso más frecuente incluyen (1) inyección de gas; (2) agitación mecánica, y (3) bombeo mecánico. Los criterios típicos para el diseño se incluyen en la tabla 13-15.

TABLA 13-15

CRITERIOS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE MEZCLA DE DIGESTORES ANAEROBIOS

Parámetro	Definición	Valor
Nivel de potencia	Potencia del equipo por unidad de volumen de digestor.	5 – 8 W/m^3

Flujo unitario de gas	Cantidad de gas suministrado por unidad de volumen de digestor	6.5 – 7.2 $m^3/m^3.d$
Gradiente de velocidad	Raíz cuadrada de la potencia usada por unidad de volumen de digestor dividida por la viscosidad del lodo.	50 – 80 s^{-1}

XIII-20

13.5.5 Digestión aerobia de lodos de aguas residuales

La digestión aerobia de lodos de aguas residuales es el método más usado en plantas con caudales menores de 19,000 m^3/d (220 L/s) para estabilizar su componente orgánico. En plantas grandes no es el método preferido por los altos costos de operación del equipo de aireación. El proceso de digestión aerobia permite reducir la concentración de SV en un 35 a 50%. Tradicionalmente, la edad de lodos ha sido el parámetro básico de diseño.

Los digestores aerobios de lodos de aguas residuales pueden ser rectangulares o circulares; con pendiente en el fondo 1/12 a 1/4 para facilitar la remoción del lodo; profundidad entre 3 y 7.5 m y borde libre de 0.45 a 1.2 m. El sistema de aireación puede ser de aire difuso, turbinas mecánicas sumergidas, aireadores de chorro o sistemas combinados. Los difusores se colocan normalmente cerca del fondo del tanque, a lo largo de una de sus paredes o sobre el fondo del mismo. Para asegurar una mezcla adecuada se requieren usualmente tasas de aireación de 0.33 a 0.67 $L/m^3.s$, o un volumen de digestor aerobio de 90 L/hab.d y un suministro de aire de 30 $m^3/m^3.d$ o de 3.3 m^3/hab.d. El equipo de aireación mecánico puede ser flotante, o montado sobre pontones, de alta o de baja velocidad.

Entre las ventajas del proceso de digestión aerobia de lodos se señalan las siguientes:

- Para plantas de menos de 220 L/s tiene un costo de capital menor al del proceso anaerobio.
- Es más fácil de operar que el proceso anaerobio.
- No genera malos olores.
- Produce un sobre nadante de DBO, SS y NH_3 bajo.
- Reduce el contenido de grasas y aceites en el lodo.
- Reduce bastante el contenido de patógenos.

13.5.5.1 Volumen del digestor aerobio

El volumen del digestor aerobio se puede calcular, en sistemas que no ocurra una nitrificación apreciable, aplicando la siguiente ecuación:

$$V = \frac{Q\left(X_o + YS_o\right)}{X\left(K_d P_v + \frac{1}{\theta_c}\right)}$$

Donde: V = volumen del digestor, m^3
Q = caudal afluente al digestor, m^3/d
X_o = SS del afluente, mg/L
Y = fracción decimal de DBO afluente correspondiente al aporte de lodo primario crudo.

S_o = DBO del afluente, mg/L
X = SS del digestor, mg/L
K_d = constante de reacción, d^{-1}
P_v = fracción decimal SSV del digestor
θ_c = edad de lodos, d

El término YS_o se desprecia cuando no hay aporte de lodo primario al digestor aerobio.

XIII-21

13.5.5.2 Parámetros de diseño de digestores aerobios

En el diseño de digestores aerobios hay que tener en cuenta factores como la temperatura, la reducción de sólidos, el tiempo de retención hidráulico, requerimientos de energía y de mezcla. Los parámetros típicos de diseño se incluyen en la tabla siguiente:

TABLA 13-16

PARÁMETROS DE DISEÑO PARA DIGESTORES AEROBIOS

Parámetro	Valor
Tiempo de retención hidráulico a 20º C, d	
Lodo primario	15 – 20
Lodo activado	10 – 15
Lodo activado sin tratamiento primario	12 – 18
Lodo activado + lodo primario	15 – 20
Lodo primario + lodo filtro percolador	15 – 20
Carga de sólidos, kg SV/M^3 d	1.6 – 4.8
Requisitos de oxígeno, kg O^2/kg de sólidos destruidos	
Tejido celular con nitrificación	2.3
DBO en el lodo primario	1.6 – 1.9
Requisitos de mezcla, W/m^3	20 - 40
Mezcla por aire difuso, m^3/m^3 d	29 – 58
OD residual en el líquido, mg/L	1 – 2
Reducción de sólidos volátiles, %	40 – 50

13.6 Compostaje de lodos

El compostaje es la degradación biológica controlada de materiales orgánicos, hasta formar un compuesto estable, de color oscuro, textura suelta y olor a tierra similar al humus, denominado compost. El proceso puede efectuarse por vía aerobia o anaerobia. El compostaje aerobio acelera el proceso de descomposición del material orgánico y permite obtener altas temperaturas necesarias para la destrucción de patógenos, mientras que el anaerobio va siempre acompañado de malos olores que no se presentan en el primero, por tal razón es poco común hacer compostaje anaerobio.

El proceso de compostaje busca tres objetivos fundamentales:

1.- La conversión biológica del material orgánico putrescible en un compuesto estable.
2.- La destrucción de patógenos gracias a las altas temperaturas alcanzadas durante el proceso.
3.- La reducción másica del material húmedo, a través de la remoción de agua y de sólidos totales volátiles.

Existen diferentes formas de realizar compostaje aerobio de lodos, los cuales van desde métodos muy artesanales, hasta procesos que involucran tecnología muy avanzada y por tanto, costosos. En general todos los métodos de compostaje incluyen las siguientes operaciones básicas:

XIII-22

1- Mezclado del material llenante con lodo.
2- Descomposición microbial del material orgánico
3- Clasificación o tamizado del material.
4- Recirculación del material grueso.
5- Curado del material fino.
6- Almacenamiento y Comercialización.

El material de enmienda es un material orgánico que se añade al substrato a compostar con el propósito de obtener un producto de menor peso y aumentar el volumen de huecos para favorecer la aireación. Los materiales de enmienda de uso más frecuente son serrín, paja, cáscaras de arroz y compost reciclado. El material soporte es un material orgánico o inorgánico que se emplea para proporcionar soporte estructural y para aumentar la porosidad de la mezcla con el objeto de mejorar la efectividad de la aireación. El material más empleado son astillas de madera, que se puede recuperar y reutilizar.

Los tres principales sistemas de compostaje utilizados son: (1) Las pilas estáticas aireadas, (2) Las pilas volteadas y (3) Los sistemas mecánicos cerrados.

13.6.1 Pila estática aireada.

El sistema de pila estática aireada consiste en una red de tuberías de conducción de aire sobre las que se distribuye una mezcla de lodo deshidratado y un material soporte. El material soporte consiste generalmente en astillas de madera que se mezclan con el lodo deshidratado, mediante mezcladoras de paletas o de tambor giratorio o por equipos móviles tales como una pala excavadora. El material se composta durante un período de 21 a 28 días, y se madura durante otro período adicional de 30 días o más. La altura de las pilas oscila entre 2 a 2.5 m. Para aislar la pila se puede usar una capa de compost cribado encima de la misma. Para el suministro de aire se puede emplear tuberías de plástico corrugado y para mejorar el control del sistema de aireación, se recomienda que cada pila disponga de un sistema de soplantes individual. El cribado de compost madurado usualmente se lleva a cabo para reducir la cantidad de producto final que precisa ser evacuado y para recuperar el material soporte.

13.6.2 Pilas volteadas

En el sistema de pilas volteadas, las operaciones de mezclado y cribado son similares a las empleadas en los de pilas estáticas aireadas. La altura de las pilas es de 1.0 a 2.0 m, con una anchura en la base de 2.0 a 4.5 m. Las pilas se mezclan y voltean periódicamente durante el tiempo de compostaje. En condiciones de operación normales, las pilas se voltean un

mínimo de 5 veces mientras la temperatura se mantiene a, o por encima de 55 ºC. El período de compostaje oscila entre 21 y 28 d.

13.6.3 Sistemas mecánicos cerrados

El compostaje en sistemas cerrados se realiza en el interior de depósitos o reactores cerrados. Los sistemas mecánicos se diseñan para minimizar la producción de olores y la duración del proceso, controlando las condiciones ambientales tales como: caudal de aire, temperatura y concentración de oxígeno.

Los sistemas cerrados se pueden dividir en dos grandes categorías: de flujo en pistón y dinámico (de lecho agitado). En los siste XIII-23 o en pistón, la posición relativa de las partículas de la matriz a compostar permanece identica a lo largo de todo el proceso y el sistema funciona de acuerdo con el principio de que la primera partícula en entrar es también la primera en salir. En un sistema dinámico, el material a compostar se mezcla mecánicamente durante el proceso.

13.6.4 Consideraciones de diseño

En el diseño de un sistema de compostaje, los factores que deben tomarse en cuenta son varios. Con el fin de satisfacer las necesidades específicas de cada sistema, es preciso estudiar detalladamente cada uno de estos factores. Es especialmente importante enfocar el diseño a partir de un balance de materiales, ya que en el se determina la cantidad de cada componente (lodo, material soporte y enmienda) utilizado en cada fase. En un balance de materiales, se debe medir o calcular, para componente, los siguientes parámetros: (1) volumen total; (2) peso húmedo total; (3) contenido total de sólidos (peso seco); (4) contenido de sólidos volátiles (peso seco); (5) contenido de agua (peso húmedo); (6) densidad de masa (peso húmedo/volumen unitario); (7) porcentaje de agua y (8) porcentaje de sólidos volátiles.

Uno de los resultados importantes del balance de materiales es la obtención de la matriz a compostar. Para conseguir un compostaje adecuado tanto en sistemas de pilas estáticas aireadas como en sistemas de pilas volteadas, la matriz a compostar debe tener, como mínimo, un contenido en sólidos secos del 40%. En sistemas cerrados, el contenido de sólidos necesario es similar, pero, en función del sistema de aireación empleado, se pueden usar valores ligeramente inferiores. En la tabla 13-17 se incluyen aspectos a considerar en el diseño de sistemas de compostaje del lodo.

TABLA 13-17

ASPECTOS IMPORTANTES EN EL DISEÑO DE PROCESOS DE COMPOSTAJE DEL LODO POR VÍA AEROBIA

Elemento	Comentario
Tipo de lodo	Se pueden compostar satisfactoriamente tanto lodos crudos como digeridos. El lodo crudo posee un mayor potencial de generación de olores, especialmente en el caso de sistemas en pilas volteadas. El lodo crudo posee mayor energía disponible, se degrada a mayor velocidad, y presenta una mayor demanda de oxígeno.
Materiales de enmienda o de	El proceso y la calidad del producto están afectados por características del material de enmienda y de soporte tales como

soporte	el contenido en humedad, tamaño de las partículas, y carbono disponible. La disponibilidad de materiales de soporte agentes debe ser inmediata. Se han utilizado astillas, serrín y compost reciclado.
Relación carbono/nitrógeno	La relación C:N debe estar dentro del intervalo entre 25:1 y 35:1 en peso. Se debe analizar el carbono presente para asegurar que sea fácilmente biodegradable.

TABLA 13-17

Elemento	**Comentario**
Sólidos volátiles	El contenido de sólidos volátiles de la mezcla a compostar debe ser superior al 50%.
Necesidades de aire	Para obtener resultados óptimos, se debe asegurar que llegue aire con al menos el 50% del oxígeno remanente a toda la masa de material a compostar, especialmente en el caso de sistemas mecánicos.
Contenido de humedad	El contenido de humedad de la mezcla a compostar no debe ser superior al 60%, en el caso de pilas estáticas y pilas volteadas, y no debe ser superior al 65% en el caso de reactores cerrados.
pH	El pH de la mezcla a compostar debe estar, normalmente, entre 6 y 9.
Temperatura	La temperatura óptima para la estabilización biológica se halla entre 45 y 55 ºC. Para la obtención de resultados óptimos, la temperatura se debe mantener entre 50 y 55 ºC durante los primeros días y entre 55 y 60 ºC durante el resto del período de compostaje. Si se permite que las temperaturas excedan los 60 ºC durante importantes períodos de tiempo, la actividad biológica se reduce.
Mezclado y volteo	Para evitar el secado y la tubificación, el material en proceso de compostaje se debe mezclar o voltear de forma periódica o según sea necesario. La frecuencia de mezclado o de volteo dependerá del tipo de operación de compostaje.
Metales pesados y compuestos orgánicos de trazas	Se debe realizar el seguimiento de los metales pesados y compuestos orgánicos de traza presentes en el lodo y en el producto final del compostaje para asegurar que no se excedan las limitaciones aplicables a los usos del producto final.
Limitaciones del emplazamiento	Los factores que hay que tener en cuenta a la hora de seleccionar un emplazamiento para el compostaje incluyen la superficie disponible, la proximidad a la planta de tratamiento y a otros usos del terreno, los accesos, las condiciones climáticas, y la disponibilidad de zonas de amortiguación.

13.7 Acondicionamiento de lodos

El acondicionamiento de lodos es necesario para obtener un lodo espesado o desaguado de buena concentración de sólidos, cuando se usan procesos mecánicos de espesamiento o secado. Los principales métodos de acondicionamiento de lodos incluyen:

- Acondicionamiento con compuestos químicos orgánicos
- Acondicionamiento con compuestos químicos inorgánicos
- Acondicionamiento con compuestos químicos orgánicos e inorgánicos
- Acondicionamiento físico térmico
- Acondicionamiento por elutriación
- Acondicionamiento con permanga XIII-25 sio

En general, lodos activados y lodos digeridos son acondicionados mejor con polímeros catiónicos, mientras que para lodos primarios o lodos químicos son más efectivos los polímeros aniónicos. La elutriación es poca usada y cuando se aplica es para lodos digeridos. El tratamiento térmico se emplea tanto para estabilización como para acondicionamiento. En cada caso el método de acondicionamiento debe ser compatible con el proceso propuesto de secado y disposición, así como el tratamiento de los caudales recirculados a la planta de tratamiento.

13.7.1 Ensayos de acondicionamiento de lodos

Con el objeto de determinar la efectividad de un método de acondicionamiento y secado de lodos se han desarrollado diferentes métodos de laboratorios entre los cuales se mencionan los siguientes:

1- **Ensayo del embudo de Buchner para la determinación de la resistencia específica del lodo.** Este ensayo provee información útil para todos los equipos de secado. El ensayo mide la drenabilidad o filtrabilidad del lodo como el volumen de filtrado obtenido en un período determinado de filtración. La resistencia específica, representa la resistencia relativa que el lodo ofrece al drenaje o secado de su componente líquido; depende del volumen de filtrado descargado en un tiempo t.
Valores típicos de resistencia específica oscilan entre 3×10^{11} y 40×10^{11} m/kg para lodos digeridos de plantas municipales y entre 1.5×10^{14} y 5×10^{14} m/kg para lodos primarios municipales. En la tabla siguiente se muestran algunos valores típicos de resistencia específica de lodos.

TABLA 13-18

RESISTENCIA ESPECÍFICA DE LODOS

Lodo	Resistencia específica, m/kg
Crudo	$10 \times 10^{13} – 30 \times 10^{13}$
Crudo coagulado	$3 \times 10^{11} – 10 \times 10^{11}$
Digerido	$3 \times 10^{12} – 30 \times 10^{12}$
Digerido coagulado	$2 \times 10^{11} – 20 \times 10^{11}$
Activado	$4 \times 10^{13} – 12 \times 10^{13}$

2- **Ensayo del tiempo de succión capilar (TSC)-** Este ensayo, además de ser rápido y sencillo, permite seleccionar ayudas de secado. Se basa en la succión capilar, del agua de un lodo acondicionado, por un pedazo de papel de filtro grueso y calidad cromatográfica. El tiempo que toma el agua del lodo para viajar 10 mm en el papel, entre dos puntos fijos, se registra electrónicamente como el TSC. Un lodo sin acondicionamiento tiene un

TSC típico de 200s o mayor, en cambio un lodo acondicionado que desagüe rápidamente debe tener un TSC de 10 s o menos.

3- Ensayo de Jarras.- Este ensayo constituye el método más sencillo para evaluar el acondicionamiento químico y es el mismo que se usa para ensayos convencionales de coagulación.

13.7.2 Acondicionamiento químico inorgánico.

Este método, es el más usado de todos.] XIII-26 más utilizados son cal y cloruro férrico, tanto para filtración al vacío como para filtros prensa. En menor proporción se emplean sulfato ferroso, alumbre y cloruro de aluminio. En la tabla siguiente incluyen dosis típicas de cloruro férrico y cal, para acondicionamiento.

TABLA 13-19

DOSIS TÍPICAS PARA ACONDICIONAMIENTO DE LODOS DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES PARA SECADO EN FILTROS AL VACÍO

Tipo de lodo	Masa de coagulante/masa de sólidos secos	
	$FeCl_3$, g/kg	CaO, g/kg
Primario crudo	20 – 40	80 – 100
Lodo activado	60 – 100	0 – 160
Primario + filtro percolador	20 – 40	90 – 120
Primario + lodo activado	25 – 60	90 – 160
Primario + lodo activado + séptico	25 – 40	120 – 150
Primario + lodo activado + cal	15 – 25	0
Primario digerido anaerobiamente	30 – 50	100 – 130
Primario + filtro percolador, digerido anaerobiamente	40 – 60	125 – 175
Primario + lodo activado, digerido anaerobiamente	30 – 60	150 – 210

13.7.3 Acondicionamiento químico orgánico

En el acondicionamiento con polímeros orgánicos, las dosis son muy inferiores a las de acondicionantes minerales inorgánicos, en general de 5 a 15 g/kg de sólidos secos. En la tabla siguiente se muestran dosis típicas de polímeros para diferentes lodos.

TABLA 13-20

DOSIS DE POLÍMERO PARA DIFERENTES LODOS

Tipo de lodo	Para filtración al vacío, g/kg	Para filtros prensa de banda, g/kg
Primario crudo	1 – 5	1 – 4
Lodo activado	7.5 – 15	4 – 10
Primario + lodo activado	5 – 10	2 – 8
Primario digerido anaerobiamente	3.5 – 7	2 – 5
Primario + LA, digerido anaerobiamente	1.5 – 8.5	1.5 – 8.5
Digerido anaerobiamente	7.5 – 25	

13.7.4 Acondicionamiento térmico

El tratamiento de lodos con calor es un proceso de estabilización y acondicionamiento, que supone calentar el lodo a presión durante un período apropiado. La temperatura requerida para el proceso es de 176 a 260º C, durante 15 a 30 minutos, a presiones de diseño 3.4 MPa con aire, o de 2.4 MPa sin aire. Su uso es limitado por su costo. El lodo acondicionado térmicamente puede secarse mediante filtración al vacío, centrifugación, filtros prensa de banda o lechos de secados. XIII-27

El proceso permite obtener un lodo concentrado, esterilizado, fácil de desaguar porque tiene una resistencia específica de filtración entre 2×10^{12} y 4×10^{12} m/kg.

13.7.5 Acondicionamiento por elutriación

La elutriación es una operación mediante la cual un sólido o una solución sólido-líquido es mezclada completamente con un líquido. El propósito de elutriación es transferir ciertos componentes al líquido, es decir, es una operación de lavado del lodo. El ejemplo típico es el del lavado de lodo digerido, antes de su acondicionamiento químico, para remover compuestos solubles orgánicos e inorgánicos que de otra manera consumirían grandes cantidades de acondicionador químico. Se usa poco porque los sólidos finos lavados del lodo pueden no ser retenidos en el tratamiento del recirculado y deterioran la calidad del efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales.

13.7.6 Acondicionamiento con permanganato de potasio

El permanganato de potasio se utiliza como ayuda de acondicionamiento de lodos y como medio de control de olores. El permanganato oxida sustancias causantes de olores, como el H_2S, y forma MnO_2 insoluble, de gran área superficial, que actúa como coagulante.

13.8 Secado de lodos

El proceso de secado de lodos se refiere generalmente a los sistemas de desaguado de lodos que buscan reducir el contenido de agua en el lodo a menos de un 85%. En la selección del método de secado de un lodo hay que tener en cuenta la naturaleza del lodo, los procesos subsecuentes de tratamiento y el método de disposición final. Los objetivos del secado de lodos son principalmente los siguientes:

- Reducir los costos de transporte del lodo al sitio de disposición.
- Facilitar el manejo del lodo. Un lodo seco permite su manejo con cargadores, laya, carretilla, etc.
- Aumentar el valor calórico del lodo para facilitar su incineración.
- Minimizar la producción de lixiviados al disponer el lodo en un relleno sanitario.

La facilidad con que un lodo seca varía ampliamente, pues la magnitud del secado es función de la forma como se encuentra el agua. En general se considera que el agua en los lodos existe en cuatro formas diferentes: agua libre, agua intersticial, agua vecinal y agua de hidratación.

En el secado de lodos el agua fácil de remover, es decir, **el agua libre**, se elimina por drenaje, espesamiento o secado mecánico. El **agua intersticial** se puede remover destruyendo o comprimiendo el flóculo mediante energía mecánica como la de los filtros al

vacío, filtros prensa y centrifugas. Sin embargo, el **agua vecinal** no puede removerse mecánicamente y constituye una de las fracciones de mayor importancia en el límite obtenible de secado de lodos.

13.8.1 Filtración al vacío

La filtración se puede definir como la remoción de sólidos de una suspensión al pasarla a través de un medio poroso que retiene los sólidos. En la filtración al vacío la caída de presión se provee creando un vacío sobre un lado del medio poroso. El filtro al vacío consiste básicamente en un tambo XIII-28 que rota, parcialmente sumergido, en una cubeta con lodo acondicionado.

Un sistema de filtración al vacío suele constar de (1) bombas de alimentación de lodos, (2) equipos de dosificación de reactivos, (3) depósito de acondicionamiento de lodos, (4) filtro de tambor, (5) tolva o banda de transporte de la torta del lodo, (6) sistema de vacío y (7) sistema de evacuación del filtrado.

Entre todos los parámetros, el más importante es el contenido de sólidos del lodo. El acondicionamiento químico del lodo antes de la filtración se lleva a cabo para aumentar el contenido de sólidos, reducir los sólidos de filtrado y mejorar las características de deshidratación. El contenido de sólidos óptimos para la filtración al vacío se sitúa entre el 6 y 8%. Los reactivos normalmente empleados para el acondicionamiento del lodo son la cal, cloruro férrico y polímeros. Generalmente, el lodo procedente de los sedimentadores primarios requiere menor cantidad de reactivos que el lodo procedente de los procesos de tratamiento biológicos.

La filtración al vacío se ha venido utilizando para la deshidratación de lodos durante más de 60 años, pero su uso ha descendido debido al desarrollo y mejora de equipos de deshidratación mecánica. Algunas de las razones que explican este descenso son (1)la complejidad del sistema (2) la necesidad de reactivos para el acondicionamiento y (3) los elevados costos de operación y mantenimiento.

13.8.2 Centrifugación

El secado por centrifugación es un proceso, en el cual se aplica al lodo una fuerza centrífuga de 500 a 3000 veces la fuerza de la gravedad, para separar la fracción sólida de la fracción líquida. La centrifuga separa el lodo en una pasta desaguada y un “concentrado” clarificado con base en la diferencia de densidad existente entre los sólidos y el líquido circundante.

Actualmente la centrifuga usada es la de tazón sólido o camisa maciza. Existen dos tipos de centrifugas de tazón sólido: la de flujo contracorriente y la de flujo concurrente. En la primera el lodo entra por la unión de la sección cónica cilíndrica, los sólidos viajan hasta el extremo cónico de la máquina y el líquido lo hace en dirección opuesta. En la segunda, la fase sólida viaja en una trayectoria paralela a la fase líquida. Mediante conducto se remueve el líquido y se descarga sobre vertederos.

Una centrifuga para 760 a 2600 L/min de lodo ocupa un área aproximada de 40 m^2. La dosis de polímero para acondicionamiento del lodo varía entre 1 y 7.5 g/kg de sólidos.

La selección de unidades para el diseño de la planta depende de los datos sobre capacidad nominal y rendimiento suministrados por los fabricantes. Varios fabricantes disponen de unidades piloto portátiles que permiten realizar ensayos in situ.

