

Introducción a la ingeniería sanitaria

UNIVERSIDAD DE LA REPÚBLICA
COMISIÓN SECTORIAL DE ENSEÑANZA

Alice Elizabeth González
Carolina Ramírez García



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



comisión sectorial
de enseñanza



Alice Elizabeth González
Carolina Ramírez García

Introducción a la ingeniería sanitaria

Departamento de Ingeniería Ambiental

Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental



Introducción a la ingeniería sanitaria / Alice Elizabeth González, Carolina Ramírez García

– Montevideo : Universidad de la República. Comisión Sectorial de Enseñanza, 2023.

336 p. -- (Manuales didácticos / Comisión sectorial de Enseñanza)

ISBN: 978-9974-0-2063-4

1. TECNOLOGIA SANITARIA 2. INGENIERIA AMBIENTAL 3. SANEAMIENTO I. González, Alice Elizabeth II. Ramírez García, Carolina

CDD: 628

La publicación de este libro fue realizada con el apoyo de la Comisión Sectorial de Enseñanza (CSE) de la Universidad de la República (Udelar). El manual fue escrito en 2018 y revisado en 2023.



Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 3.0, Alice Elizabeth González, Ramírez García. <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/3.0/es/>

Comunicación y Publicaciones, cse, Udelar
Alberto Lasplaces 1620, 11600 Montevideo, Departamento de Montevideo
Tels.: (+598) 2400 8393

www.cse.udelar.edu.uy
comunicacion@cse.udelar.edu.uy

ISBN: 1234567891000

Coordinación editorial: Vanesa Sanguinetti
Corrección de estilo: Victoria Olivari Pérez
Diseño de tapa: Gabriela Pérez Caviglia
Diagramación: Levy Apolinar

Tabla de contenido

CAPÍTULO 1. Historia de la ingeniería sanitaria y ambiental	21
1. Antecedentes y orígenes de la ingeniería sanitaria.....	21
2. El surgimiento de las epidemias.....	24
3. Éxodo rural.....	25
4. La aparición y transmisión del cólera.....	27
5. Evolución y contenidos de la ingeniería sanitaria.....	30
6. Visión de la Organización de las Naciones Unidas hacia 2050.....	34
6.1. «El agua en un mundo sostenible».....	34
6.2. Objetivos de desarrollo sostenible y metas.....	35
Referencias bibliográficas.....	37
Bibliografía.....	37
CAPÍTULO 2. Enfermedades de transmisión hídrica	39
1. Definiciones básicas.....	39
2. Enfermedades asociadas a la ingeniería sanitaria.....	41
2.1. Métodos generales para prevenir enfermedades transmisibles.....	41
2.2. Enfermedades de transmisión hídrica (ETH).....	41
2.2.1. Bacterias.....	41
2.2.2. Virus.....	42
2.2.3. Protozoos.....	43
2.2.4. Hongos.....	43
2.2.5. Helmintos.....	43
2.2.6. Algas.....	44
2.2.7. Copépodos.....	44
3. Estudios epidemiológicos.....	49
3.1. Sesgos.....	49
3.1.1. Sesgo de selección.....	50
3.1.2. Sesgo de información u observación.....	50
3.2. Tipos de estudios epidemiológicos.....	51
3.2.1. Estudios experimentales.....	51
3.2.2. Estudios no experimentales.....	52
3.2.3. Estudios descriptivos.....	54
3.2.4. Estudios analíticos.....	54
Referencias bibliográficas.....	55
Bibliografía.....	55