Las características de los lodos de aguas residuales procedentes de procesos de tratamiento similares localizados en diferentes lugares pueden variar ampliamente. Por tal razón, antes de tomar una decisión definitiva, se deben llevar a cabo estudios en planta piloto siempre que sea posible. Los rendimientos de las centrifugas son muy variables, dependiendo del tipo de lodo dosificado y de su acondicionamiento.

13.8.3 Filtros banda.

Los filtros bandas son dispositivos de XIII-29 n de lodos de alimentación continua que incluyen el acondicionamiento químico, drenaje por gravedad y aplicación mecánica de presión para deshidratar el lodo. Los filtros bandas han resultado ser efectivos para casi todos los tipos de lodos de agua residuales municipales.

Estos equipos emplean generalmente una banda doble para desaguar continuamente lodos mediante una combinación de drenaje por gravedad y de compresión. El proceso incluye básicamente tres etapas: acondicionamiento químico del lodo, desaguado por gravedad hasta una consistencia no fluida y compactación del lodo en una zona de corte y presión.

En el mercado se dispone de filtros banda de diferentes dimensiones, con anchuras de banda variables entre 0.5 y 3.5 m. Las bandas de 2 m de ancho son las más comúnmente empleadas para el tratamiento de lodos de aguas residuales municipales. Las cargas de aplicación de lodo varían entre 90 y 680 kg/m.h dependiendo del tipo de lodo y de la concentración del lodo alimentado. La extracción de agua, basada en la anchura de la banda, varía entre 1.6 y 6.3 L/m.s.

El rendimiento de un filtro banda es muy variable y difícil de predecir, pues es función del método de acondicionamiento del lodo, de la presión desarrollada, de la configuración del filtro, de la velocidad de la banda y de la tasa y tipo de aplicación del lodo. En general el filtro banda es capaz de producir tortas con 18 a 25% de sólidos para lodos primarios combinados con lodos secundarios.

Las medidas de seguridad que hay que considerar en el diseño incluyen una ventilación adecuada para la eliminación del sulfuro de hidrógeno u otros gases y la provisión de protecciones para evitar la posibilidad de que las telas se enganchen entre los rodillos.

13.8.4 Filtros prensa de placas

Los filtros prensa de placas se utilizan cuando se necesita un contenido de sólidos en la torta superior al 35%.

En la deshidratación de lodos se han utilizado varios tipos de filtros. Los dos tipos más empleados son los filtros prensa de placas de volumen fijo y los de volumen variable.

El filtro prensa de volumen fijo consiste en una serie de placas rectangulares, que se colocan enfrentadas entre sí en posición vertical sobre un bastidor con un extremo fijo y otro móvil. Sobre cada una de las placas se ajusta o cuelga una tela filtrante. Las placas se mantienen juntas con fuerza suficiente para que se adhieran herméticamente y puedan así, resistir la presión aplicada durante el proceso de filtración. Para que las placas se mantengan unidas, se emplean prensas hidráulicas o tornillos accionados mecánicamente.

El filtro prensa de volumen variable incorpora una membrana flexible a través de la cara de la placa hueca. La cámara se llena con lodo y la membrana se presuriza a 600-1000 kPa con aire o con agua comprimida, permitiendo comprimir la torta dentro de la cámara hueca. Gracias a la compresión se acelera el drenaje y se acorta el período requerido para el desagüe. El filtro prensa de volumen variable tiene menor capacidad volumétrica que el de volumen fijo, las tortas son mucho más delgadas y el proceso es automático. Los aspectos a tener en cuenta en el diseño de instalaciones de filtros prensa incluyen (1) ventilación adecuada del edificio de deshidratación (se recomienda adoptar entre 6 y 12 regeneraciones de aire por hora, en función de la temperatura ambiente); (2) sistemas de lavado a presiones elevadas; (3) en los casos en los que XIII-30 cal, provisión de un sistema de lavado por circulación de ácido para eliminar las incrustaciones que se puedan formar; (4) disponer un triturador de lodos antes del tanque de acondicionamiento; (5) incluir un sistema de rotura de la torta de lodo a continuación del filtro prensa y (6) equipos para facilitar la extracción y mantenimiento de las placas.

Los filtros prensa presentan las siguientes ventajas (1) altas concentraciones de sólidos en la torta; (2) obtención de un filtrado muy clarificado y (3) elevadas capturas de sólidos. Entre los inconvenientes se pueden mencionar (1) la complejidad mecánica; (2) elevados costos de reactivos; (3) altos costos de mano de obra y (4) la limitada vida útil de las telas de filtro.

13.8.5 Lechos (Eras) de secado

Los lechos de secado constituyen uno de los métodos más empleado para reducir el contenido de humedad de los lodos en forma natural. Los lechos de secado se utilizan normalmente para la deshidratación de lodos digeridos. Se usan cuatro tipos de lechos de secado: (1) convencionales de arena, (2) pavimentados, (3) de medio artificial y (4) por vacío.

Debido a que los lechos de secado convencionales de arena son los más empleados con resultados satisfactorios, en poblaciones similares a las existentes en el país, se indicarán parámetros de diseño solamente para éstos:

- Area requerida: 0.09 a 0.15 m^2/hab
- Carga de sólidos seco: 134 kg/m^2.año
- La superficie total se divide en lechos individuales de 6 m de ancho y longitudes no mayor de 60 m, o de dimensiones tales, que el ciclo de carga normal permita el llenado de uno o dos de ellos.
- Los muros laterales deberán tener un borde libre entre 0.5 y 0.9 m por encima de la arena. Debe asegurarse que no existan filtraciones laterales a través de los muros separadores y de los laterales. Los muros pueden fabricarse de losetas de concreto engarzadas en ranuras de postes del mismo material.
- El diámetro de las tuberías de drenajes deberá ser de 10 a 15 cm, separadas entre sí 2 a 3 m con una pendiente no menor de 1%. Las tuberías pueden ser de PVC o cualquier otro material resistente a la corrosión y que soporte los esfuerzos a que estarán sometidos durante su funcionamiento.
- La capa de grava deberá tener un espesor entre 0.20 y 0.46 m, debe ser redondeada con un diámetro entre 3 y 25 mm.

- La capa de arena sobre la grava tendrá un espesor entre 0.30 y 0.46 m. Debe ser durable, limpia y libre de materiales extraños. Deberá tener un coeficiente de uniformidad entre 3.5 y 4.0 y un tamaño efectivo entre 0.3 y 0.75 mm.
- La tubería de conducción del lodo hacia los lechos debe diseñarse para una velocidad no menor de 0.75 m/s.
- Se deberá proveer una placa de salpicamiento de 0.9 x 0.9 x 0.1 m para controlar la erosión de la arena.
- Los lechos de secado deben ubicarse a una distancia mínima de 100 m de edificios y urbanizaciones.

13.8.6 Lagunas de secado (Lagunaje)

Las lagunas de secado se pueden emplear para la deshidratación de lodo digerido, en lugar de las eras de secado, cuando existe terreno suficiente. Generalmente el lodo se aplica, se deja desaguar hasta una concentración predeterminada de sólidos y luego se remueve, proceso que puede requerir entre uno y tres años. En una laguna el secado ocurre, debido al drenaje, la evaporación y la transpiración; los estudios realizados indican que el factor más importante para el secado es la evaporación. Los criterios principales para el diseño de lagunas de secado de lodos son los siguientes:

- Profundidad de 0.7 a 1.4 m
- Subsuelo con permeabilidad menor de 4.2×10^{-4} a 1.4×10^{-3} cm/s.
- Altura de fondo de la laguna sobre el nivel freático mayor de 45 cm.
- El área requerida depende de la precipitación, la evaporación, el tipo de lodo, el volumen y la concentración de sólidos. Se dimensionarán con una carga de sólidos de 36 a 39 kg/m^3 y deberá proveerse un mínimo de dos lagunas.
- La pendiente de los taludes debe ser 3:1 (H:V), con un ancho en la corona de 3 m para facilitar el uso del equipo de limpieza.
- Se recomienda proveer un sistema de decantación para remoción del agua sobre nadante.
- Se recomienda aplicar solamente lodos digeridos.

13.8.7 Incineración de lodos

Los procesos de temperatura alta se han empleado para combustión de los sólidos de aguas residuales municipales desde el año 1900, época en que la combustión de dichos sólidos era aplicable por su costo bajo y porque las normas de control para la emisión de gases no existían. En la actualidad, estos procesos son considerados una alternativa de procesamientos de lodos cuando no hay terreno suficiente para disposición, cuando las normas ambientales son muy restrictivas o cuando se requiere destrucción de materiales tóxicos.

A continuación se enumeran las ventajas y desventajas atribuidas a los procesos de temperatura alta.

TABLA 13-21

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE LOS PROCESOS DE TEMPERATURA ALTA

Ventajas	Desventajas
- Reducción de la masa y el volumen de la torta en un 95%, minimizando los requisitos de disposición. - Destrucción de tóxicos - Recuperación de energía mediante la combustión	- Costos de inversión, operación y mantenimiento altos. - Problemas de operación que reducen la confiabilidad del equipo. - Requieren personal de operación calificado. - Requieren control de emisiones gaseosas.

XIII-32

El incinerador más usado en USA para de lodos es el **horno de pisos múltiples**. Dichos equipos son durables, de operación relativamente simple y pueda manejar cargas de cantidad y calidad variables. El lodo alimentado debe tener un contenido de sólidos superior al 15%. Las cargas medias de torta húmeda son de 40 kg/m^2 h de superficie de piso efectiva, pero pueden oscilar entre 25 y 75 kg/m^2 h con emisiones desde los depuradores de vía húmeda inferiores a 0.65 g/kg de lodo seco tratado.

El incinerador de **lecho fluidizado** es un depósito vertical cilíndrico de acero, revestido con material refractario, que contiene un lecho de arena y orificios para la alimentación de aire fluidizante para la producción y mantenimiento de una combustión continua. Normalmente tienen diámetros de 2.5 a 7.5 m con un lecho de arena en reposo de 0.8 m de espesor. El aire para la fluidización se inyecta a 20 – 35 kPa de presión. El lecho se expande hasta aproximadamente un 100% de su volumen en reposo y su temperatura se controla entre 760 y 816º C mediante quemadores colocados por encima y por debajo del lecho.

13.9 Disposición de lodos

La disposición final del lodo y los sólidos que no se emplean para usos beneficiosos suelen implicar, generalmente, algún tipo de aplicación al suelo. La evacuación al mar está quedando fuera de uso debido a los cambios introducidos en las normas de control de la contaminación del agua. Además del esparcir el lodo sobre el suelo, existen otras opciones de disposición final del lodo, entre las que se incluyen el lagunaje y el uso de vertederos.

13.9.1 Disposición de lodos sobre el suelo

Tomando en cuenta que los lodos de aguas residuales contienen gran cantidad de materia orgánica, nitrógeno y fósforo, se han utilizado para agricultura y cultivos paisajísticos mediante el riego de lodo sobre el suelo como acondicionador y fertilizante. Las formas de lodo usado para este propósito han sido lodo crudo, lodo desaguado, lodo incinerado, lodo seco, lodo digerido y lodo compostado.

Para definir la aplicación del lodo sobre el suelo, deberá tomarse en consideración las siguientes condiciones:

- Contenido orgánico y de patógenos.
- Mezcla de patógenos, parásitos y semillas de cultivos.
- Contenido de nutrientes
- Dificultades de manejo debido a malos olores y a contenidos altos de humedad.
- Contenido de metales pesado y compuestos orgánicos tóxicos.

- Determinación de la cantidad apropiada de lodos.

La ventaja de la aplicación de lodo sobre el suelo se basa en la recirculación de sus nutrientes y en la recuperación de suelos fatigados y erosionados.

El lodo puede aplicarse, básicamente de cuatro maneras:

1. Sobre tierras agrícolas
2. Sobre tierras de bosques
3. Sobre tierras alteradas
4. Sobre tierras para finalidad específica.

En los cuatro casos, la aplicación se proyecta con el objeto de proveer tratamiento adicional al lodo mediante la acción combinada de la luz solar, los microorganismos, la actividad físico-química del suelo y el consumo de nutrientes por la vegetación. En los tres primeros casos el lodo es un acondicionador del suelo que facilita el transporte de nutrientes, aumenta la retención del agua y mejora la labranza; además, reduce el consumo de fertilizantes.

A- Requisitos

Las normas para disposición de lodos de aguas residuales prescriben límites para metales y compuestos orgánicos que exigen un tratamiento previo capaz de reducir las concentraciones superiores a los valores admisibles. La composición de lodos varía ampliamente, dependiendo de la actividad industrial y del grado de tratamiento aplicado; posiblemente los constituyentes de mayor interés sean los metales tóxicos y bioacumulativos, así como los nutrientes. Cuando un lodo contiene concentraciones altas de compuestos orgánicos tóxicos se le considera residuo peligroso y está sujeto a normas de disposición muy restrictivas.

Los principales factores de control sobre la tasa de aplicación de lodo sobre el suelo son:

- Tasa de utilización de nutrientes por la vegetación.
- Consumo potencial de compuestos tóxicos por las plantas.
- Acumulación de sales y de metales en el suelo.
- Utilización como alimento, humano o animal, del cultivo.
- Contaminación de aguas subterráneas.

En la tabla 13-22 se incluyen valores típicos de caracterización de lodos.

TABLA 13-22
COMPOSICIÓN TÍPICA DE LODOS

Constituyente	Lodo primario		Todos los lodos		Lodo digerido		Lodo de tanques Sépticos	
	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico
Sólidos totales, %	2 – 7	4	-	-	2 – 6	3.5	0.1 – 13	3.4
Sólidos volátiles, % ST	60 – 80	65	-	-	35 – 65	51	-	63
pH	5 – 8	6	-	-	7.2 – 7.8	7.5	-	6.9
Alcalinidad, mg/L	500 – 1,500	600	-	-	200 – 7,600	4,800	-	970
Base peso seco								
N total, g/kg	15 – 40	25	< 1 – 176	33	1.6 – 4	2.7	-	0.69
Al, g/kg	-		1 – 135	4	4.1 – 61	9.6	-	-
As, mg/kg	-		1.1 – 230	10	-	-	-	-
Ca, g/kg	-		1 – 250	39	26 – 67	44	-	-

Cd, mg/kg	-		3 – 3,410	16	5 – 260	10	-	-
Cl, g/kg	-		-	-	1.7 – 190	7.1	-	-
Co, mg/kg	-		1 – 18	4	1 – 42	9	-	-
Cr, mg/kg	-		10 – 99,000	500	200 – 1,280	375	-	-
Cu, mg/kg	-		84 – 10,400	850	280 – 2,570	970	-	-
Fe, g/kg	20 – 40	25	< 1 – 153	11	14 – 110	51	-	-
Hg, µg/kg	-		0.2 – 10,600	5	0.43 – 4.7	2.1	-	-
K, g/kg	0 – 8.3	4	0.2 – 26.4	3	0.04 – 0.16	0.09	-	-
Mg, g/kg	-		0.3 - <19.7	4.5	3.1 – 11	6.8	-	-
Mn, mg/kg	-		18 – 7,100	260	170 – 2,090	320	-	-
Mo, mg/kg	-		5 – 39	30	7.0 – 97	12	-	-
Na, g/kg	-		0.1 – 30.7	2.4	0.07 – 0.42	0.16	-	-

Co XIII-34 **BLA 13-22**

Constituyente	Lodo primario		Todos los lodos		Lodo digerido		Lodo de tanques Sépticos	
	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico	Intervalo	Típico
Ni, mg/kg	-		2 – 3,520	82	23 – 410	120	-	-
P, g/kg	3.5 – 12.2	7	<1 – 143	23	14 – 57	24	20 – 760	210
Pb, mg/kg	-		13 – 19,700	500	200 – 1,280	375	-	-
Sn, mg/kg	-		2.6 – 329	14	-	-	-	-
Zn, mg/kg	-		101 – 27,800	500	400 – 5,130	1 – 600	-	-

En USA, en 1993, se promulgaron los estándares para aplicación de lodos sobre el suelo incluidos en la tabla 13-23, con base en la consideración de las diferentes trayectorias de movimiento de contaminantes dentro de las cadenas alimenticias, de los posibles individuos expuestos (personas, animales, plantas) y en estudios sobre biotoxicidad y bioacumulación de sustancias tóxicas dentro de diferentes especies y cadenas alimenticias. Desde el punto de vista de reducción de patógenos, se considera lodo clase A al que contiene un conteo de coliformes menor de 1,000 NMP/g de sólidos secos o un conteo de salmonella menor de 3 NMP/g de sólidos secos. Para un lodo clase B se acepta un conteo de coliformes hasta de 2×10^6 NMP/g de sólidos secos. Dependiendo de la clase de lodo se especifican diferentes tratamientos mínimos y diversos períodos de cosecha de cultivos.

TABLA 13-23
ESTÁNDARES PARA APLICACIÓN DE LODOS SOBRE EL SUELO

Constituyente	**Calidad mínima del lodo**		**Lodo limpio**	
	Concentración límite superior mg/kg	Carga acumulativa mg/ha*	Concentración límite mg/kg	Carga anual kg/ha.año
Arsénico	75	41	41	2
Cadmio	85	39	39	1.9
Cromo	3,000	3,000	1,200	150
Cobre	4,300	1,500	1,500	75
Plomo	840	300	300	15

Mercurio	57	17	17	0.85
Molibdeno	75	18	18	0.90
Niquel	420	420	420	21
Selenio	100	100	36	5
Zinc	7,500	2,800	2,800	140

* El tiempo para alcanzar el criterio de carga acumulativa depende de la tasa de aplicación y de la acumulación neta de los metales en el suelo.

En la tabla 13-24 se incluyen las concentraciones máximas de metales pesados y compuestos orgánicos tóxicos pe XIII-35 lodos usados para agricultura y cultivos paisajísticos en Japón.

B- Tasas de aplicación

Uno de los aspectos más críticos de la aplicación de lodos sobre el suelo es encontrar el lugar apropiado para dicho objetivo, con el área necesaria para el efecto. Los requerimientos de terreno dependen de la tasa de aplicación, algunas de las cuales se incluyen en las tablas 13-25 y 13-26.

TABLA 13-24

NORMAS DE CONTROL PARA METALES PESADOS Y COMPUESTOS ORGÁNICOS TÓXICOS PARA USO AGRÍCOLA

Compuesto	**Norma**
As	50 mg/kg*
Cd	5 mg/kg*
Hg	2 mg/kg*
Hg alquílico	No detectable
Hg	0.005 mg/L
Cd	0.3 mg/L
Pb	3 mg/L
P orgánico	1 mg/L
Cr hexavalente	1.5 mg/L
As	1.5 mg/L
Cn	1 mg/L
Bifeniles policlorados (PCB)	0.003 mg/L
Zn	120 mg/kg*

* Tasas para sólidos secos

TABLA 13-25

TASAS TÍPICAS DE APLICACIÓN DE LODOS

Opción de disposición sobre el suelo	**Período de aplicación**	**Tasa, ton/ha. año***	
		Intervalo	Típico
Agricultura	Anual	2 – 70	11
Bosques	Una vez, o a intervalos de tres a cinco años	10 – 220	45

Recuperación de suelos	Una vez	7 – 450	112
Sitio de disposición específico	Anual	220 – 900	340

* Las tasas son para sólidos secos y área de aplicación del lodo, sin incluir requerimientos de almacenamiento o de aislamiento.

TABI XIII-36

GUÍA PARA APLICACIÓN DE LODOS CON BASE EN LA PROFUNDIDAD DE APLICACIÓN Y EN LA CALIDAD DEL SUELO, EN CULTIVOS PAISAJÍSTICOS

Profundidad de aplicación	**Cantidad permisible aplicable de nitrógeno total del lodo g/m^2**		
	Para suelos de excelente calidad	**Para suelos de calidad buena a regular**	**Para suelos de calidad pobre**
< 10 cm	10 – 15	30 – 45	45 – 60
< 20 cm	20 – 30	60 – 90	90 – 120
< 30 cm	30 – 45	90 – 135	135 – 180

Cálculos preliminares del área requerida para aplicación de lodo sobre el suelo indican que en uso agrícola una tonelada de lodo seco generada anualmente requiere once hectáreas de tierra. Cada año las mismas once hectáreas de suelo agrícola recibirán el lodo generado. Para recuperación de suelos una tonelada de lodo seco producido anualmente necesita 112 hectáreas de tierra y por cada año sucesivo se requerirán 112 hectáreas adicionales. Las tasas máximas posibles de aplicación se calculan por la ecuación siguiente, con base en la norma o regulación adoptada para un elemento constitutivo del lodo.

$$CM = \frac{1{,}000\,L}{C}$$

Donde: CM = carga máxima de aplicación de lodo con base en un componente específico del lodo, en un período determinado, base lodo seco, ton/ha

L = carga límite del componente específico del lodo para el período seleccionado, kg/ha

C = concentración del componente específico del lodo, mg/kg

La ecuación anterior se aplica para cada metal o componente específico. Hay que anotar que la tasa máxima permisible la determina el metal o componente del lodo que tenga la tasa mínima de aplicación.

Entre las características físicas de interés se incluyen la topografía, la permeabilidad del suelo, el drenaje del sitio, la profundidad del nivel freático, la proximidad a áreas críticas y la facilidad de acceso. En las tablas 13-27 a 13-29 se incluyen criterios para evaluar la aptitud del suelo como sitio de disposición de lodos.

En general los suelos deseables son aquellos con permeabilidad moderada, de 0.5 a 1.5 cm/h; bien drenados, con pH > 6.5 para controlar la solubilidad de los metales, de textura firme para brindar humedad y capacidad de retención de nutrientes alta; con nivel freático relativamente profundo, localizados en zonas aisladas de sitios residenciales, lagos o embalses, pero con infraestructura apropiada de acceso.

7

XIII-37

LIMITACIONES DEL SUELO PARA LODOS DE AGUAS RESIDUALES APLICADOS A TERRENOS AGRÍCOLAS A TASAS FERTILIZADORAS DE NITRÓGENO

Características del suelo que afectan el uso	Grado de limitación del suelo		
	Ligero	**Moderado**	**Severo**
Pendiente	< 6%	6 – 12 %	> 12%
Profundidad al nivel freático	> 1.2 m	0.6 – 1.2 m	< 0.6 m
Anegamiento e inundación	Ninguna	Ninguna	Ocasional
Profundidad al lecho de roca	> 1.2 m	0.6 – 1.2 m	< 0.6 m
Permeabilidad de la capa más restrictiva			
Por encima de 0.9 m de profundidad	2.5 – 8 mm/h	8 – 25 mm/h	< 0.8 mm/h
		0.8 – 2.5 mm/h	> 25 mm/h
Capacidad disponible de agua	> 25 mm/h	12 – 25 mm/h	< 12 mm/h

TABLA 13-28

LIMITACIONES TÍPICAS DE PENDIENTE PARA APLICACIÓN DE LODOS SOBRE EL SUELO

Pendiente	Comentario
0 – 3%	Ideal, sin riesgo de erosión.
3 – 6%	Aceptable, riesgo mínimo de erosión.
6 – 12%	Se requiere inyección del lodo líquido, excepto en cuencas de drenaje cerrado o cuando se provee control de escorrentía. La aplicación de lodo desaguado es generalmente aceptable.
12 – 15%	Requiere control intensivo de escorrentía para aplicación de lodo líquido. La aplicación de lodo desaguado es aceptable, aunque se recomienda incorporarlo inmediatamente dentro del suelo.
> 15%	Aceptable sólo en suelos con buena permeabilidad, con longitud corta en pendiente y con el área de la zona inclinada en proporción pequeña en comparación con el área total de aplicación.

TABLA 13-29

PROFUNDIDADES MÍNIMAS TÍPICAS AL NIVEL FREÁTICO PARA APLICACIÓN DE LODOS SOBRE EL SUELO PARA ASEGURAR ÁREA TRANSITABLE

Tipo de sitio	Acuífero de consumo humano	Sin acuífero
Agrícola	0.9 m	0.5 m
Bosque	1.8 m	0.6 m
Suelo fuertemente alterado	0.9 m	0.5 m
Sitio de disposición específico	> 0.9 m	0.5 m

XIII-38

C- Nutrientes

En la aplicación de lodos sobre suelos agrícolas, tierras de bosques o de pastos, el criterio de diseño se basa, también, en el uso del lodo como fertilizante de la planta. En la mayor parte de los casos, la carga de diseño se fundamenta en la satisfacción de las necesidades anuales de nitrógeno del cultivo, aunque algunos pocos diseños se han hecho con base en la carga de fósforo. Sin embargo, vale la pena anotar que el criterio determinante de diseño será la carga mínima determinada sobre la base del nitrógeno requerido, de fósforo, o del agente contaminante crítico.

D- Nitrógeno

El cálculo de la tasa de aplicación de lodo con base en los requerimientos de nitrógeno es complicado porque una gran porción de nitrógeno del lodo se encuentra en forma orgánica, la cual es mineralizada lentamente, es decir, convertida en forma accesible a la planta en un período de varios años.

El nitrógeno disponible para un cultivo durante un año de aplicación de lodo, a partir del lodo aplicado ese mismo año, se puede calcular por la ecuación siguiente:

$$N_a = 1{,}000\left[NO_3 + k_v + (NH_4) + f_n\,(No)\right]$$

Donde: N_a = nitrógeno del lodo disponible a la planta durante el año de aplicación, con base en sólidos secos, kg N/ton

1,000 = kg/ton de sólidos secos.

NO_3 = porcentaje de NO_3 – N en el lodo, expresado como fracción decimal.

k_v = factor de volatilización para el amoníaco.

= 0.5 para lodo líquido aplicado superficialmente o con aspersor.

= 1.0 para lodo líquido o desaguado, aplicado subsuperficialmente.

NH_4 = porcentaje de amoníaco – N en el lodo, expresado como fracción decimal.

f_n = factor de mineralización para el año *n*, valor de la tabla 13-30.

No = porcentaje de nitrógeno orgánico en el lodo, expresado como fracción decimal.

El nitrógeno disponible, a partir de la mineralización del nitrógeno orgánico aplicado en años anteriores, se calcula por la ecuación siguiente:

$$N_{am} = 1{,}000 \sum \left[f_2 (No)_2 + f_3 (No)_3 + \ldots\ldots + f_n (No)_n \right]$$

Donde: N_{am} = nitrógeno disponible a la planta, en el año *n*, por concepto de la mineralización del nitrógeno orgánico del lodo aplicado en los *n* años anteriores, kg N/ton sólidos secos.

$(No)_n$ = fracción decimal de nitrógeno orgánico remanente en el lodo después del año *n*.

f_n = factor de mineralización para el año *n* correspondiente, según la tabla 13-30. XIII-39

La fracción decimal del nitrógeno orgánico remanente en el lodo después del año *n*, susceptible de mineralización en el año siguiente, se calcula por la expresión siguiente:

$$(No)_n = (No)_{n-1} - f_{n-1} (No)_{n-1}$$

TABLA 13-30

TASAS DE MINERALIZACIÓN PARA NITRÓGENO ORGÁNICO EN LODOS DE AGUAS RESIDUALES

Período después de aplicación del lodo, años	Tasa de mineralización, %			
	Lodo crudo	Lodo dirigido Aerobiamente	Lodo dirigido Anaerobiamente	Lodo Compostado
1	40	30	20	10
2	20	15	10	5
3	10	8	5	3
4	5	4	3	3
5	3	3	3	3
6	3	3	3	3
7	3	3	3	3
8	3	3	3	3
9	3	3	3	3
10	3	3	3	3

El nitrógeno total disponible durante el año *n* es la cantidad disponible aplicada durante el año (Na), más la cantidad disponible por concepto de mineralización del lodo aplicado en los años anteriores (N_{am}).

La carga anual de aplicación de lodos, con base en nitrógeno, se calcula por la ecuación siguiente:

$$R_N = \frac{U_N}{N_a + N_{am}}$$

Donde: R_N = carga anual de aplicación de lodo en el año *n* con base en nitrógeno, ton sólidos secos/ha.año.

U_N = consumo vegetativo de nitrógeno, kg N/ha.año, según la tabla 13-31

$N_a + N_{am}$ = nitrógeno orgánico disponible para el año *n*, kg N/ton

E- Fósforo

Cuando el parámetro limitante de XIII-40 l fósforo, la tasa de aplicación de lodo se calcula por la ecuación siguiente:

$$R_P = \frac{1{,}000\, U_P}{C_P}$$

Donde: R_P = tasa de aplicación de lodo limitada por fósforo, ton P/ha.año
U_P = consumo vegetativo de fósforo, kg P/ha.año, según la tabla 13-31
C_P = concentración de fósforo en el lodo, disponible a la planta; generalmente se supone igual a un 50% del fósforo total, mg/kg.

TABLA 13-31

CONSUMOS DE NUTRIENTES PARA ALGUNOS CULTIVOS

Cultivo	Consumo, kg/ha.año		
	Nitrógeno	Fósforo	Potasio
Alfalfa	225 – 540	22 – 34	174 – 224
Bromo	130 – 225	39 – 56	247
Pasto bermuda costero	392 – 673	34 – 45	224
Pasto azul kentucky	202 – 269	45	202
Pasto de huerta	258 – 280	22 – 56	252 – 353
Cebada	71	17	22
Maíz	174 – 193	19 – 28	108
Algodón	74 – 112	13	38
Sorgo	135	16	69
Papa	230	22	247 – 323
Soya	105 – 143	12 – 20	33 – 54
Trigo	56 – 91	17	20 – 45
Maderas duras	100 – 336	-	-
Pino rojo	112	-	-

Álamo	157 – 404	-	-

F- Área requerida

Una vez definida la carga de aplicación de lodo de diseño, el área necesaria se calcula por la ecuación siguiente:

$$A = \frac{Q_L}{R_d} \qquad \text{XIII-41}$$

Donde: A = área requerida, ha
Q_L = producción total de lodo, ton sólidos secos/año
R_d = tasa de aplicación de lodo de diseño, ton sólidos secos/año

G. Lodos de tanques sépticos

Para lodos de tanques sépticos, la tasa máxima volumétrica de aplicación se calcula con base en la concentración de nitrógeno en el lodo por medio de la ecuación siguiente:

$$C_{NV} = KU_N$$

Donde: C_{NV} = tasa de aplicación de lodo líquido de tanques sépticos, m^3/ha.año
K = 3.2×10^6
U_N = cantidad de nitrógeno requerido por el cultivo, kg N/ha.año, tabla 13-31

13.9.2 Vertederos

Si se dispone de un sitio adecuado, la evacuación de lodos, grasas, arenas y otros sólidos, se puede realizar en un vertedero controlado. En función de las normas vigentes puede ser necesario estabilizar el lodo antes de su aplicación. Para reducir el volumen a transportar y para controlar la generación de lixiviados en el vertedero se acostumbra deshidratar el lodo. En un vertedero controlado, los sólidos se depositan en una zona determinada, se compactan in situ mediante tractor o rodillo y se cubren con una capa de 30 cm de suelo limpio.

Al momento de seleccionar el sitio para la ubicación del vertedero, se debe prestar atención a los siguientes aspectos: (1) zonas ambientalmente sensibles, tales como terrenos pantanosos, llanuras de inundación, zonas de recarga de acuíferos y el hábitat de especies en extinción; (2) control de la escorrentía de aguas superficiales; (3) protección de las aguas subterráneas; (4) contaminación atmosférica debido al polvo, partículas de materia y olores; (5) vectores transmisores de enfermedades y (6) aspectos de seguridad relacionado con la presencia de materiales tóxicos, incendios y accesos.

Los vehículos que transportan el lodo húmedo y arena deben acceder al sitio sin circular por zonas de población densa o de actividad industrial. Después de varios años, en que los residuos se descomponen y compactan, el sitio podrá utilizarse para usos recreativos y otros usos para los cuales no exista ningún peligro.

13.9.3 Lagunaje

El uso de técnicas de lagunaje es otro método de común aplicación para la disposición de lodos, debido a que es una opción sencilla y económica en el caso de que la planta de tratamiento se ubique en una zona remota. Una laguna es un estanque excavado en el terreno en el que se descarga lodo crudo o digerido. Los sólidos estabilizados sedimentan en el fondo de la laguna, donde se acumulan. El exceso de líquido de las lagunas, en el caso que exista, deberá ser devuelto a la planta de tratamiento. Si la limpieza se llevará a cabo por rascado, las lagunas deberán tener una profundidad entre 1.0 y 1.5 m. Se debe estudiar la posibilidad de drenaje subsuperficial y la existencia de percolación para determinar los posibles efectos sobre las aguas subterráneas. Si se dan problemas de percolación excesiva o si es necesario el control de lixiviados, puede ser necesario impermeabilizar la laguna. El lodo depositado en lagunas puede almacenarse durante un tiempo indefinido, o se puede extraer periódicamente después del dre[illegible]o.

13.10 Disposición en relleno (sanitario) de lodos

El relleno de lodo puede definirse como el enterramiento del lodo; el lodo se aplica sobre el suelo y se le entierra mediante la colocación de una capa de suelo sobre él. En algunos rellenos sanitarios, lodo compostado, así como lodo tratado químicamente, se han usado como material de cobertura. Los factores principales a tomarse en cuenta en el diseño de un relleno sanitario son:

- Capacidad del relleno
- Métodos de construcción
- Preparación del sitio
- Uso del sitio
- Sistemas de cobertura
- Control de gas
- Control de agua superficial
- Necesidades de transporte
- Cierre del relleno y uso final del sitio
- Sistemas de recolección de lixiviados

A- Capacidad del relleno

En general, el sistema de recubrimiento y la coberturas diarias, intermedias y finales, consumen el 40% de la capacidad total del relleno. La capacidad de disposición de lodos depende del tipo de lodo, de las condiciones del sitio y de los requerimientos de cobertura. La disposición únicamente de lodos en rellenos es recomendada para lodos desaguados con concentraciones de sólidos mayores del 15%, ya que lodos desaguados con contenidos de sólidos menores que este % no soportan el material de cobertura; en este último caso se puede agregar suelo, como agente llenante al lodo, para adecuarlo y disponerlo en un relleno.

B- Métodos de construcción

No existe un método óptimo de construcción del relleno para todos los sitios. El método seleccionado depende de las características físicas del sitio y de la cantidad y tipo de lodo disponible.

Los métodos comunes de construcción de rellenos sanitarios son el de **área** y el de **zanja**, con diferentes modificaciones. En el método de área, la cavidad en la cual se deposita el lodo puede ser de formación natural o excavado específicamente para rellenarlo.

El método de zanja consiste en excavar y llenar zanjas paralelas separadas entre sí por 0.9 m a 1.2 de terraplén del suelo. En tabla siguiente se resumen los criterios de diseño para la construcción de un relleno sanitario de área.

T XIII-43 **!**

CARACTERÍSTICAS DE UN RELLENO SANITARIO DE ÁREA

Factor	Descripción	Propósito
Excavación taludes laterales	Pendiente 3/1	Estabilidad y facilidad de instalación del recubrimiento
Excavación subrasante	Proveer pendiente del 2%	Facilitar drenaje de lixiviado y recolección
Vías de acceso	Construcción con 0.6 m de suelo natural compactado	Protección de la tubería de recolección de lixiviados
Tapa del relleno	Pendiente 2 a 4%	Promover escorrentía para minimizar infiltración de agua superficial
Pendiente taludes	Pendiente 3/1	Promover escorrentía minimizando erosión del suelo e impulsando uso potencial del suelo y cobertura vegetativa
Altura del relleno	Igual a la de la elevación local mayor	Prevenir que el relleno tenga notoriedad topográfica

En rellenos sanitarios los métodos más usados son:

- Relleno en zanja angosta
- Relleno en zanja ancha
- Relleno de área en montículo
- Relleno de área en capas
- Relleno con diques de contención

Para rellenos únicamente de lodos **en zanjas**, requiere que el lodo se pueda colocar completamente por debajo de la superficie original del terreno y que el nivel freático se halle a una profundidad que permita mantener un espesor de suelo mayor de 0.6 m entre el fondo de la zanja y el nivel de agua subterránea. En los rellenos de zanja el suelo se usa solamente para cobertura y no se aplica como agente llenante. El método de zanja es el más adecuado para lodos sin estabilizar. Se considera relleno de **zanja angosta** el que

usa zanja hasta 3 m de ancho y como relleno de **zanja ancha** el que utiliza zanjas de ancho mayor que 3 m. La profundidad de la zanja depende de las condiciones del terreno, de la estabilidad de las paredes y del equipo utilizado, mientras que la longitud es prácticamente ilimitada.

En rellenos de **áreas** de lodos únicamente, el lodo se coloca sobre la superficie original del terreno, por lo que constituye un método útil en áreas con lecho de roca alto o nivel freático bajo. Como no existe confinamiento del lodo aplicado, se acostumbra mezclar el lodo con un agente llenante o con suelo extraído de un banco de préstamo, para darle consistencia y capacidad de soporte.

Los rellenos de **área en montículos** se recomiendan para lodos con concentraciones de sólidos mayores del 20%. En general la mezcla lodo/suelo se aplica en montículos de 1.8 m de altura, con coberturas de por lo menos 0.3 m; si se aplica más de un montículo sobre otro, la cobertura se aum XIII-44 m. La aplicación de lodos en montículos permite tasas de aplicación de 5,700 26,400 m^3/ha.

En rellenos **en capas** el lodo se mezcla con suelo y se riega en capas de 0.15 m a 0.90 m. de espesor; se cubre con suelo en capas intermedias de 0.15 m a 0.30 m de espesor y finalmente con una cobertura no menor de 0.30 m de espesor. Las tasas de aplicación son de 3,700 a 17,000 m^3/ha.

En rellenos con **diques de contención** el lodo se aplica totalmente sobre la superficie original del suelo, entre diques construidos alrededor del área de contención. Se debe proveer acceso vehicular por la parte superior de los diques para botar el lodo directamente sobre la zona de contención y para proveer cobertura. En tabla siguiente se resumen los principales criterios para el diseño de rellenos de lodos.

C- Uso del sitio

El sitio debe estar alejado de zonas residenciales. Se deben construir los diques y estructuras necesarias para proveer soporte estructural al material de relleno y para controlar la escorrentía superficial. El sitio debe contar con vías de acceso, locales para los trabajadores y la administración, galpón para almacenamiento y mantenimiento de equipo, herramientas, cercas, luz, bombas para lavado de equipos, almacenamiento y bombeo de lixiviados y pozos de monitoreo de lixiviados.

D- Recubrimiento

En la mayoría de los casos se exige un recubrimiento para controlar lixiviados, generalmente una geomembrana con permeabilidad menor de 1×10^{-7} cm/s. También se usan recubrimientos de bentonita, arcilla y suelo-cemento. Se debe proveer de sistemas de recolección primario y secundario de lixiviados, los cuales se instalan a lo largo de las capas de arena de drenaje primario y secundario sobre sus respectivos revestimiento.

E- Tapa

La tapa de un relleno sanitario consiste en una capa impermeable, una capa de drenaje y una capa capaz de soportar vegetación.

F- Cobertura

La cobertura es básicamente de tres tipos: diaria, intermedia y final. La clasificación se basa en el período durante el cual se expone el material de cobertura. La cobertura diaria se aplica sobre residuos compactado al final de cada día laborable. Si el material de cobertura va a estar expuesto menos de un mes, se usa un espesor de 0.15 m; si la exposición dura más de un mes y menos de seis se aplica una cobertura mínima de 0.30 m; si la cobertura es expuesta más de seis meses, se debe usar un espesor mínimo de 0.60 m. El material de cobertura debe tener una permeabilidad menor de 1×10^{-6} cm/s. La función de la cobertura es controlar vectores, movimiento del agua, gas y olores, incrementar la compactación, mejorar el desempeño del equipo de compactación, disminuir asentamientos, minimizar la erosión, aumentar la estabilidad y resistencia al agrietamiento.

XIII-45

TABLA 13-33

CRITERIOS PARA DISEÑO DE RELLENOS DE LODOS

Criterio	Relleno en zanja angosta	Relleno en zanja ancha	Relleno de área en montículo	Relleno de área en capas	Relleno con diques de contención
Ventajas	Adecuado para lodo sin estabilizar con bajo contenido de sólidos. Costo bajo	Adecuado para lodo sin estabilizar. Costo bajo	Adecuado para terreno con NF alto. Confiabilidad alta.	Confiabilidad alta	Uso eficiente del terreno. Adecuado para lodo sin estabilizar
Desventajas	Requiere cobertura diaria para el control de vectores y un área grande	Requiere cobertura diaria para control de vectores y un área grande	Requiere lodo estabilizado, área grande, control de lixiviados, equipo y mano de obra intensiva	Requiere gran área, terreno plano, lodo estabilizado	Requiere control de lixiviados
Contenido de sólidos del lodo	15 – 28%	> 20%	≥ 20%	≥ 15%	> 20%
Tasa de aplicación	2,300 – 10,600 m^3/ha	6,000 – 27,400 m^3/ha	5,700 – 26,400 m^3/ha	3,800 – 17,000 m^3/ha	9,100 – 28,300 m^3/ha
Cobertura de suelo	0.6 m – 1.2 m	0.9 m a 1.5 m	0.9 m (intermedia)	0.15 m a 0.3 m	0.6 m a 1.5 m
Profundidad al NF	0.6 m – 1.5 m	0.6 m a 1.5 m	0.6 a 1.5 m	0.6 m a 1.5 m	0.6 m a 1.5 m
Pendiente del terreno	< 20%	< 10%	Cualquiera	Plano	Cualquiera
Agente llenante	No se requiere	No se requiere	Si se requiere	Si se requiere	No se requiere
Relación suelo/sólidos del lodo	-	-	(0.5 – 2)/1	(0.25 – 1)/1	-
Ancho	< 3 m	> 3 m	-	-	15 a 30 m
Altura	Según condiciones	Según condiciones	1.8 a 2 m	0.15 m a 1 m	3 a 9 m
Longitud	Ilimitada	Ilimitada	-	-	30 a 60 m

NF = nivel freático.

G- Recolección y disposición de lixiviados

La cantidad de lixiviados generada por áreas activas y cerradas de un relleno sanitario es función principalmente de la infiltración de agua en la superficie del relleno.

La calidad del lixiviado depende esencialmente de la descomposición del residuo y de la movilización de sus componentes y de los productos de la descomposición. Inicialmente la descomposición en el relleno es aerobia, pero luego se manifiesta la actividad anaerobia por el agotamiento de oxígeno, la cual es muy lenta y puede prolongarse por varias décadas; aunque la producción de lixiviados es continua, durante varios años, con el transcurso del tiempo su concentración tiende a ser menor.

El sistema de recolección de lixiviado de doble revestimiento consta de un conjunto de recolección primario y de otro secundario. El primero tiene por objeto minimizar la carga hidráulica del lixiviado sobre el revestimiento primario durante la operación, y remover el lixiviado del relleno durante el período de vigilancia posterior a su clausura. El sistema de recolección primario debe ser capaz de mantener una carga de lixiviado menor de 0.3 m.

El propósito del sistema de recolección secundario de lixiviado, también conocido como sistema de detección de fugas, entre los dos revestimientos, es recoger y remover rápidamente cualquier lixiviado que entre en el sistema, escapado del drenaje primario. Ambos sistemas de recolección de lixiviados deben poseer una capa de drenaje, generalmente de arena, tuberías para recolección, pozo o serie de pozos de lixiviados y pozos de inspección. El sistema de recolección debe diseñarse para mantener una carga hidráulica, sobre el revestimiento, no menor de 0.3 m.

Las tuberías típicas de recolección de lixiviados son de polietileno de alta densidad, por su flexibilidad, costo, facilidad de instalación y su compatibilidad con revestimientos de polietileno de alta densidad. Para los laterales de recolección se recomienda tubería perforada de polietileno de alta densidad y para los principales, tuberías de pared lisa. Las tuberías laterales perforadas deberán tener un diámetro de 10 cm, se instalarán con pendiente mínima de 2% y separadas entre sí 30 m. Los principales deberán tener diámetros de 15 a 20 cm. El drenaje se construye junto con el sistema de revestimiento, de acuerdo con el desarrollo del relleno. El sistema incluye medios para monitoreo de fugas de lixiviado en la base del relleno y para extraer lixiviados con el objeto de prevenir su acumulación y migración hacia fuera del relleno. El lixiviado descarga a un pozo o series de pozos localizados en los puntos bajos del relleno sanitario. Los pozos se localizan con una frecuencia, capacidad y configuración tales que permitan al sistema de recolección drenar por gravedad hacia el pozo. Los pozos se llenan con roca de drenaje, de porosidad apropiada, para permitir el flujo hacia la bomba de extracción, manteniendo siempre el flujo por gravedad en las tuberías de recolección.

El taponamiento del sistema de recolección es un problema que debe prevenirse, instalando bocas o pozos de inspección, los cuales deberán localizarse en los sitios de cambio de pendiente o dirección, para permitir la introducción de equipos mecánicos de limpieza o de chorro de agua.

La pendiente de la superficie del relleno y su longitud determinan el grado de erosión; debe ser del 2 a 5% para promover el control del agua de escorrentía superficial e inhibir

el estancamiento pero sin causar erosión. El agua superficial debe recogerse y transferirse al sistema de drenaje o una laguna sí hay un contenido alto de sólidos.

El **gas** de un relleno sanitario está compuesto de metano y CO_2 principalmente, con un valor calórico de unos 18,630 kJ/m^3. Una vez establecidas condiciones anaerobias en el relleno, el metano constituye un 45 a 55% del gas del relleno sanitario con dióxido de carbono y pequeñas cantidades de hidrógeno, nitrógeno y trazas de otros gases.

El sistema de recolección de gas y ventilación del relleno está compuesto de una red de tuberías principales y laterales perforadas debajo de la capa superior del relleno, ensanchable a medida que el relleno progresa y capaz de soportar cualquier asentamiento diferencial. Las tuberías se colocan centradas, en zanjas con piedras o material granular grueso. La piedra se cubre con una sábana de geotextil o de tela filtrante para prevenir el taponamiento.