CAPÍTULO 3. Aguas de consumo	57
1. Marco referencial.....	57
2. Características de las aguas para potabilizar.....	58
2.1. Fuentes de agua bruta.....	59
2.2. Características fisicoquímicas.....	60
2.3. Características biológicas.....	60
3. Agua segura y agua potable.....	60
3.1. Agua potable.....	60
3.2. Agua segura.....	61
3.3. Balance entre riesgos químicos y biológicos.....	61
4. Guías y normas de calidad del agua.....	62
4.1. Normativa de aguas en Uruguay.....	62
4.1.1. Constitución de la República.....	62
4.1.2. Obras Sanitarias del Estado.....	62
4.1.3. Código de Aguas.....	63
4.1.4. Decreto 253/979 del 9 de mayo de 1979.....	64
4.1.5. Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente.....	65
4.1.6. Dirección Nacional de Medio Ambiente.....	66
4.1.7. Comisión Técnica Asesora del Medio Ambiente.....	66
4.1.8. Unidad Reguladora de Servicios de Energía y Agua.....	66
4.1.9. Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento-Dirección Nacional de Agua.....	67
4.1.10. Política Nacional de Aguas.....	67
4.1.11. Plan Nacional de Aguas.....	67
4.1.12. Reglamento de Planes de Seguridad del Agua (URSEA).....	68
4.1.13. Ministerio de Ambiente y DINACEA.....	68
4.2. Organización de las Naciones Unidas.....	69
4.3. Normas de calidad de agua potable en Uruguay.....	70
4.3.1. Norma UNIT 833:2008 y correcciones.....	70
4.3.2. Decreto 375/011, del 3 de noviembre de 2011.....	72
4.3.3. Norma Interna de Calidad de Agua Potable OSE.....	72
5. Planes de Seguridad del Agua.....	73
5.1. Manejo preventivo de la calidad del agua de consumo.....	73
5.2. Qué y por qué de un PSA.....	74
5.3. Objetivos del PSA.....	75
5.4. Componentes del PSA.....	75
5.4.1. Evaluación del sistema.....	75
5.4.2. Monitoreo operacional.....	76
5.4.3. Planes de gestión.....	76
5.5. Ventajas y limitaciones de los PSA.....	77
5.6. PSA en Uruguay.....	78

6. Tecnologías de potabilización de aguas para consumo humano	78
6.1. Tecnologías de potabilización de aguas superficiales.....	78
6.2. Clasificación de los procesos de potabilización de aguas superficiales	79
6.3. Contaminantes emergentes	79
7. Sistema convencional de potabilización de aguas.....	80
7.1. Captación de agua.....	81
7.2. Coagulación.....	83
7.3. Floculación	83
7.4. Sedimentación.....	84
7.5. Filtración	84
7.6. Desinfección	86
7.6.1. Remoción e inactivación	86
7.6.2. Desinfección mediante agentes físicos.....	86
7.6.3. Desinfectantes químicos.....	87
8. Gestión de servicios de agua potable y saneamiento	89
9. Historia de la tecnología de potabilización en América	91
10. Breve historia de los servicios de abastecimiento de agua en Uruguay	93
10.1. Evolución institucional (1866-1952).....	93
10.2. Datos recientes.....	93
Referencias bibliográficas.....	99
Bibliografía.....	99
CAPÍTULO 4. Sistemas de saneamiento.....	101
1. Generalidades.....	101
2. Clasificación de los sistemas de saneamiento.....	101
2.1. Sistemas estáticos.....	101
2.1.1. Baño seco.....	101
2.1.2. Depósito fijo filtrante	102
2.1.3. Depósito fijo impermeable.....	104
2.2. Fosa séptica.....	105
2.3. Sistemas de saneamiento dinámico	111
2.3.1. Colectores unitarios.....	111
2.3.2. Colectores separativos.....	112
2.3.3. Colectores mixtos	122
2.3.4. Puntos de inspección en la red.....	114
2.4. Sistemas de saneamiento alternativo.....	115
2.4.1. Sistemas de saneamiento de efluentes decantados.....	115
2.4.2. Sistema de saneamiento condominial.....	116
3. Diseño de redes de colectores de aguas residuales.....	117
3.1. Componentes de la red.....	117