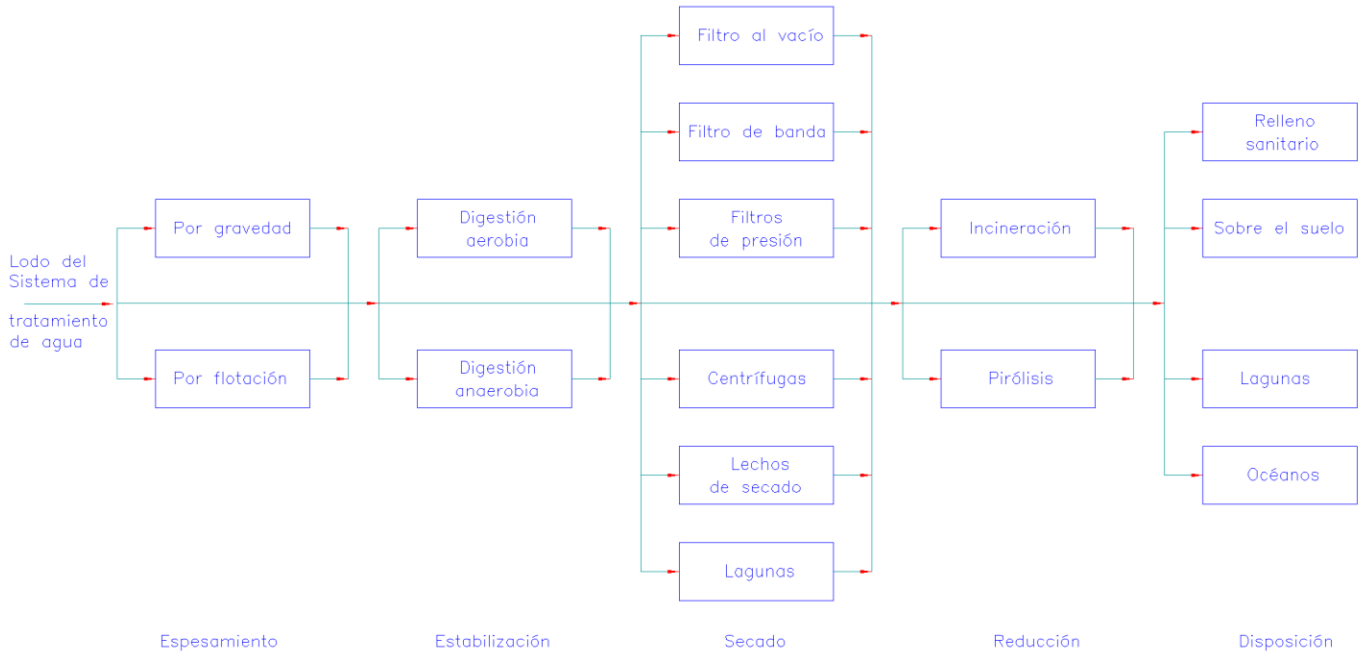


FIG. XIII–1

Procesos de tratamiento de lodos

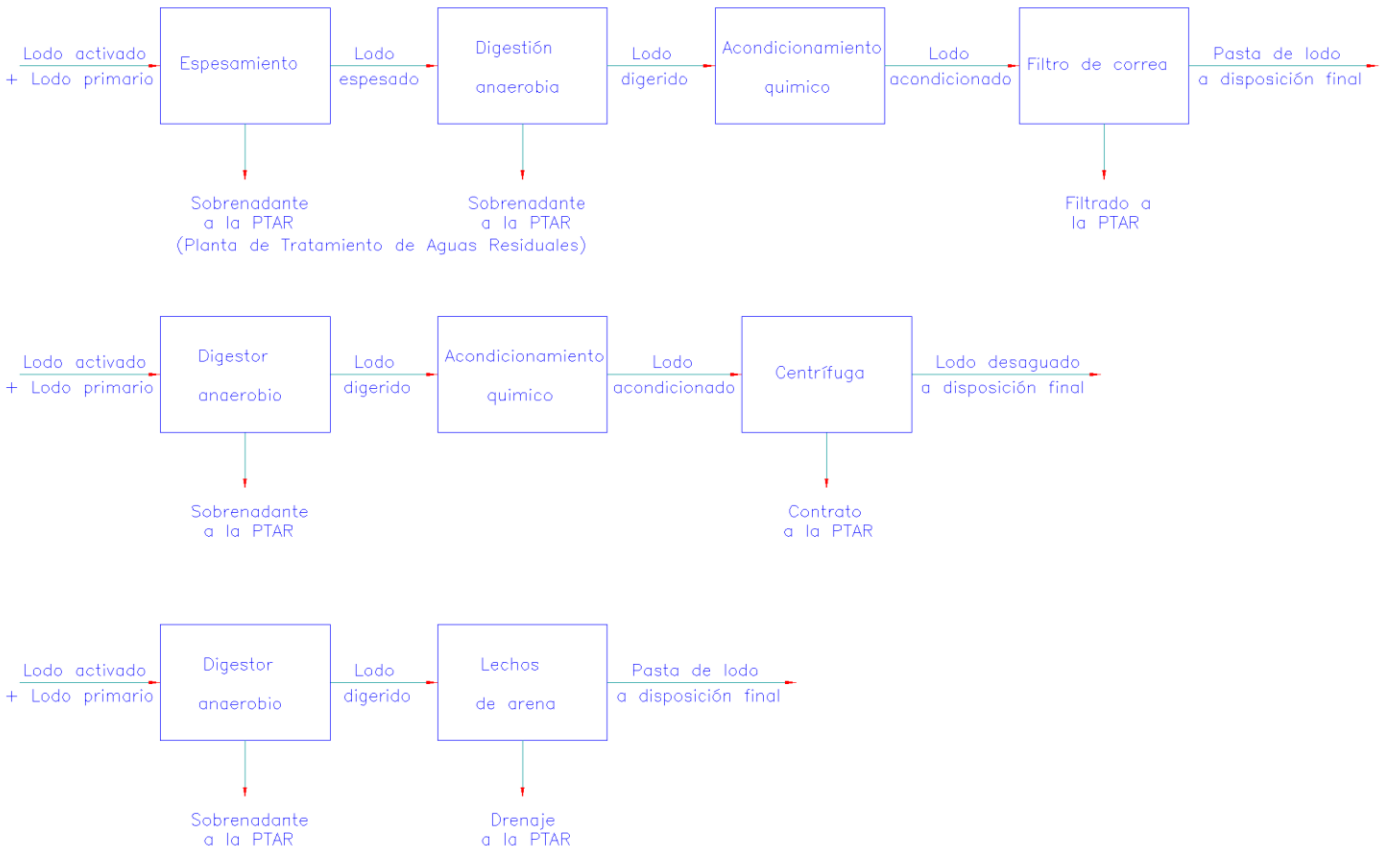


FIG. XIII–2

Diagrama de flujo típico de tratamiento de lodos

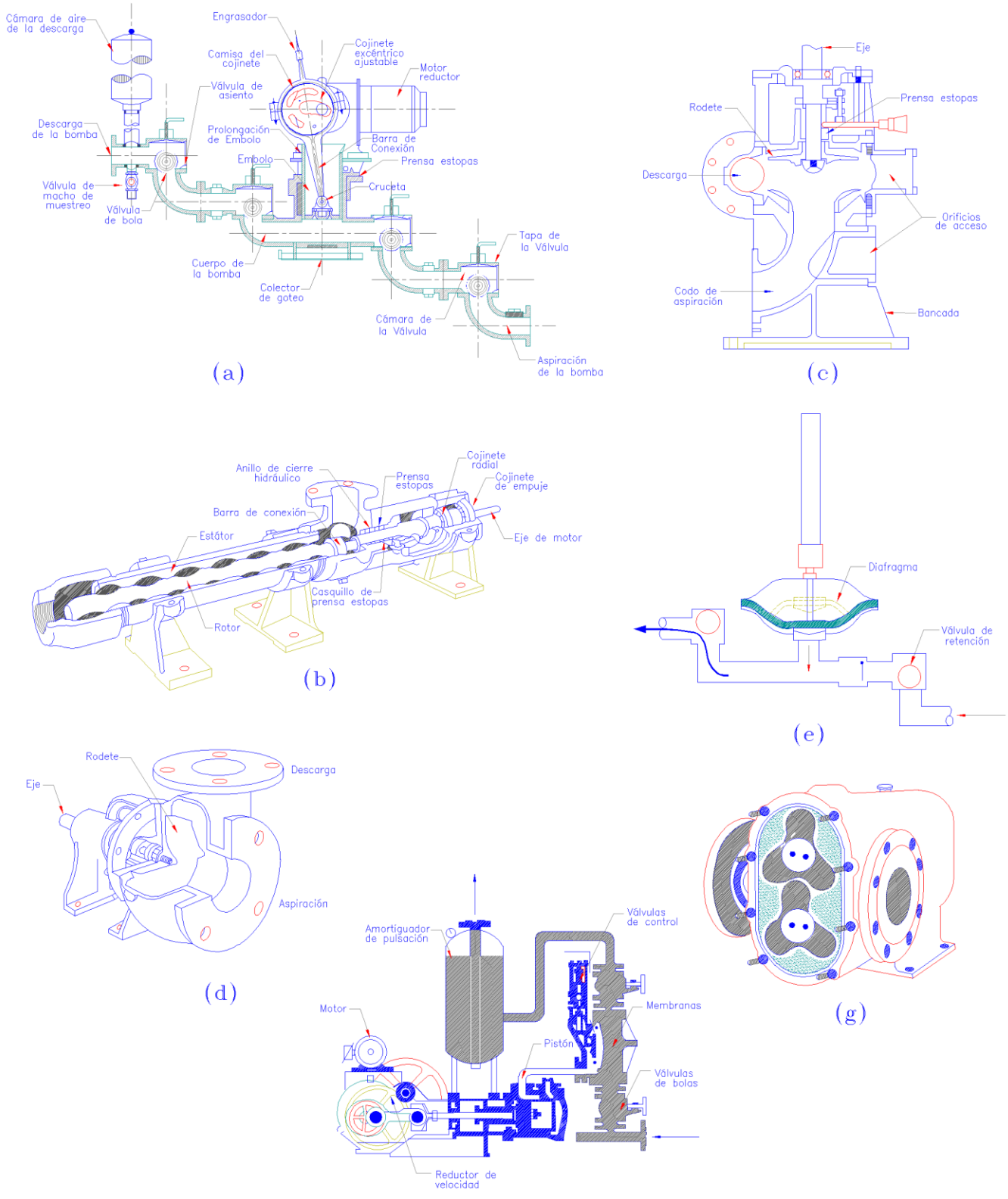


FIG. XIII–3

Bombas típicas para lodos y espumas mas utilizados en plantas de tratamientos de aguas: (a) de pistón, (b) de cavidad progresiva. (c) centrifuga inatascable, (d) de vórtice, (e) de diafragma, (f) de émbolo de alta presión, (g) de émbolos rotativos.

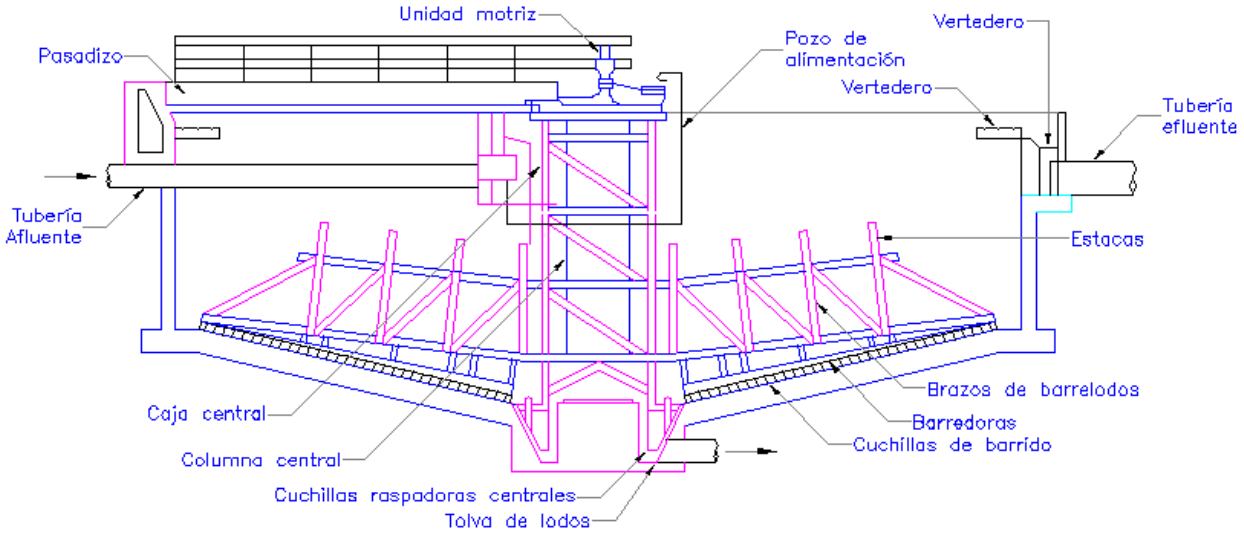


FIG. XIII–4
Espesor por gravedad

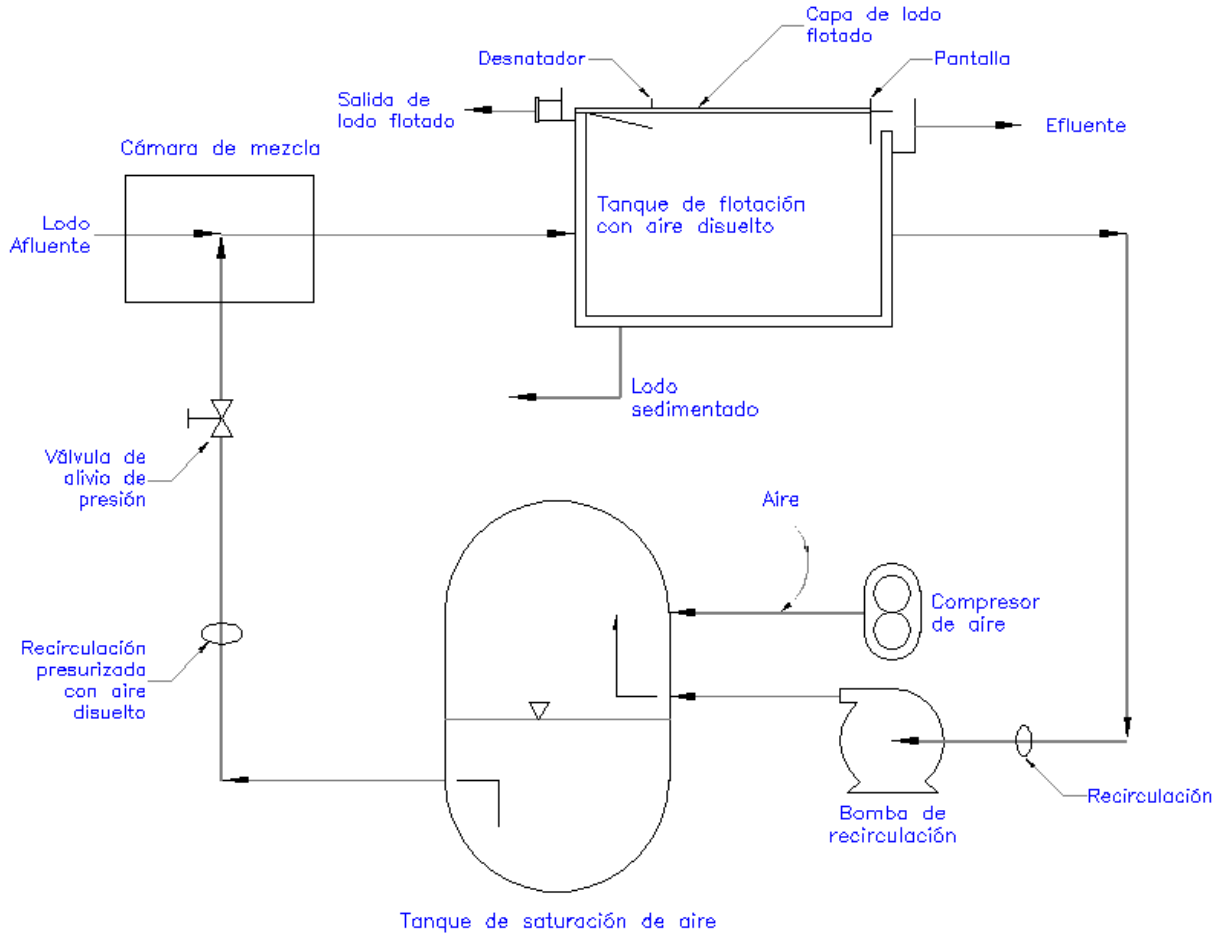
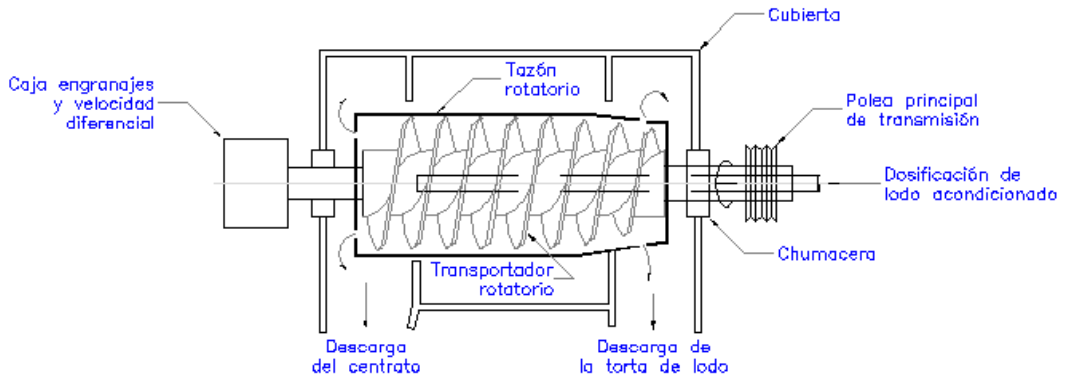
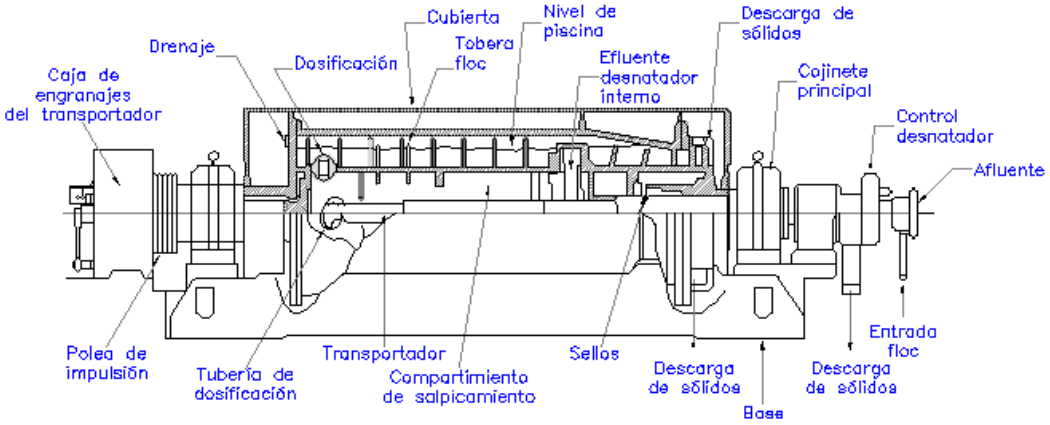


FIG. XIII–5
Esquema de un espesador con aire disuelto



(a) Centrífuga de flujo a contracorriente



(b) Corte centrífuga de flujo concurrente

FIG. XIII–6
Esquema de las centrífugas de tazón sólido

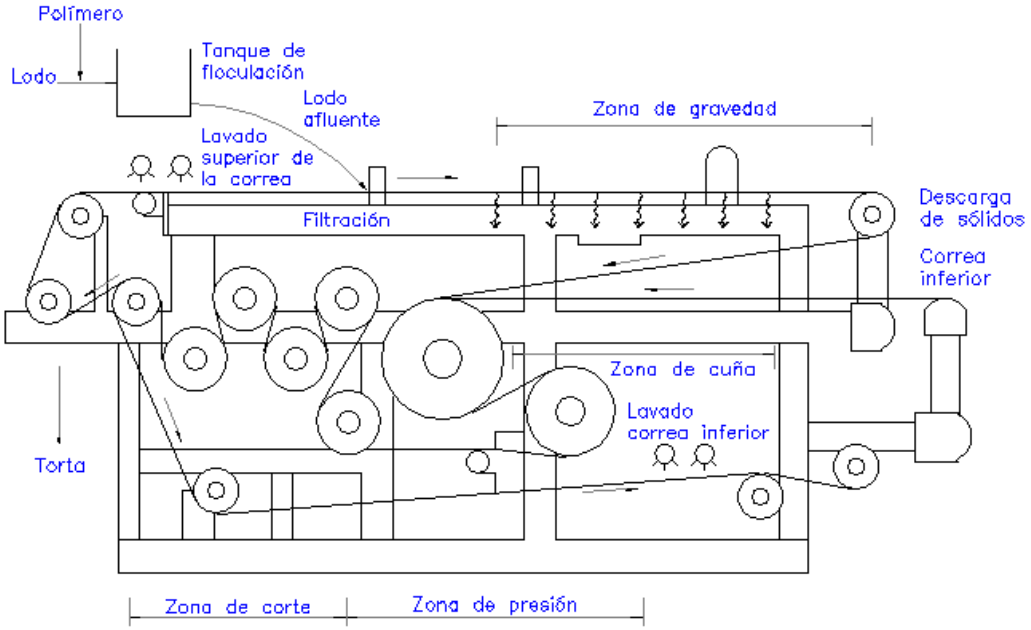


FIG. XIII–7
Esquema de un filtro prensa de banda

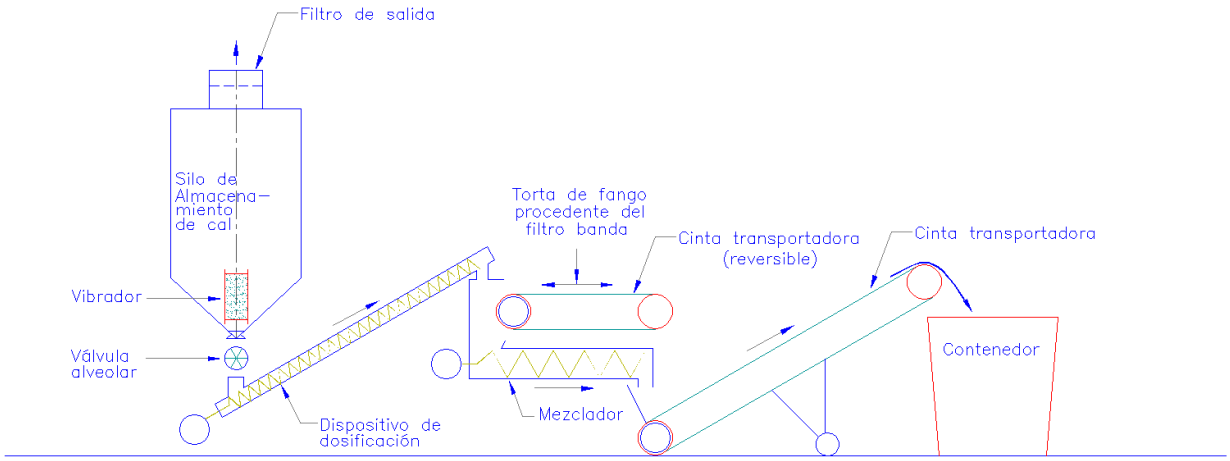
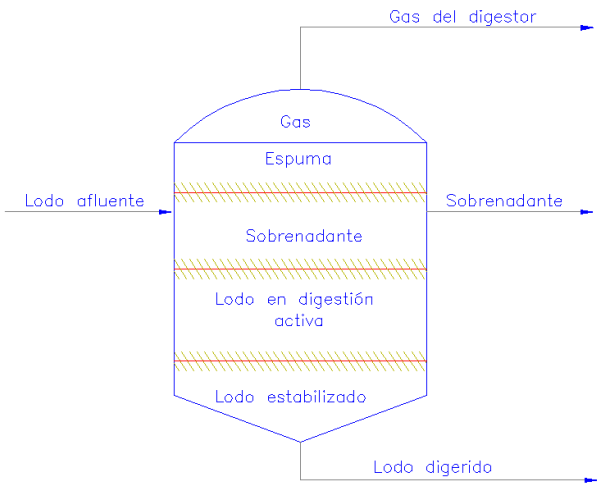
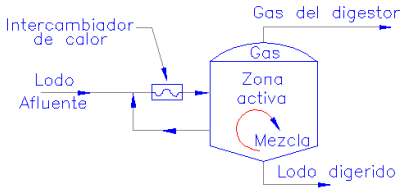


FIG. XIII-8

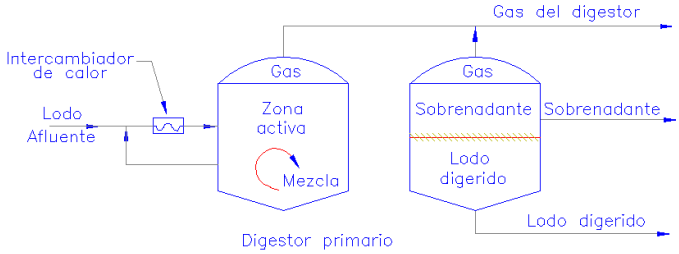
Sistema típico de post-tratamiento con cal



(a) Tasa baja una etapa



(b) Tasa alta una etapa



(c) Dos etapas tasa alta

FIG. XIII-9

Sistema de digestión anaerobia

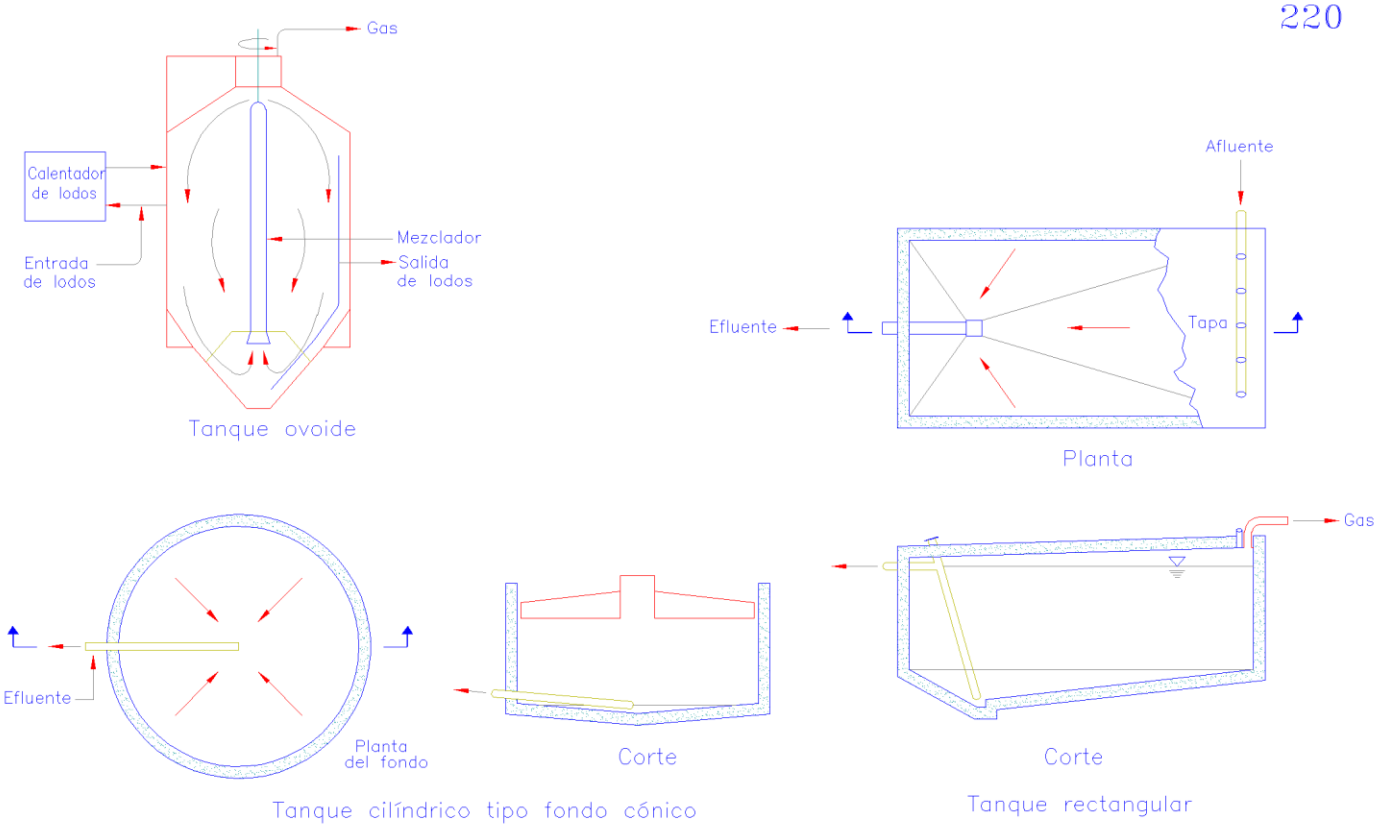


FIG. XIII–10
Digestores anaerobios

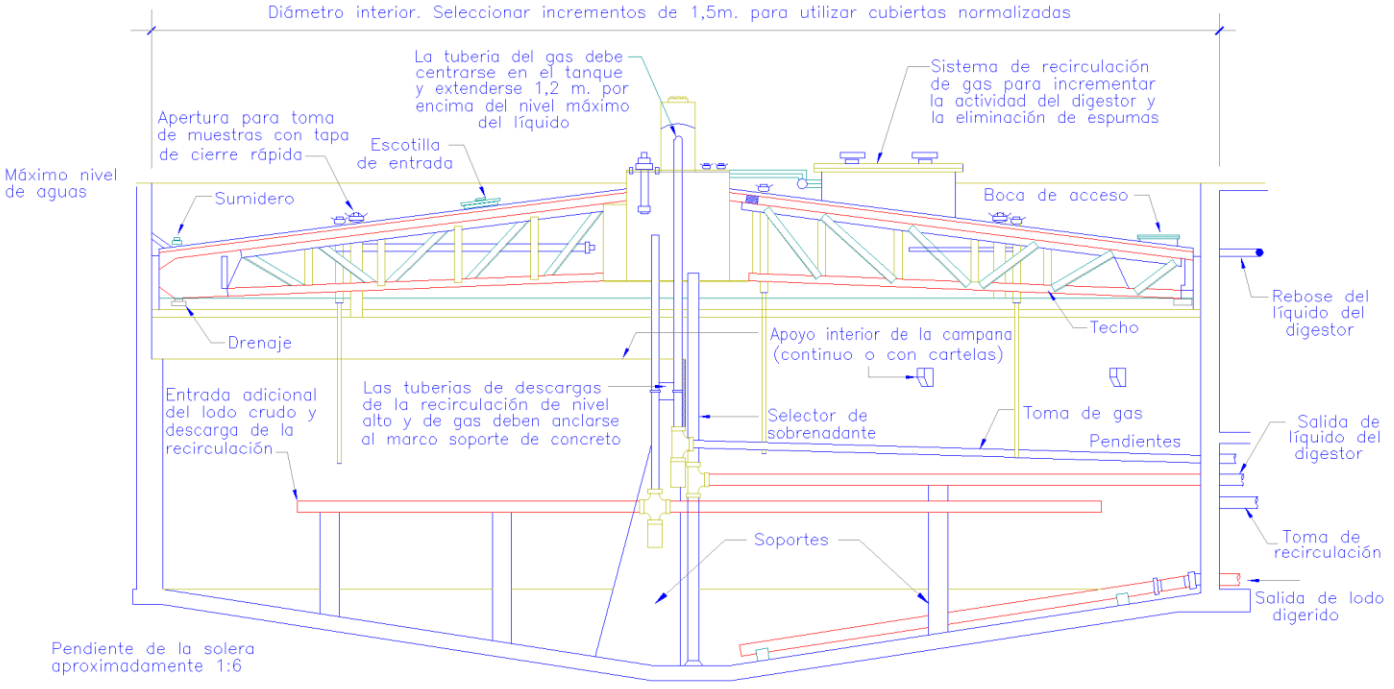


FIG. XIII–11
Seccion transversal de un digestor anaerobio típico convensional

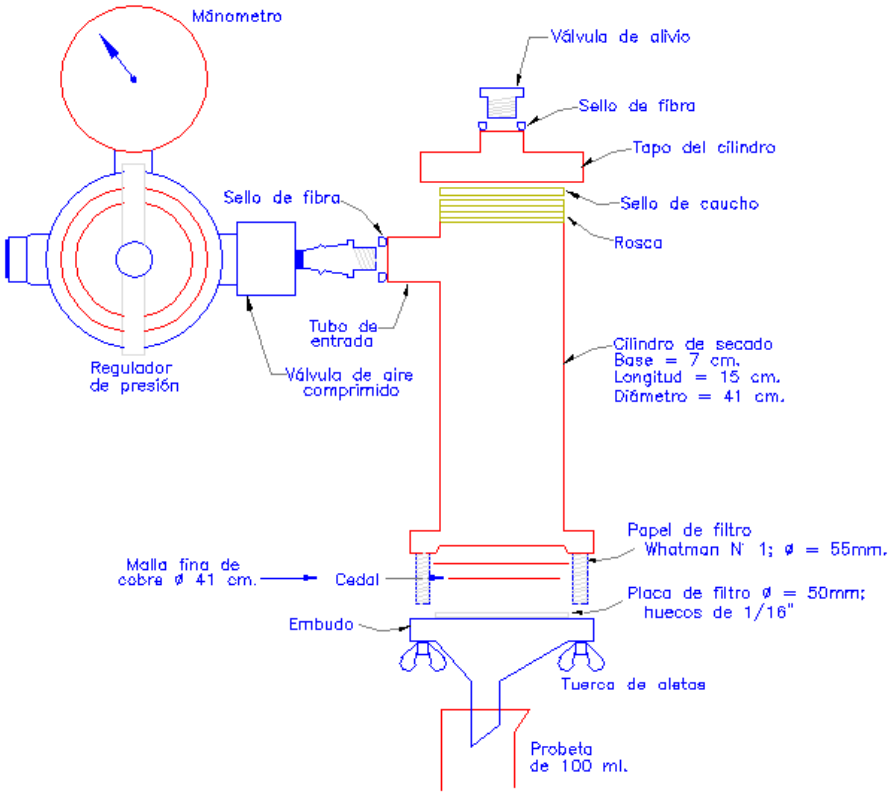


FIG. XIII–12
Aparato para ensayo de resistencia especifica a presión alta

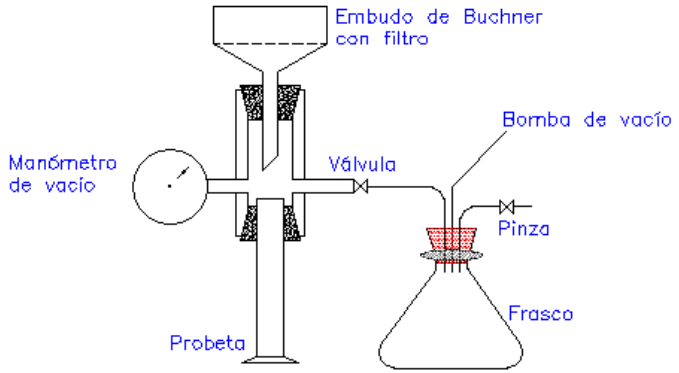


FIG. XIII–13
Aparato de laboratorio para determinar resistencia específica

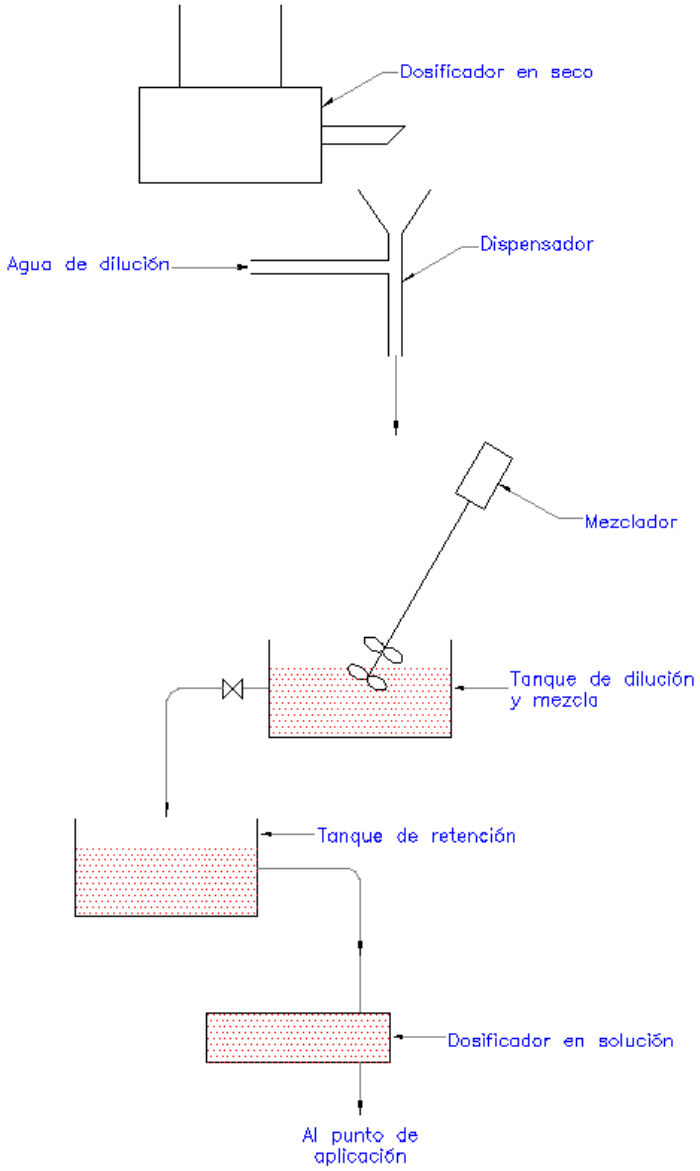
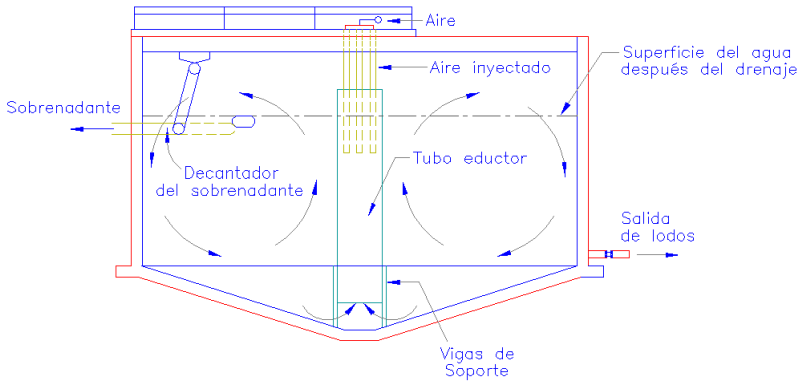
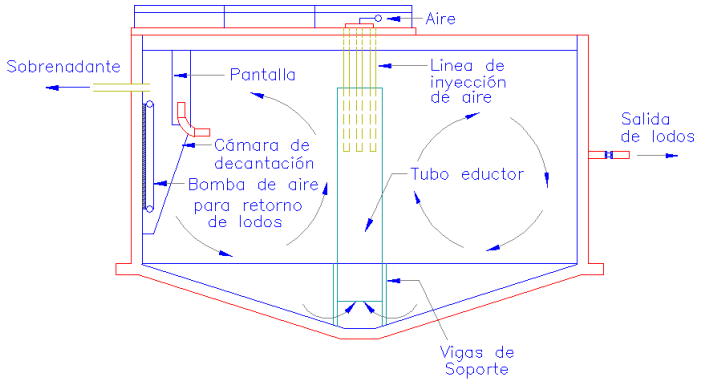


FIG. XIII–14
Esquema de un sistema típico de dosificación de un polímero seco



(a) Operación en cochada



(a) Operación contínua

FIG. XIII–15
Digestor aerobio circular típico

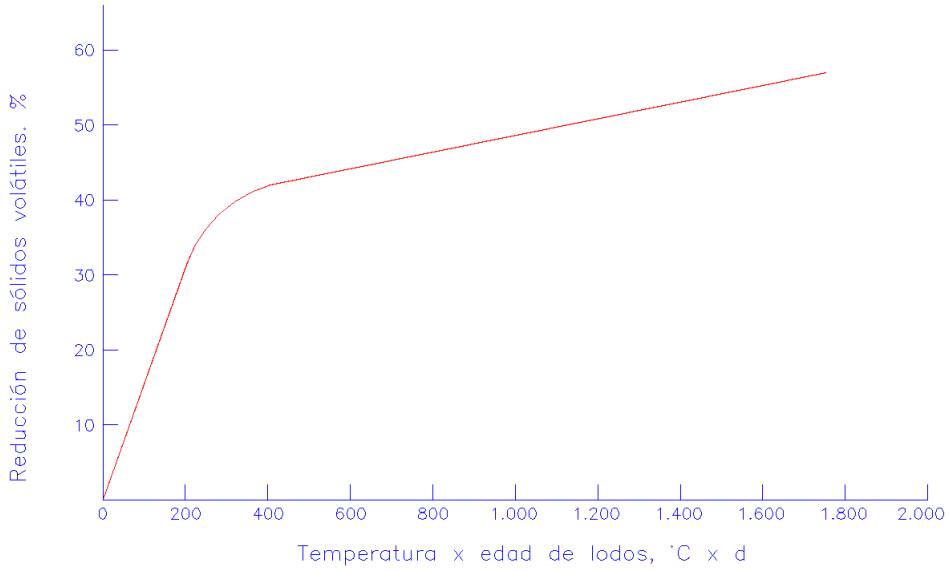


FIG. XIII–16
Reducción de sólidos volátiles en un digestor aerobio en función de la temperatura del líquido y de la edad de los lodos

223

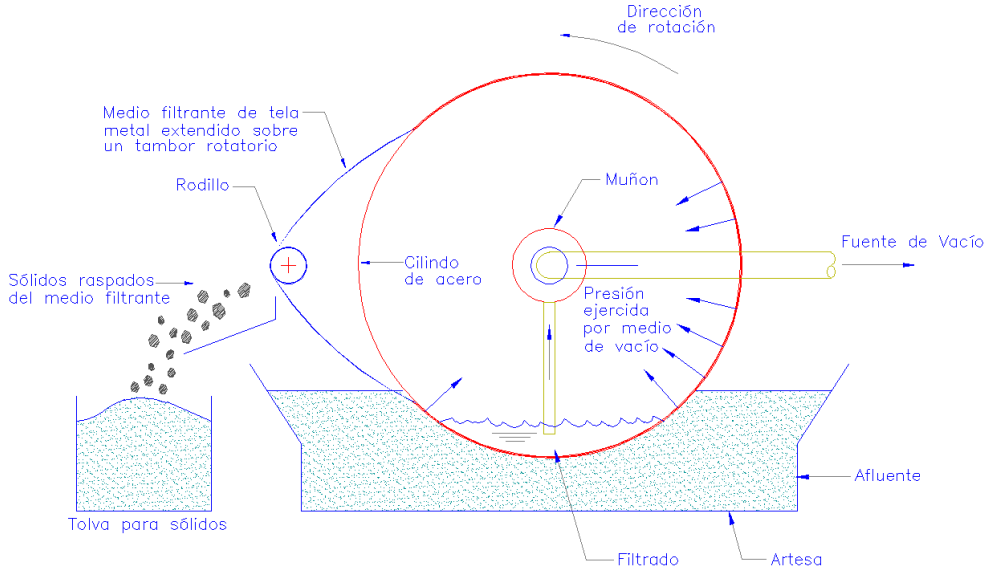


FIG. XIII–17
Esquema de un filtro al vacío

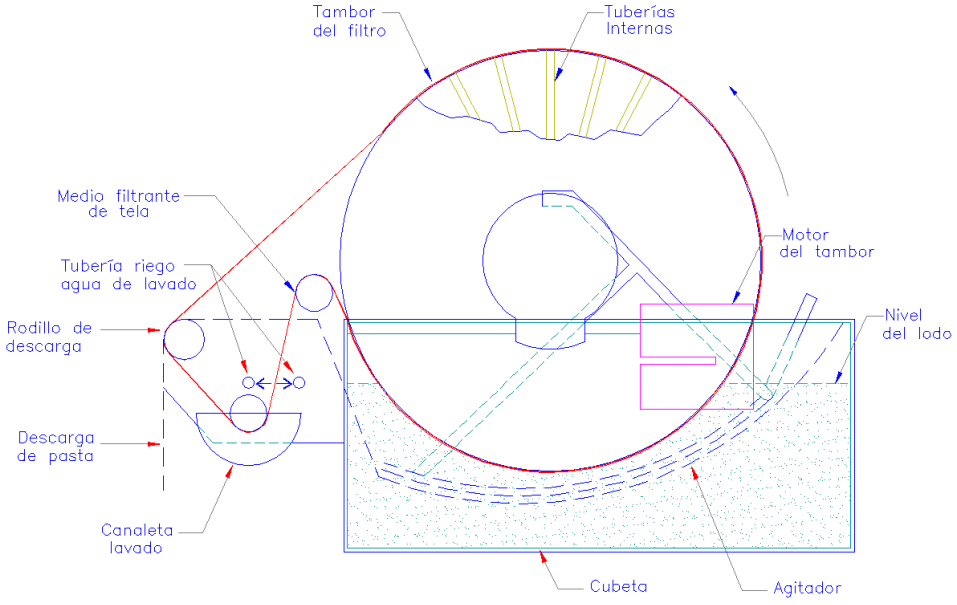


FIG. XIII–18
Vista en corte de un filtro al vacío rotatorio tipo banda de tela

224

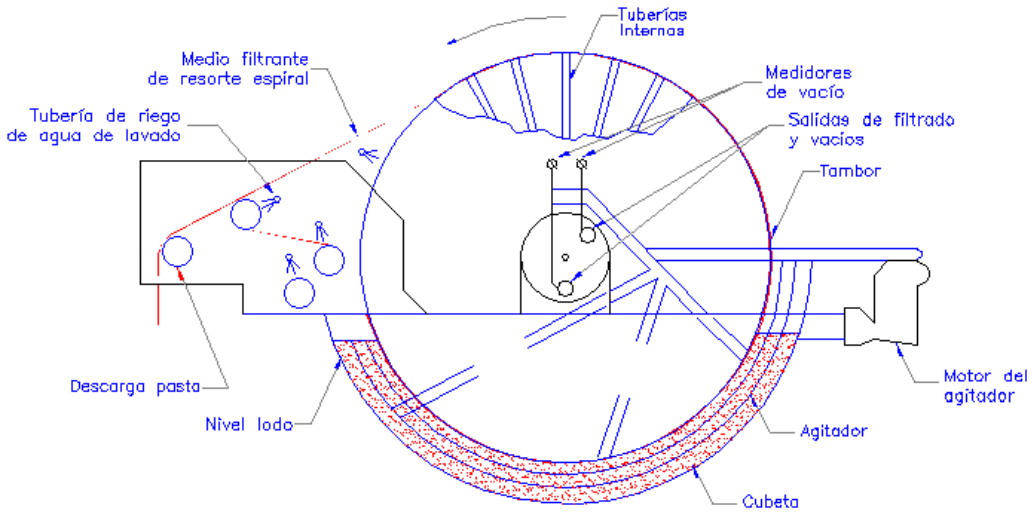


FIG. XIII–19

Vista en corte de un filtro al vacío tipo banda de resorte espiral

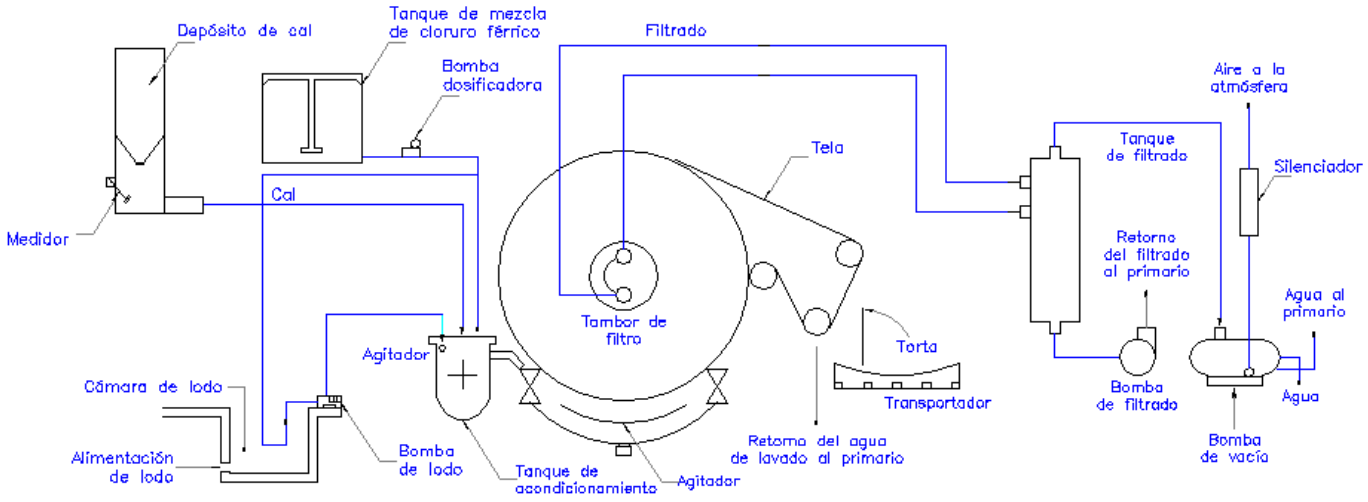
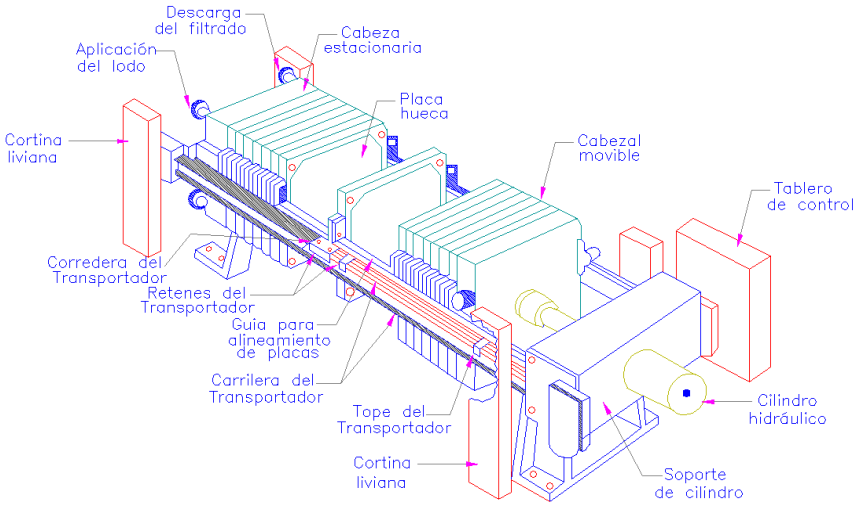