3.2. Vida útil.....	118
3.3. Estudios para la proyección de las redes de colectores.....	118
3.4. Localización de los colectores en la vía pública.....	118
3.5. Profundidades máximas y mínimas.....	119
3.6. Diseño de redes de colectores.....	119
3.6.1. Contribución per cápita.....	119
3.6.2. Coeficientes de pico.....	120
3.6.3. Caudal de infiltración.....	121
3.6.4. Conexiones clandestinas.....	121
3.6.5. Aguas residuales industriales.....	121
3.7. Criterios para el dimensionamiento de los colectores.....	121
3.7.1. Caudal mínimo considerado para el dimensionamiento hidráulico.....	122
3.7.2. Diámetro mínimo.....	122
3.7.3. Autolimpieza de colectores.....	122
3.7.4. Pendiente máxima.....	124
3.7.5. Tirante máximo de agua.....	124
3.7.6. Condiciones para el control del remanso.....	125
3.8. Profundidades mínimas de la red.....	126
4. Estaciones de bombeo.....	126
4.1. Criterios generales.....	126
4.2. Bombas utilizadas en las estaciones de bombeo.....	127
4.2.1. Bombas centrífugas.....	127
4.2.2. Bombas tornillo.....	131
4.3. Dimensionamiento del pozo de succión.....	133
4.3.1. Volumen del pozo de succión.....	133
4.3.2. Diseño hidráulico del pozo de succión.....	134
4.3.3. Dispositivos complementarios.....	134
4.4. Tuberías de impulsión.....	135
5. Normativa vigente en Uruguay.....	136
5.1. Normativa nacional.....	136
5.1.1. Decreto 78/010 del 24 de febrero de 2010.....	136
5.1.2. Decreto reglamentario 59/013 del 18 de febrero de 2013.....	136
5.2. Prestadores del servicio de saneamiento en Uruguay.....	136
6. Soluciones de saneamiento existentes en Uruguay.....	137
6.1. Perspectiva nacional.....	137
6.2. Saneamiento en Montevideo.....	138
Referencias bibliográficas.....	143
Bibliografía.....	144

CAPÍTULO 5. Tratamiento de efluentes	145
1. Introducción.....	145
1.1. Contaminantes de interés en aguas residuales.....	146
1.2. Etapas del proceso de tratamiento.....	147
2. Pretratamiento.....	148
2.1. Desbaste.....	148
2.2. Desarenado y desengrasado.....	150
3. Tratamiento primario.....	152
4. Tratamiento secundario.....	153
4.1. Clasificación de los procesos biológicos.....	153
4.1.1. Clasificación según el requerimiento de oxígeno para el proceso.....	153
4.1.2. Clasificación según el estado de la biomasa en la unidad.....	153
4.2. Sistemas aerobios.....	153
4.2.1. Lodos activados.....	153
4.2.2. Lechos percoladores.....	155
4.2.3. Biodiscos.....	156
4.2.4. Moving-bed biofilm reactor (MBBR).....	157
4.2.5. Biorreactor de membrana (MBR).....	157
4.3. Sistemas anaerobios.....	158
4.3.1. Reactores UASB.....	159
4.3.2. Otros sistemas anaerobios.....	159
5. Tratamiento terciario.....	160
5.1. Remoción de nitrógeno.....	161
5.2. Remoción de fósforo.....	162
5.2.1. Remoción biológica de fósforo.....	162
5.2.2. Remoción fisicoquímica de fósforo.....	162
5.3. Desinfección.....	163
5.3.1. Desinfección con cloro.....	163
5.3.2. Desinfección con radiación UV.....	163
6. Lagunas de estabilización.....	165
6.1. Aspectos generales.....	165
6.2. Lagunas anaerobias.....	167
6.2.1. Proceso de degradación anaerobia de la materia orgánica.....	167
6.2.2. Dimensionamiento de lagunas anaerobias.....	168
6.2.3. Ubicación.....	170
6.2.4. Acumulación de lodo.....	170
6.2.5. Remoción de patógenos.....	170
6.3. Lagunas facultativas.....	170
6.3.1. Funcionamiento.....	170
6.3.2. Influencia de las condiciones ambientales.....	172

6.3.3. Diseño de lagunas facultativas.....	172
6.3.4. Remoción de patógenos.....	175
6.3.5. Acumulación de lodo.....	175
6.4. Lagunas de maduración.....	175
6.4.1. Funcionamiento.....	175
6.4.2. Diseño.....	176
6.5. Aspectos constructivos.....	177
6.5.1. Selección del sitio.....	177
6.5.2. Área total necesaria.....	177
6.5.3. Movimiento de tierra.....	178
6.5.4. Taludes y coronamientos.....	178
6.5.5. Sistema de entrada.....	179
6.5.6. Sistema de salida.....	181
6.5.7. Elementos complementarios.....	181
6.6. Operación y mantenimiento.....	182
6.6.1. Tareas de mantenimiento a realizar.....	182
6.6.2. Registros.....	183
7. Humedales construidos.....	183
7.1. Aspectos generales.....	183
7.2. Componentes del sistema de tratamiento mediante humedales.....	185
7.2.1. Sustrato (medio granular).....	185
7.2.2. Vegetación.....	186
7.2.3. Microorganismos.....	186
7.3. Principales mecanismos de remoción.....	186
7.4. Tipos de humedales artificiales.....	188
7.5. Humedales de flujo superficial.....	193
7.5.1. Pautas generales de diseño.....	193
7.5.2. Impermeabilización de fondo y taludes.....	194
7.5.3. Dispositivos de entrada.....	194
7.5.4. Distribución del flujo en el interior del humedal.....	194
7.5.5. Dispositivos de salida.....	194
7.5.6. Dimensionado de humedales de FS.....	195
7.6. Humedales subsuperficiales de flujo horizontal.....	196
7.6.1. Pautas generales de diseño.....	196
7.6.2. Construcción.....	196
7.6.3. Dispositivo de entrada.....	197
7.6.4. Dispositivo de salida.....	198
7.6.5. Dimensionado de humedales de FSSH.....	198
7.7. Humedales subsuperficiales de flujo vertical.....	200
7.7.1 Pautas generales de diseño.....	200

7.7.2. Dosificación y sistema de entrada	201
7.7.3. Sistema de recogida	201
7.7.4. Manto	202
7.7.5. Construcción	203
7.7.6. Dimensionado de humedales de FSSV	203
7.8. Operación y mantenimiento	204
Referencias bibliográficas	205
Bibliografía	206
CAPÍTULO 6. Gestión de residuos sólidos	207
1. Clasificación y composición de los residuos sólidos	207
1.1. Algunos criterios de clasificación de residuos sólidos	207
1.2. Composición de los residuos sólidos	209
1.2.1. Componentes de los RSU	209
1.2.2. Factores que afectan la composición de los RSU	210
2. Propiedades de los residuos sólidos	211
2.1. Propiedades físicas de los RSU	211
2.1.1. Peso específico	211
2.1.2. Contenido de humedad	211
2.1.3. Tamaño y distribución de tamaño de las partículas	212
2.1.4. Capacidad de campo	213
2.1.5. Permeabilidad de los residuos compactados	213
2.2. Propiedades químicas de los RSU	213
2.2.1. Análisis físico (o análisis próximo)	214
2.2.2. Análisis elemental (o análisis último)	214
2.2.3. Punto de fusión de la ceniza	214
2.2.4. Contenido energético	214
2.3. Propiedades biológicas de los RSU	215
2.3.1. Biodegradabilidad de los componentes de residuos orgánicos	215
2.3.2. Producción de olores	216
2.3.3. Reproducción de moscas	216
2.3.4. Riesgo biológico	217
3. Gestión de residuos sólidos	217
3.1. Generación y recolección interna	218
3.1.1. Generación	218
3.1.2. Recolección interna	218
3.1.3. Sobre las bolsas y su degradabilidad	218
3.2. Recolección de RSU	219
3.2.1. Tipos de recolección de RSU	219
3.2.2. Sistemas de recolección	220

3.2.3. Circuitos de recolección.....	221
3.3. Tratamientos de valorización.....	222
3.3.1. Procesamiento primario de los residuos sólidos.....	222
4. Valorización de residuos.....	223
4.1. Conceptos básicos de Economía circular.....	223
4.1.1. Guía de economía circular.....	223
4.1.2. Principios de la economía circular.....	224
4.1.3. Pasos para la economía circular.....	225
4.1.4. Ventajas de la economía circular.....	225
4.2. Compostaje aerobio.....	226
4.2.1. Objetivos.....	226
4.2.2. El compost como mejorador de suelos.....	226
4.2.3. Proceso de compostaje.....	227
4.2.4. Parámetros intervinientes.....	229
4.2.5. Vermicompostaje o lombricultura.....	230
4.2.6. Comentarios finales.....	231
4.3. Incineración.....	231
4.3.1. Objetivos.....	232
4.3.2. Proceso.....	232
4.4. Reciclaje.....	233
4.4.1. Principales materiales que se reciclan.....	233
4.4.2. Resultados ambientales del reciclaje.....	234
4.5. Síntesis comparativa.....	234
5. Disposición final de los residuos sólidos.....	235
5.1. Alternativas.....	235
5.2. Relleno sanitario.....	236
5.2.1. Etapas previas a la instalación de un relleno sanitario.....	237
5.2.2. Preparación de la zona de vertido.....	240
5.2.3. Operación del relleno sanitario.....	244
5.2.4. Clausura y posclausura.....	246
6. Residuos de gestión especial.....	247
6.1. Residuos industriales.....	247
6.2. Residuos sanitarios.....	249
6.3. Residuos agrícolas.....	250
6.4. Baterías de plomo y acido.....	250
7. El Plan Nacional de Gestión de Residuos.....	250
8. Normativa nacional de gestión de residuos.....	251
8.1 Normativa previa al PNGR.....	251
8.2. Ley 19.829.....	252
8.3. Normativa sancionada después del PNGR.....	254