FIG. XIII–20

Proceso de filtración al vacío

225



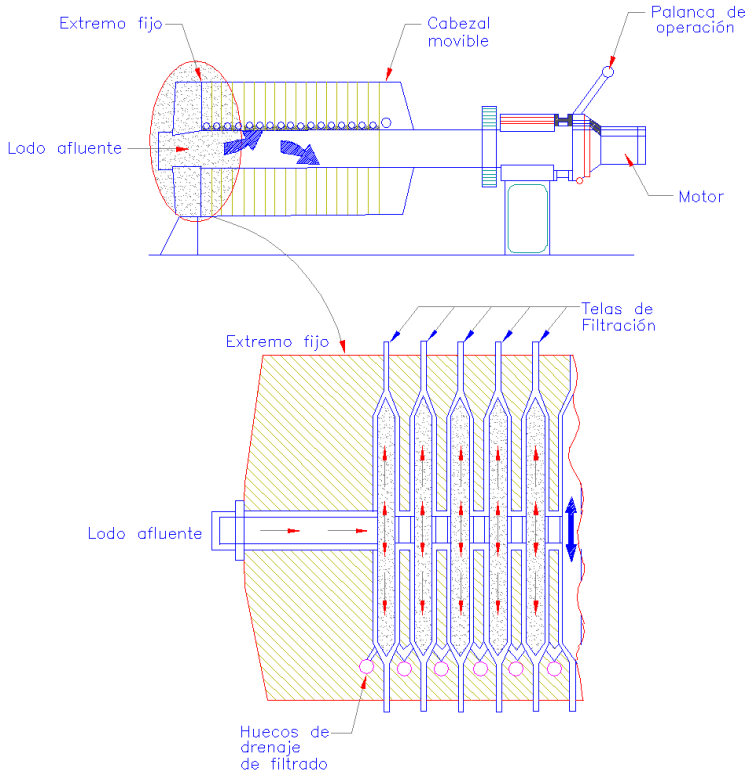


FIG. XIII–21

Filtros prensa de placas de volúmen fijo

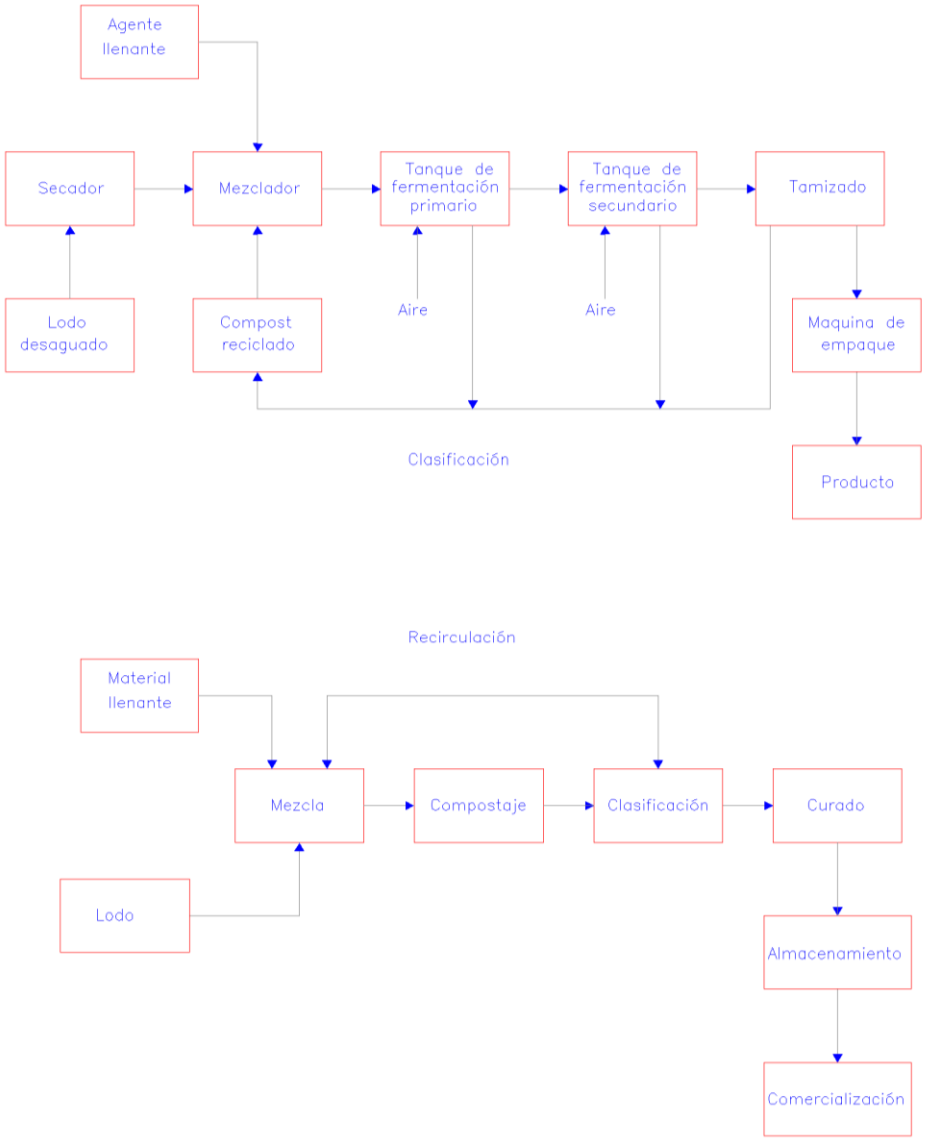


FIG. XII–22

Diagrama de flujo delcompostaje

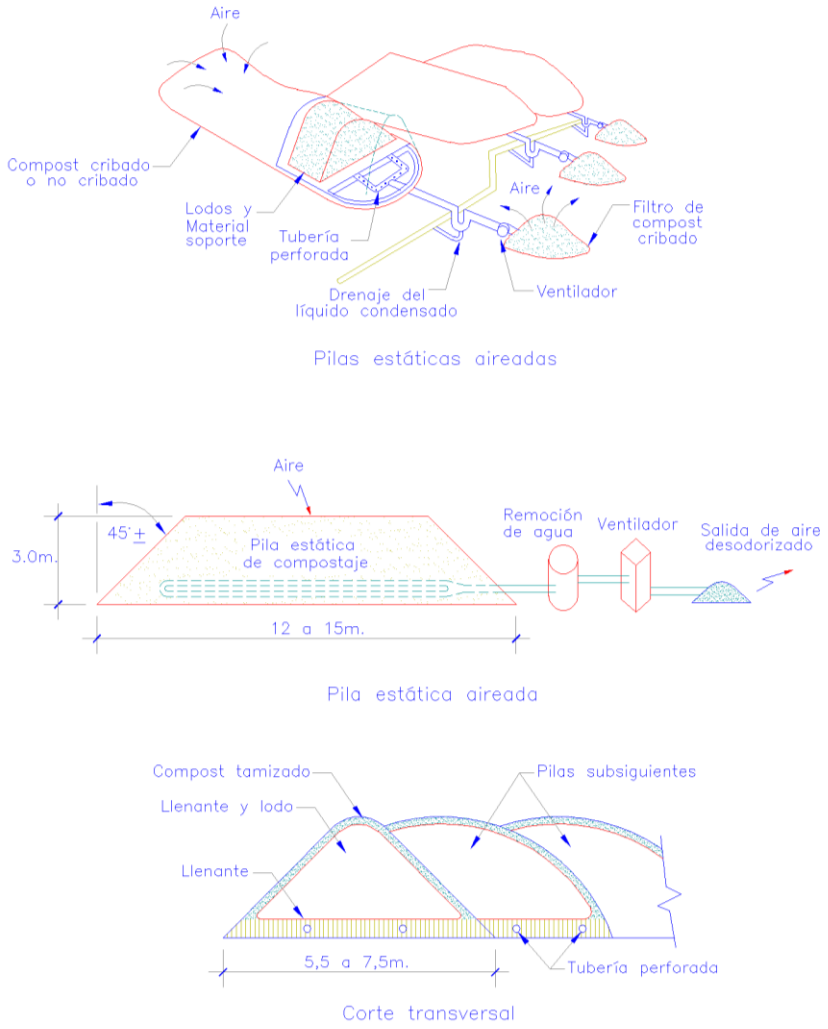


FIG. XIII–23

Compostaje de lodos en pila estática aireada

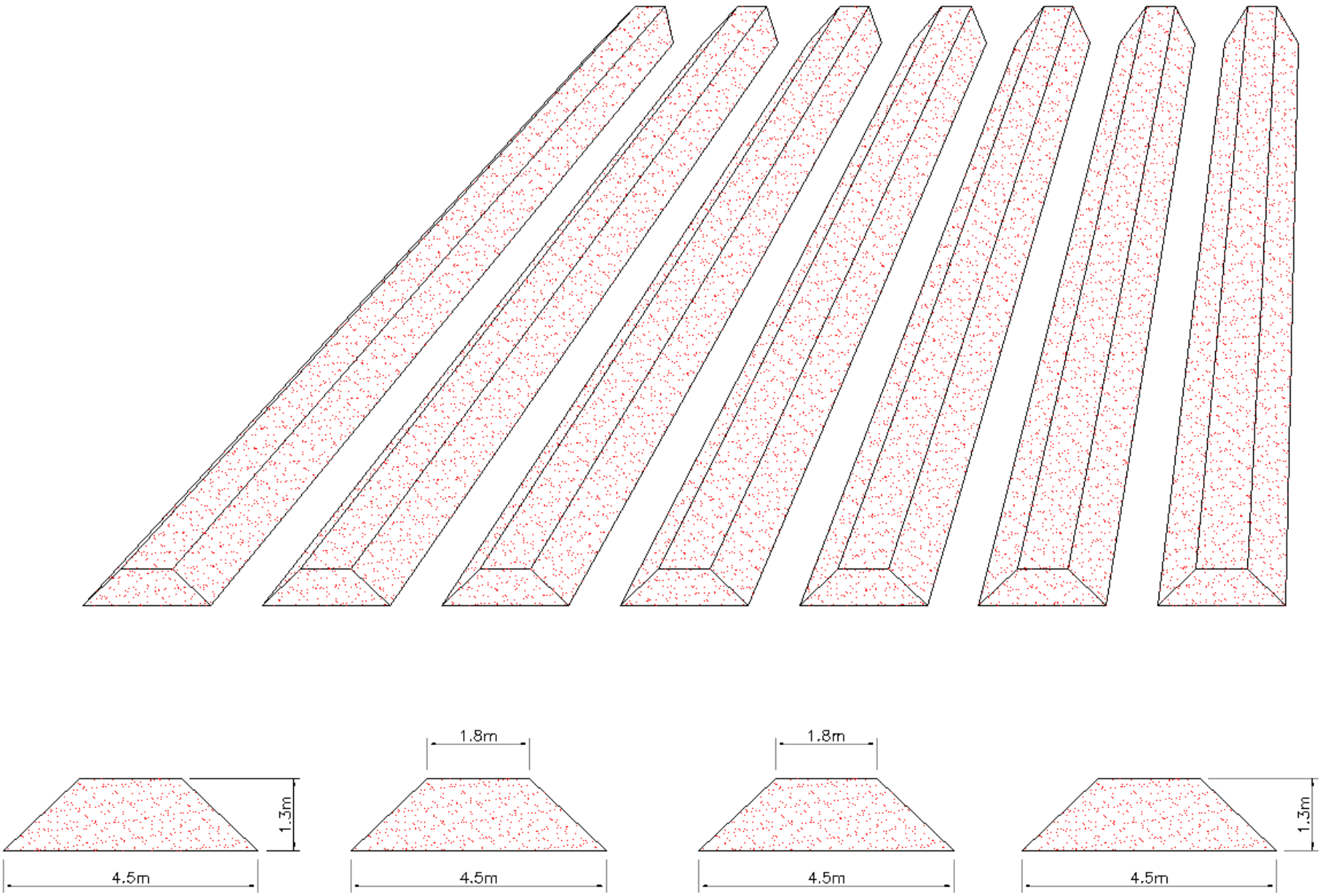


FIG. XIII–24
Dimensiones típicas de pilas de compostaje

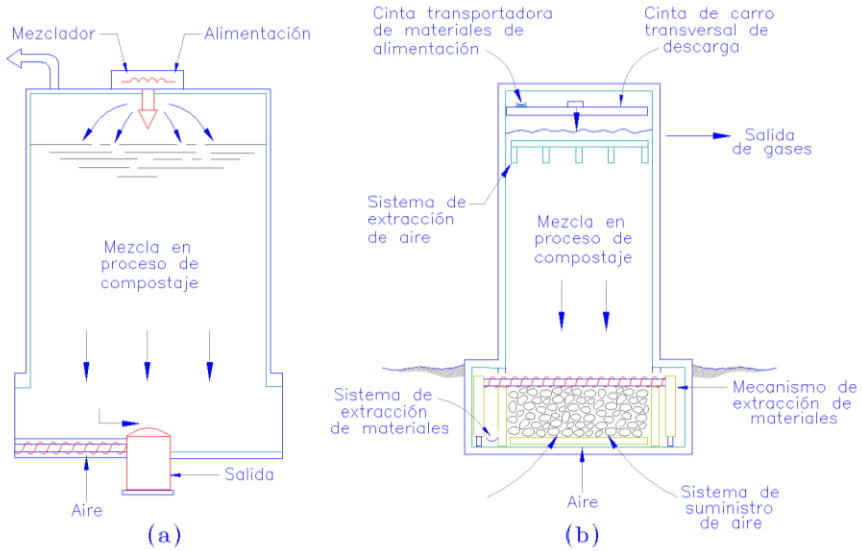


FIG. XIII–25

Ejemplos de reactores cerrados de compostaje de lodos de flujo en pistón: (a) Torre cilíndrica; (b) Rectangular; (c) De túnel

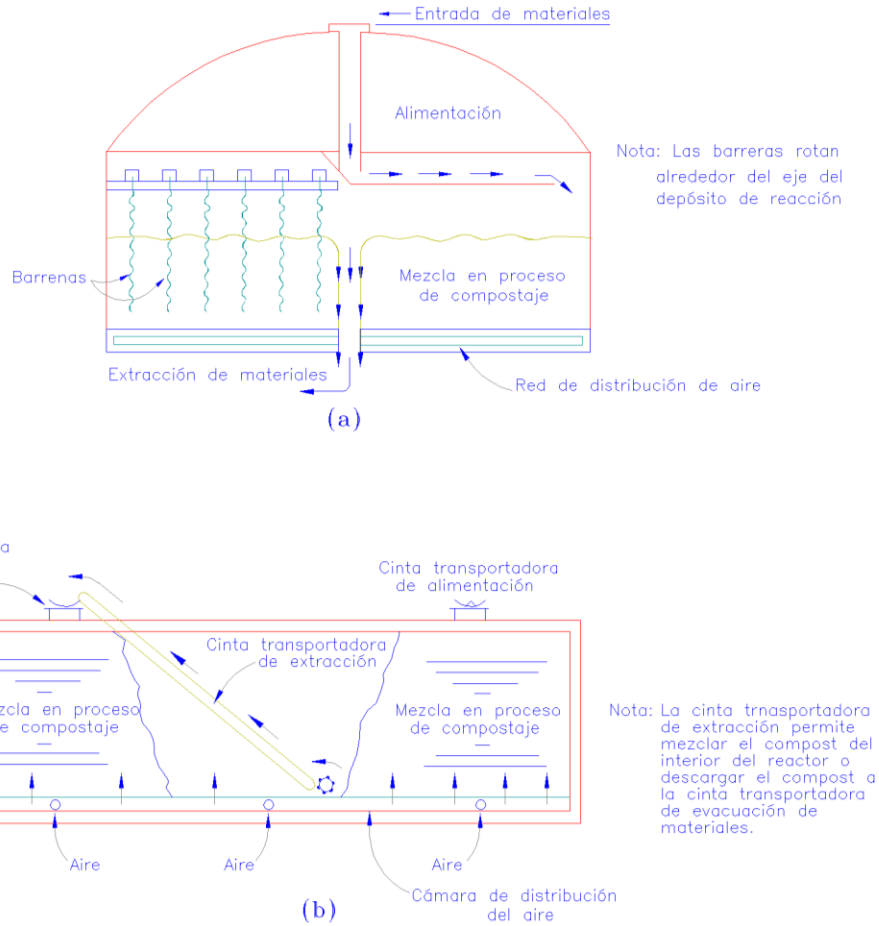


FIG. XIII–26

Ejemplos de unidades de compostaje cerradas de mezcla dinámica: (a) Circular y (b) Rectangular

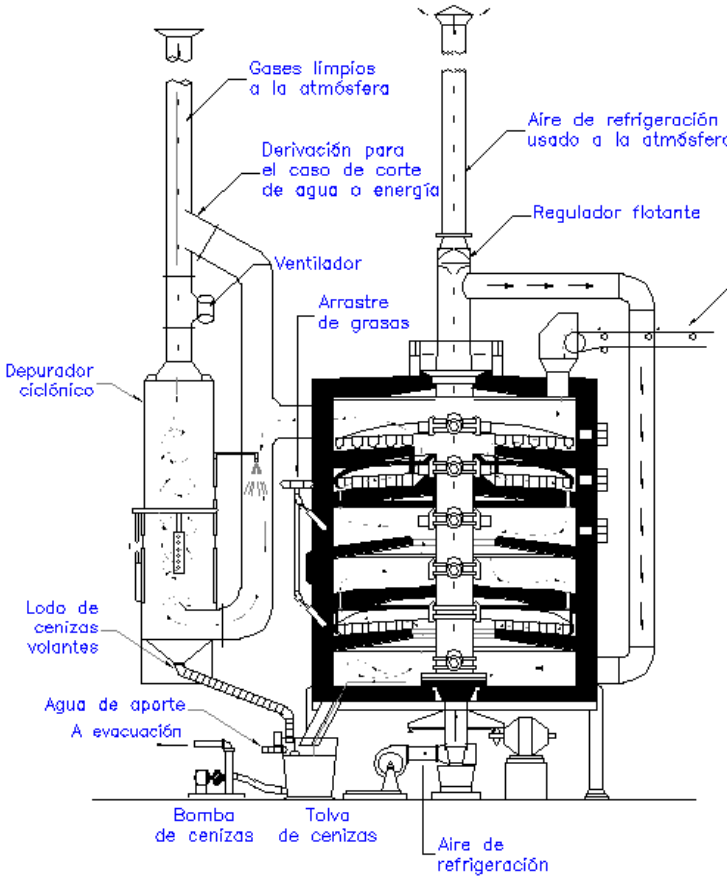


FIG. XIII–27
Incinerador de pisos multiples

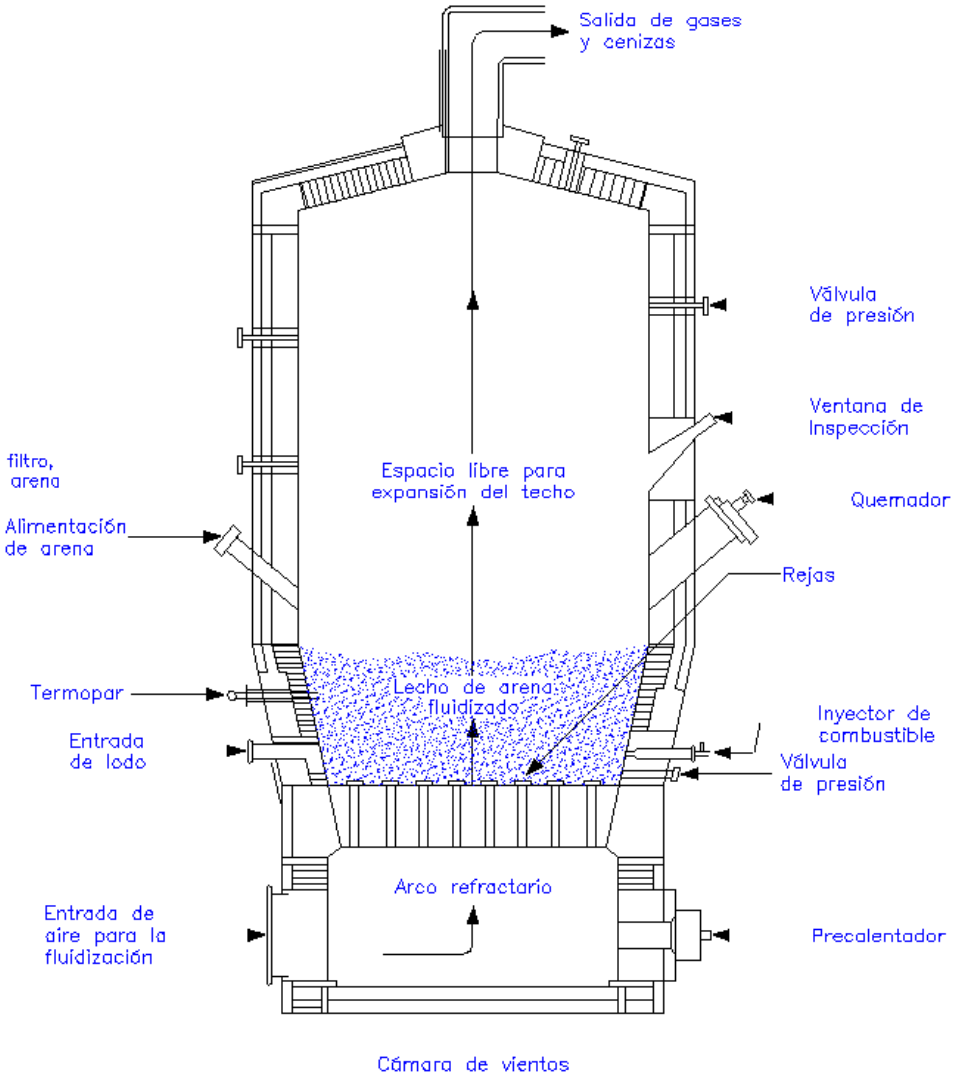
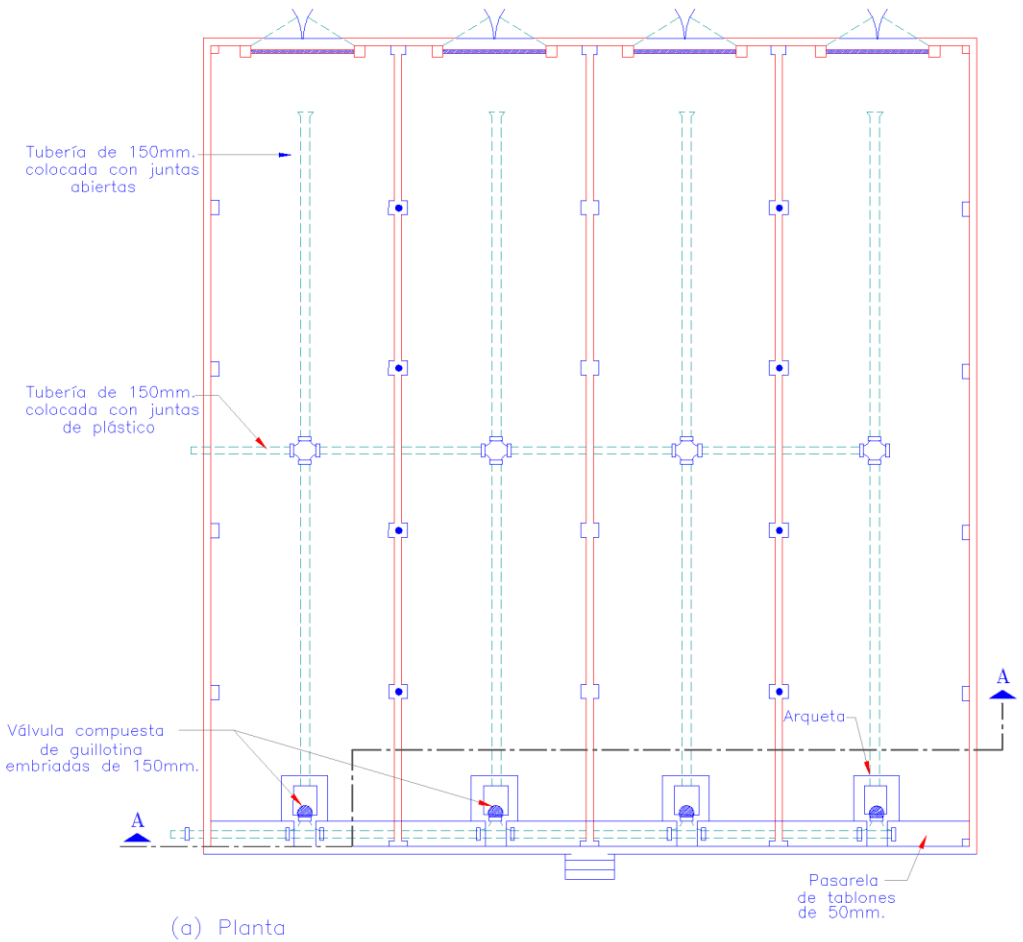
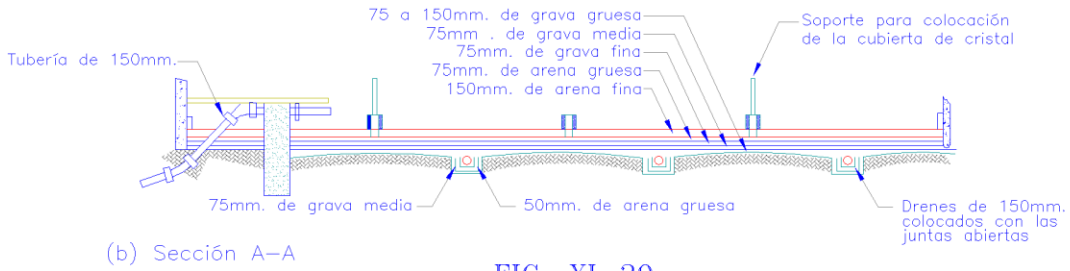


FIG. XIII–28
Corte de un incinerador de lecho fluidizado



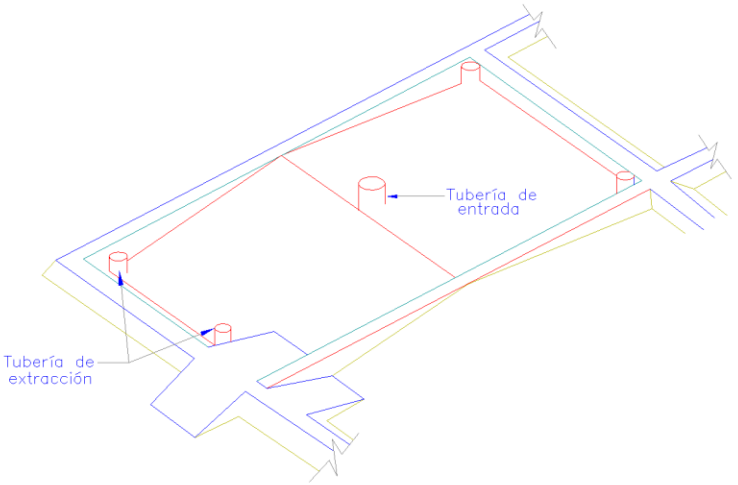
(a) Planta



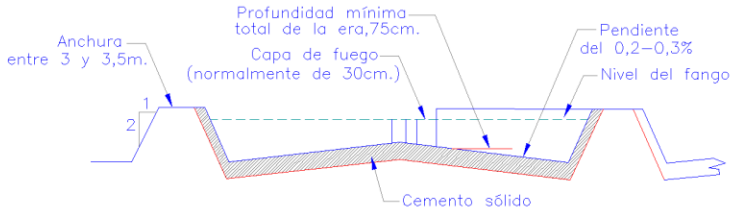
(b) Sección A–A

FIG. XI–29

Era de sacado de lodos tipica



(a) Perspectivo isométrico



(b) Sección transversal

FIG. XI–30

Era de secado paviementada

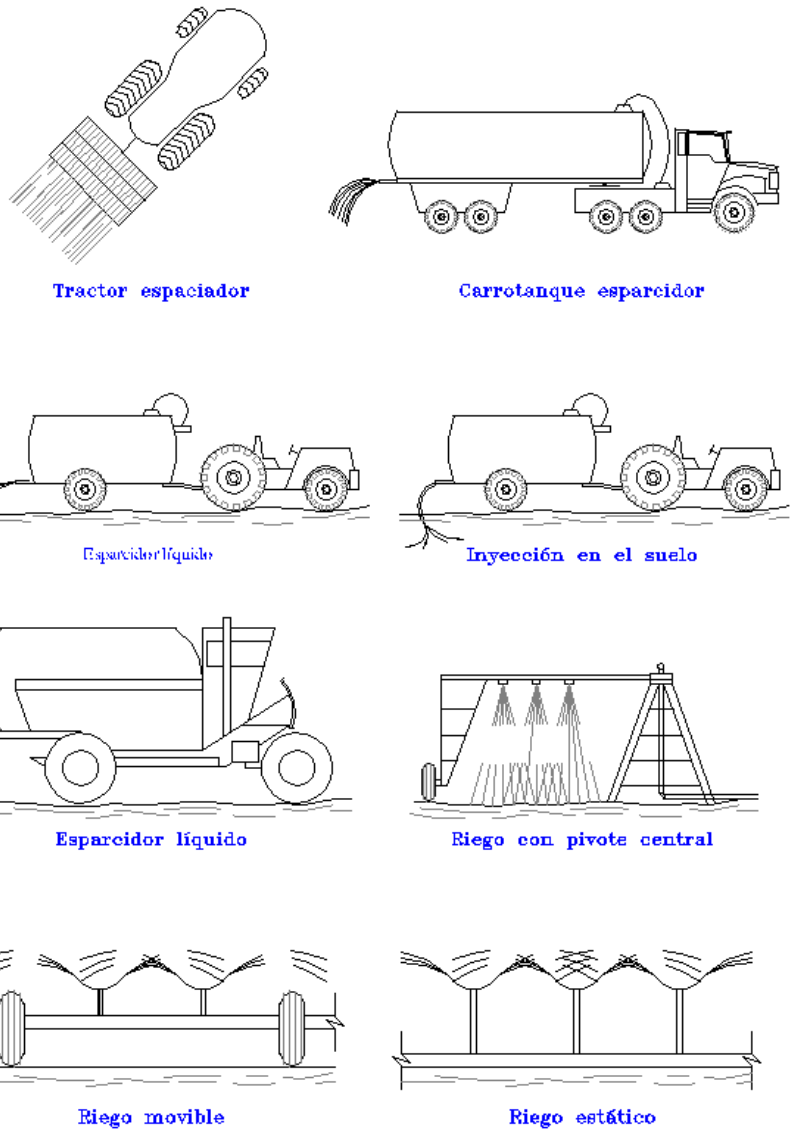


FIG. XIII–31
Sistemas de aplicación de
lodo líquido sobre el suelo

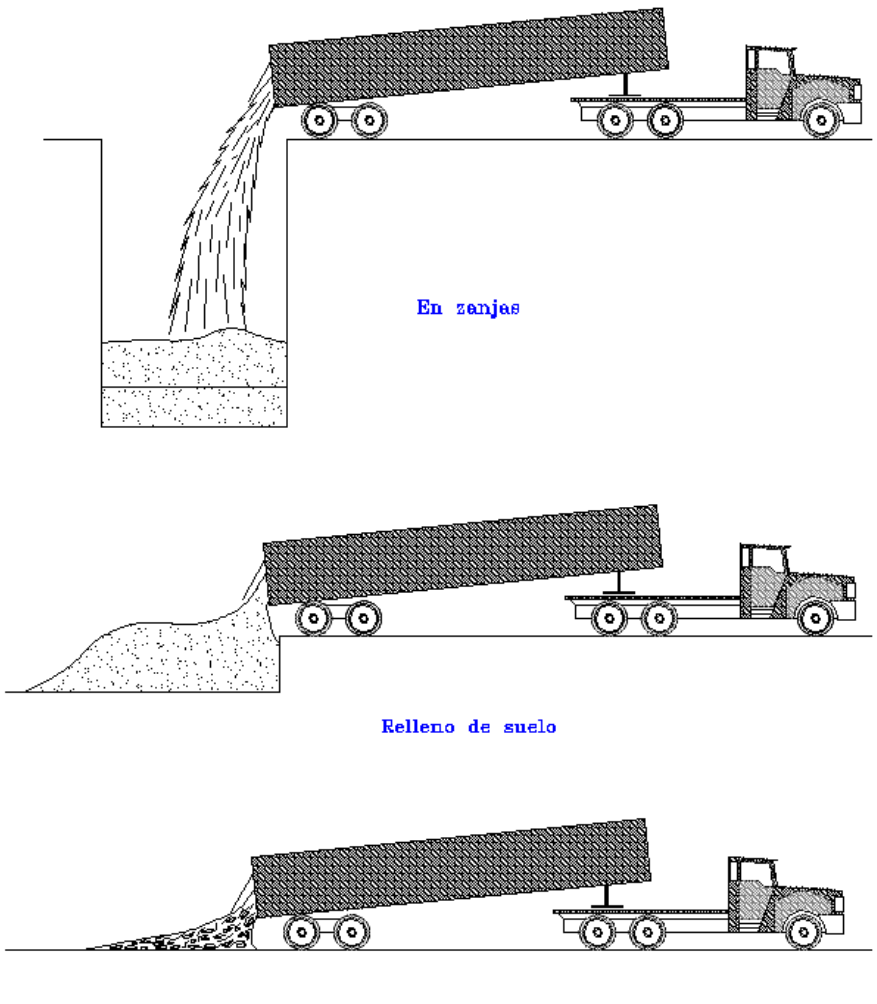


FIG. XIII–32
Sistemas de aplicación de
lodo desaguado sobre el suelo

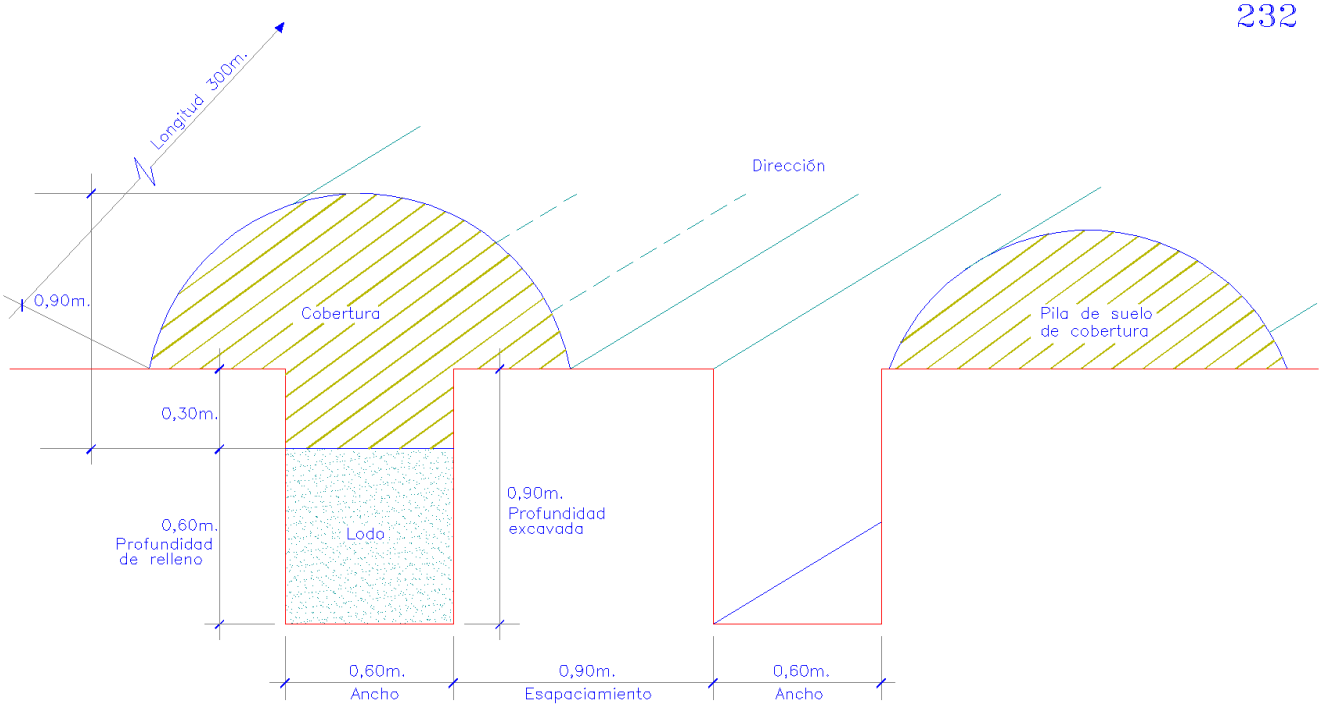
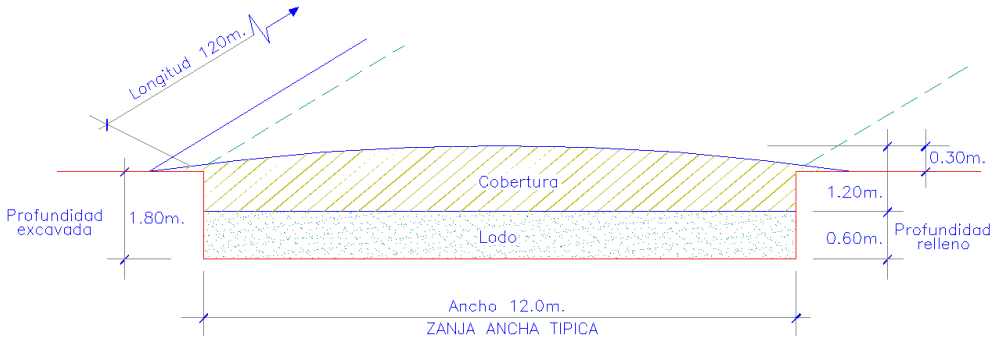


FIG. XIII–33

Corte típico de un relleno de zanja angosta



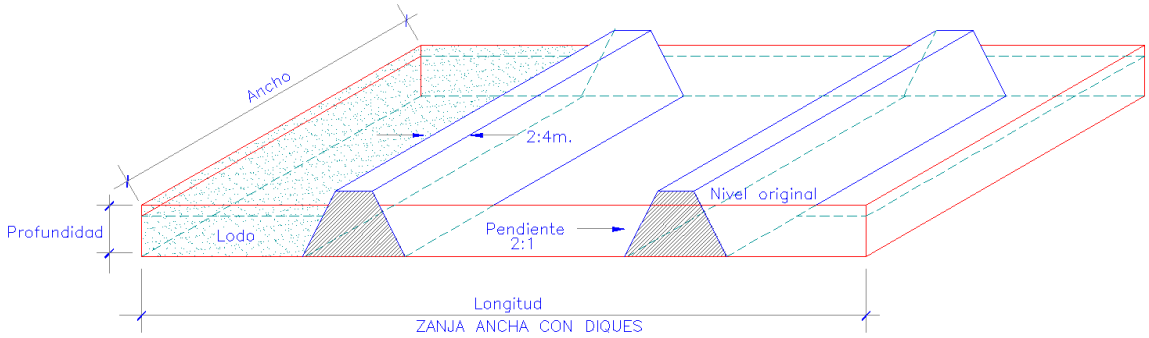


FIG. XIII–34

Cortes típicos de un relleno de zanja ancha

233

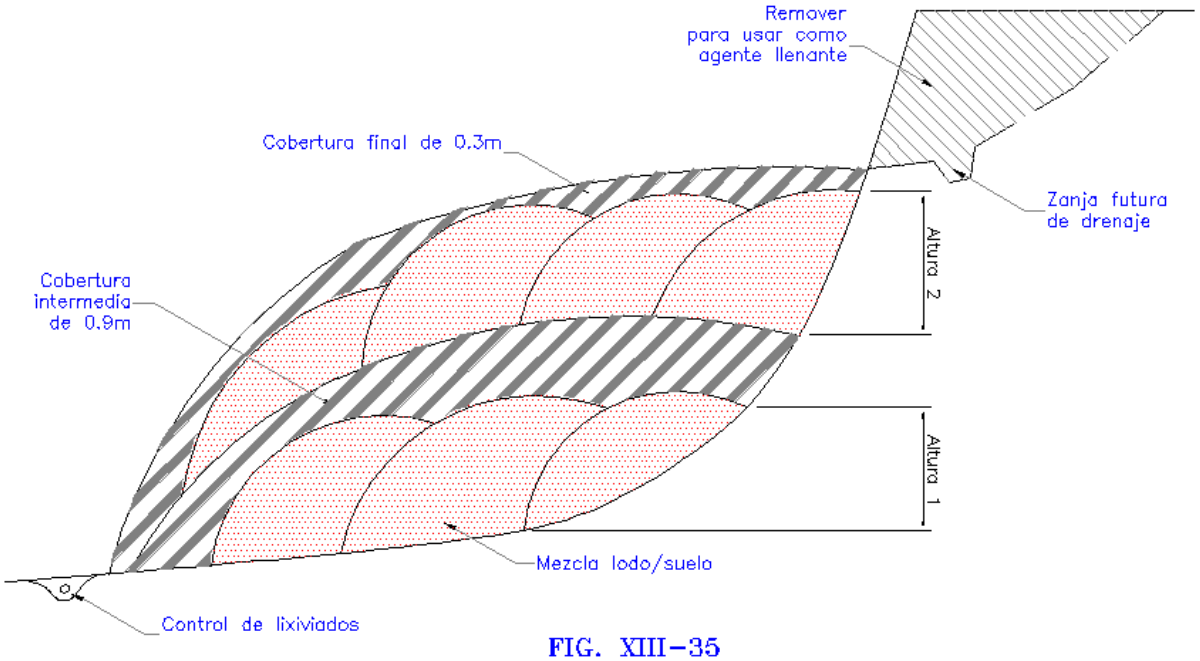


FIG. XIII–35
Corte típico de un relleno de área en montículo

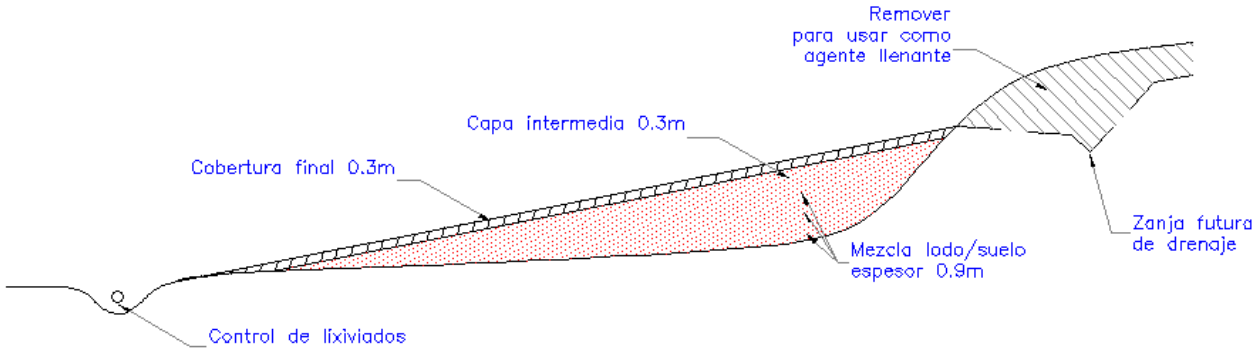


FIG. XIII–36
Corte típico de un relleno de área en capas

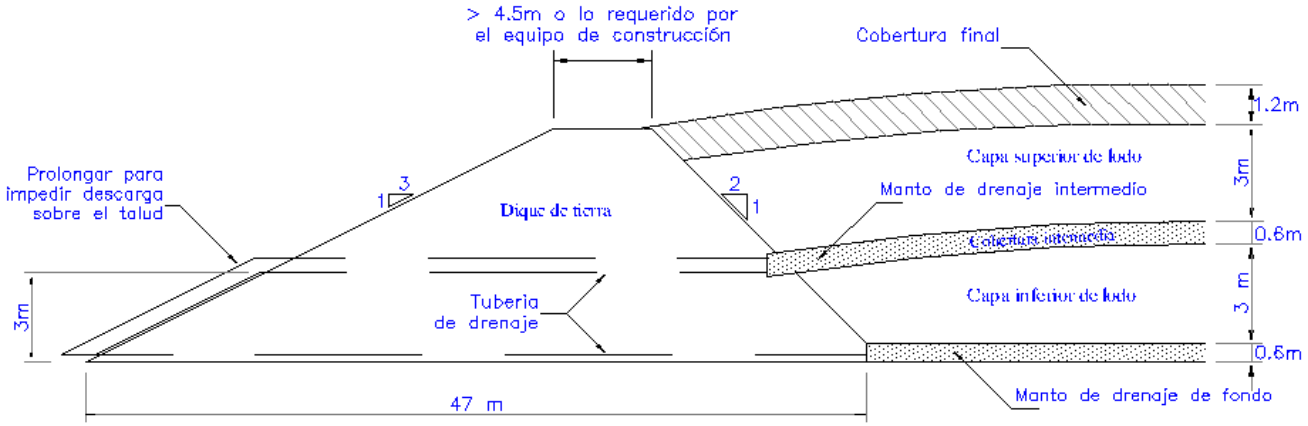


FIG. XIII–37
Corte típico de un relleno con diques de contención

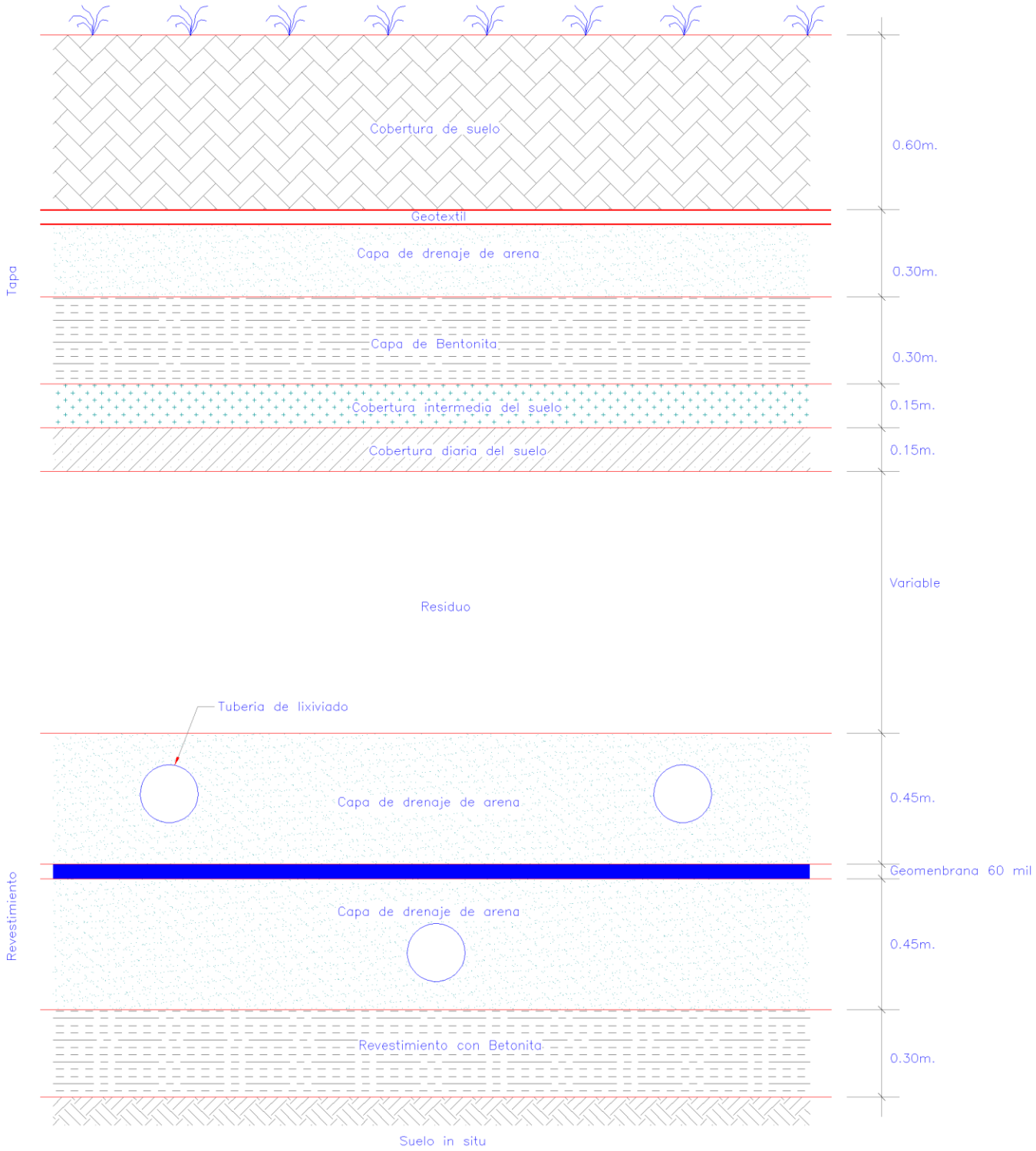
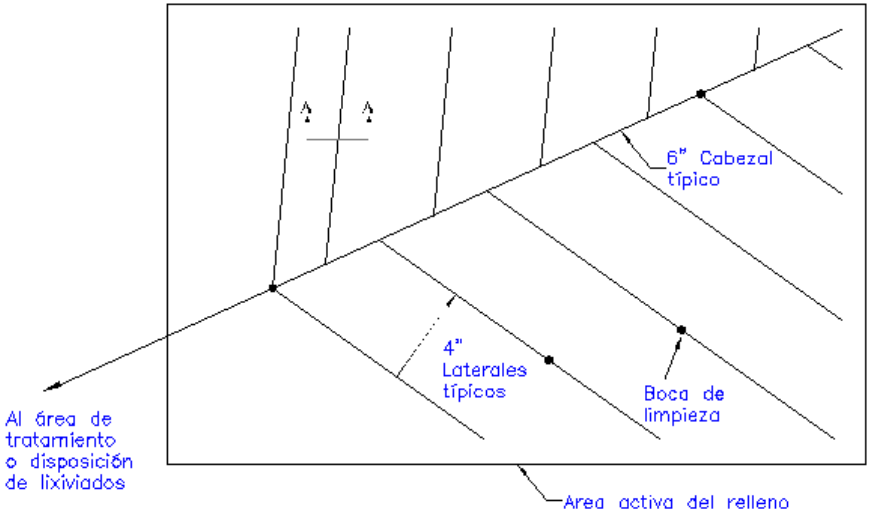
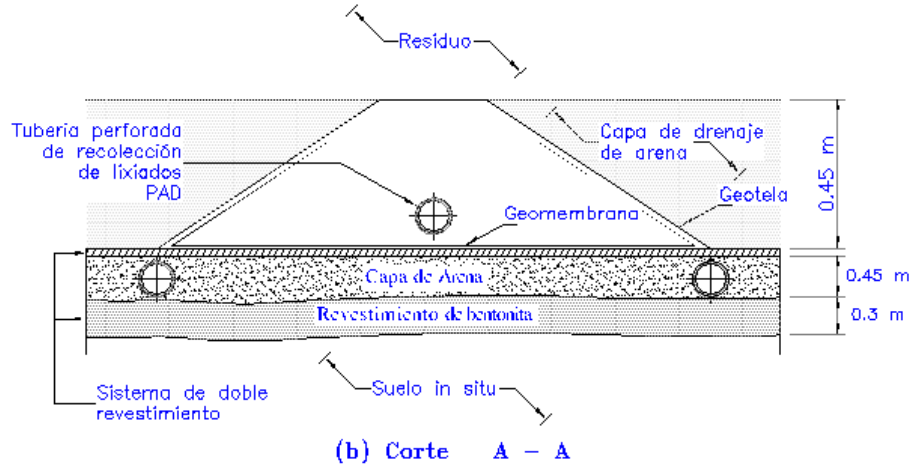


FIG. XIII–38

Relleno con tapa típica,doble revestimiento y sistema de recolección de lixiviados

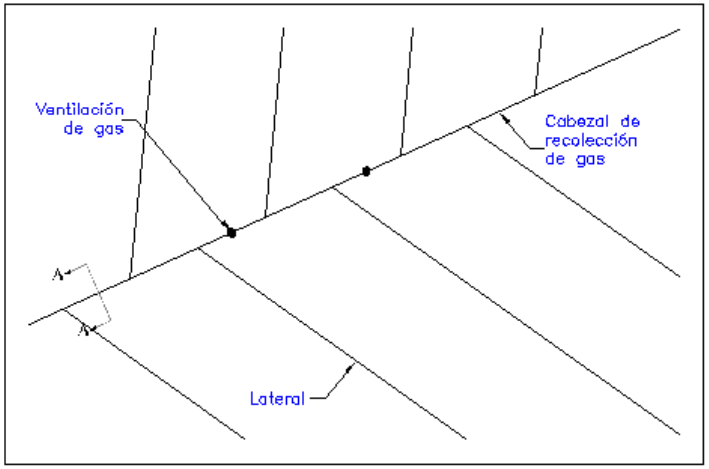


(a) Planta

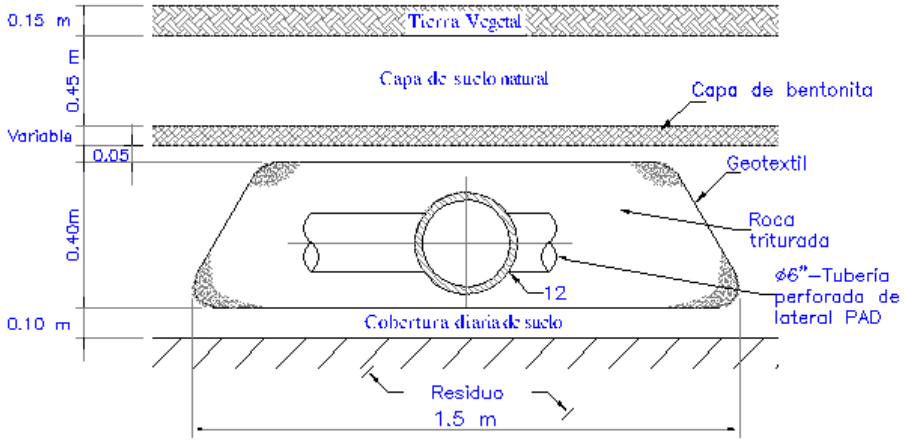


(b) Corte A – A

FIG. XIII–39
Sistema de recolección de lixiciados



(a) Planta



(b) Corte A – A

FIG. XIII–40
Sistema de recolección de gas

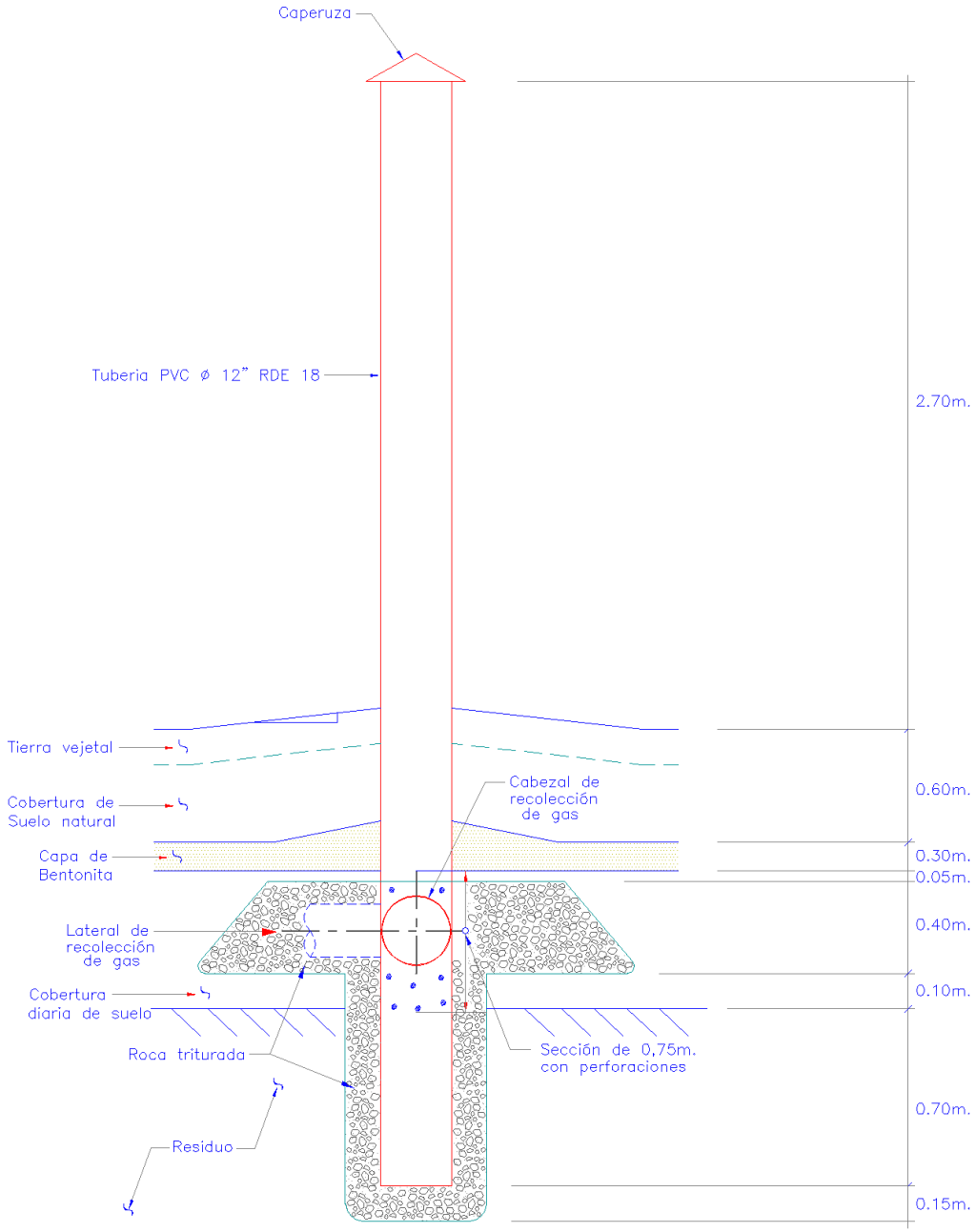


FIG. XIII-41
Sistema típico de ventilación de gas

CAPÍTULO XIV

EMISARIOS SUBMARINOS

14.1 Generalidades

Los emisarios submarinos o sumergidos son tuberías que deberán ser instaladas para descargar aguas residuales previamente tratadas, para cumplir con las normas de vertido establecidas en el Decreto 33-95. Las tuberías deberán transportar las aguas residuales hasta una profundidad y distancia de la costa, tal que la carga orgánica y contaminante resultante de su vertido, no provoque daños sanitarios y/o ecológicos a los ecosistemas acuáticos y terrestres, a las poblaciones costeras circundantes, a las playas de recreación pública, ni a la industria pesquera.

14.2 Estudios previos

Se deben realizar los siguientes estudios previos antes de proyectar un emisario submarino: características de las aguas residuales a verter. Hidrografía y batimetría del área de descarga. Estudio estadístico de las corrientes y su correlación con la velocidad y dirección del viento por lo menos cada hora, las mareas y los ecosistemas existentes. Determinación del tiempo t_{90} o sea el necesario para la desaparición del 90% de los coliformes, en horas. Estudios de geología del fondo marino con el fin de determinar la mejor ruta de instalación de la tubería del emisario, evitando al máximo formaciones de rocas irregulares y formaciones corales. Se debe buscar un profundidad tal en la descarga que garantice una dilución 1:100 como mínimo.

14.3 Mediciones necesarias

Para el diseño de emisarios submarinos se deberán realizar las siguientes mediciones:

1- Mediciones de corrientes.

Se deberán instalar correntógrafos con registros incorporados para medir continuamente la velocidad y dirección de las corrientes a tres metros de la superficie y a dos metros del fondo, en la ubicación más probable de la descarga del emisario y otras ubicaciones, que dependen de la circulación marina del área y de la cercanía a las playas que se pretenden proteger. Estos correntógrafos se deben instalar durante dos o tres meses en la época seca y lluviosa del año, respectivamente.

En caso que no se disponga de correntógrafos continuos, como alternativa mínima se deberán utilizar correntógrafos de medición instantánea, tomando mediciones cada 15 min., durante períodos extendidos. Se deben hacer observaciones diarias desde embarcaciones durante varias semanas en cada época. Estas se deberán combinar con estudios de flotadores superficiales y subsuperficiales lanzados periódicamente en las estaciones de medición de corrientes. La posición de los flotadores se deberán registrar cada hora, por un período de uno a cinco días dependiendo de las características del área de estudio, por medio de observaciones visuales desde una embarcación a través de alineamientos en tierra y/o radar.

Se deben analizar los datos de corrientes con técnicas existentes para tal fin.

2- Medición de t_{90}

Es el tiempo necesario en horas, para la desaparición del 90% de los coliformes. Su medición puede hacerse de tres maneras:

- Medición in situ en mancha artificial
- Medición in situ en mancha existente
- Medición en botellones

14.4 Programa de muestreo de calidad del agua

Se deberán efectuar campañas de control a fin de determinar una línea de base de calidad del agua en la zona de posible emplazamiento de una descarga, que sirva como referencia para evaluar el desempeño de cualquier sistema de emisario submarino posterior a su instalación. Se deberán incluir las tomas de muestras en estaciones ubicadas estratégicamente desde el área de descarga hasta 300 m aguas afuera de las playas más cercanas con un elevado uso para recreación.

En el caso de mar abierto, los parámetros de medición del agua deberán ser los siguientes:

1- Temperatura (perfil vertical)

2- Salinidad (perfil vertical)

3- Coliformes totales y/o fecales (perfil vertical)

4- Oxígeno disuelto, preferentemente en la superficie, a media profundidad y sobre el fondo.

5- pH preferiblemente en la superficie, a media profundidad y sobre el fondo.

6- Determinar la transparencia del agua

7- Sólidos suspendidos

8- Grasas y aceite

La frecuencia de medición depende de las condiciones locales, pero en general deberán ser dos o tres veces durante distintas épocas (lluviosa y seca).

Para sistemas sin tratamiento o únicamente con pretratamiento se realizará una evaluación para identificar y cuantificar los organismos de fondo para evaluar el posible impacto negativo de la sedimentación de las partículas de la descarga.

Este programa se deberá combinar con mediciones de la cantidad y calidad de las aguas servidas. También se deberán incluir mediciones de la cantidad y calidad de la escorrentía del área de estudio.

Además de lo anterior se deberá efectuar un programa rutinario de vigilancia de la calidad bacteriológica del agua en las principales playas, para coliformes totales y fecales u otro indicador, con una frecuencia de medición de cinco veces al mes.

Cuando exista la posibilidad de eutroficación, los parámetros secundarios adicionales de medición deberán ser:

1- Serie nitrógeno (N-orgánico, NH_4, NO_2, NO_3) preferiblemente en la superficie, a media profundidad y sobre el fondo.

2- Fósforo total y orto-fosfatos

3- Sílice

4- Clorofila “a” (zona eufótica)

5- Demanda Bioquímica de Oxígeno

14.5 Estudios necesarios

1- Estudios meteorológicos

Además de la medición de corrientes se debe registrar la dirección y velocidad del viento cada hora a fin de correlacionar estos fenómenos.

2- Estudios batimétricos y geológicos

Se deberá estudiar la geología del fondo a través de sonidos de sonar y buzos con el propósito de determinar la mejor ruta, evitando, al máximo, formaciones de rocas irregulares, y formaciones de coral si fuese posible. Se deberá recolectar la información detallada de la batimetría a lo largo de la ruta propuesta para el diseño.

14.6 Diseño

Para el diseño, se debe implementar un modelo matemático de dispersión, para asegurar que se logre el cumplimiento del Decreto 33-95.

Dependiendo de los resultados de la caracterización del agua residual y del cuerpo de agua receptor se deben escoger los parámetros a modelar.

Se deben realizar simulaciones bajo diferentes escenarios de localización de los difusores, para ubicar estos últimos en el sitio donde se genere el menor impacto contra el ecosistema existente.

El diseño deberá establecer: longitud, diámetro, ubicación y profundidad de descarga; diámetro y distribución de los difusores.

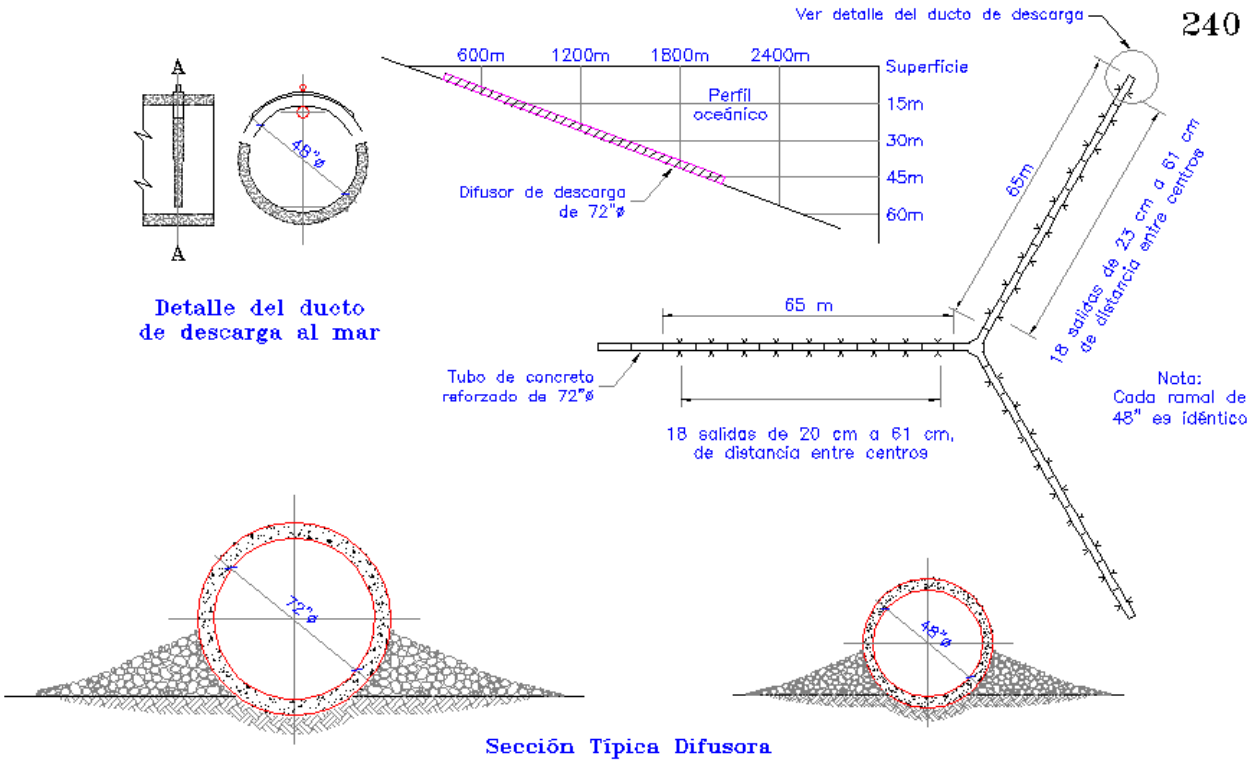


FIG. XIV–1
Muestra de descarga marina con difusores en ramales

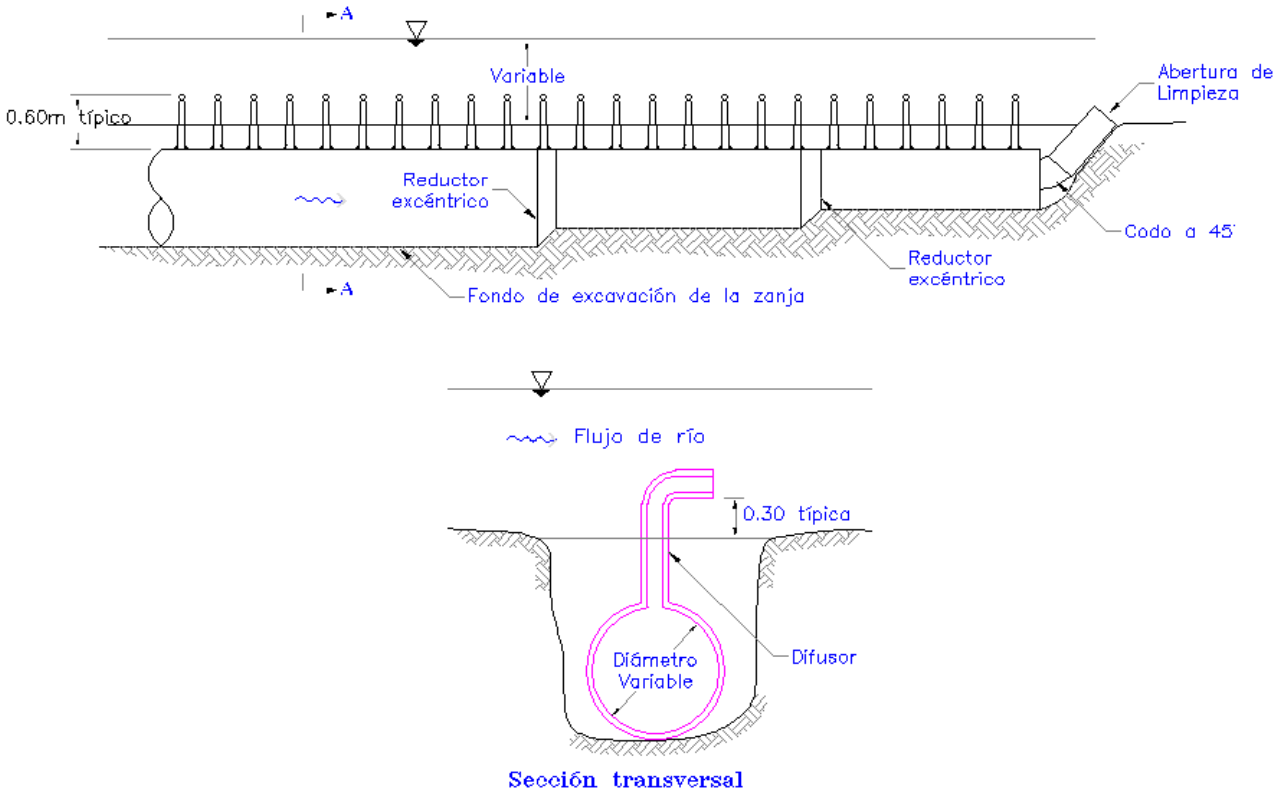


FIG. XIV–2
Difusor típico de un emisario fluvial

BIBLIOGRAFIA

1- Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales Tomo 1 y 2
Fair, Geyer y Okun

2- Abastecimiento de Agua y Alcantarillados
Gustavo Rivas Mijares

3- Tratamiento del Agua Residual
Gustavo Rivas Mijares

4- Tratamiento de Aguas Residuales
Julio A. Romero Rojas

5- Sistemas Convencionales de Tratamiento de Aguas Negras
OMS/OPS

6- Tratamiento de Aguas Residuarias
José M de Azevedo Netto y Max Lothar Hess

7- Cloacas y Drenaje
Simón Arocha R.

8- Ingeniería de Aguas Residuales: Redes de Alcantarillado y Bombeo
Metcalf & Eddy

9- Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización Tomo 1 y 2
Metcalf & Eddy

10- Wastewater Engineering: Collection, Treatment, Disposal
Metcalf & Eddy

11- Water Supply and Sewerage
E. W Steel

12- Water Supply and Waste Disposal
W. A. Hardenbergh and E. R. Rodie

13- Sewerage and Sewage Treatment
Harold E. Babbitt & Robert E. Baumann

14- Water Supply and Sewerage
Terence J. McGhee

15- Sewage Treatment in Hot Climates
Duncan Mara

16- Design of Wastewater and Stormwater Pumping Stations
Manual of Practice Nº FD-4
American Society of Civil Engineers

17- Gravity Sanitary Sewer Design and Construction
Manual of Practice Nº FD-5
American Society of Civil Engineers

18- Ingeniería Sanitaria
Francisco Unda Opazo

19- Manual de Hidráulica
José M. de Azevedo Netto

20- Lagunas de Estabilización
Ernest F. Gloyna - OMS

21- Sistemas de Lagunas de Estabilización
Sergio Rolim Mendonça

22- Lagunas de Estabilización
Fabián Yánez

23- Construcción e Instalación de Fosas Sépticas y Disposición de los Efluentes Finales
ABNT - Brasil

24- Normas Técnicas para el Diseño y Construcción de Alcantarillado Sanitario
DENACAL

25- Criterios de Diseño
Gannett Fleming /Karim, D´arce

26- Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS. 2000 (Tratamiento de Aguas Residuales) República de Colombia

27- Compendio de Normas Sobre Saneamiento: “Normas Técnicas”
Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento
República del Perú

28- Normas de Proyectos para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.
Secretaría de Recursos Hidráulicos