Referencias bibliográficas.....	254
Bibliografía.....	255
CAPÍTULO 7. Instalaciones sanitarias internas	257
1. Generalidades.....	257
2. Criterios de diseño.....	258
3. Materiales y válvulas.....	259
3.1. Generalidades.....	259
3.2. Materiales utilizados en instalaciones de agua potable.....	259
3.2.1. Hierro galvanizado.....	259
3.2.2. Plásticos.....	260
3.2.3. Cobre.....	262
3.3. Materiales utilizados en instalaciones de desagües.....	263
3.3.1. Hierro fundido.....	263
3.3.2. PVC.....	264
3.4. Uniones o juntas.....	265
3.4.1. Unión roscada.....	265
3.4.2. Unión soldada.....	266
3.4.3. Unión pegada.....	266
3.4.4. Unión por termofusión.....	267
3.4.5. Junta de enchufe y cordón.....	267
3.4.6. Junta elástica.....	267
3.4.7. Junta sanitaria.....	268
3.5. Válvulas.....	268
3.5.1. Generalidades.....	268
3.5.2. Válvulas de bloqueo.....	269
3.5.3. Válvulas de regulación de caudal: regulación gruesa.....	270
3.5.4. Válvulas de regulación de presión.....	271
3.5.5. Válvulas de retención.....	271
4. Distribución de agua potable.....	275
4.1. Dotación.....	275
4.2. Tipos de abastecimiento.....	277
4.2.1. Abastecimiento directo.....	280
4.2.2. Abastecimiento indirecto.....	280
4.2.3. Abastecimiento mixto.....	280
4.3. Elementos de un sistema de abastecimiento indirecto.....	281
4.3.1. Depósitos.....	281
4.3.2. Sistema de elevación.....	316
4.4. Distribución de agua.....	293
4.4.1. Pautas generales.....	293

4.4.2. Criterio de las simultaneidades.....	294
4.4.3. Método de los pesos.....	296
4.4.4. Instalación de agua caliente.....	297
4.4.5. Verificación de puntos más comprometidos.....	298
4.5. Tanque hidroneumático.....	299
4.5.1. Usos.....	299
4.5.2. Ventajas y desventajas del empleo de tanque de reserva elevado y de tanque hidroneumático.....	301
5. Instalaciones para combate de incendios en edificios.....	302
5.1. Generalidades.....	302
5.2. Categorización de locales.....	303
5.3. Elementos de una instalación fija de agua para combate contra incendios en edificios destinados a viviendas.....	304
5.3.1. Reserva de agua.....	305
5.3.2. Boca de incendio exterior.....	305
5.3.3. Bocas de incendio equipadas.....	305
5.3.4. Cañerías.....	307
5.3.5. Mangueras, encastres y punteros.....	307
5.3.6. Válvulas para toma de agua.....	307
5.3.7. Bomba presurizadora.....	308
5.4. Instalaciones mínimas exigibles en edificios con destino a vivienda de más de un núcleo familiar.....	309
6. Desagües.....	310
6.1. Aspectos generales.....	310
6.2. Clasificación de las aguas residuales.....	311
6.3. Componentes de la red de desagüe.....	311
6.4. Pequeño glosario.....	312
6.4.1. Terminología general.....	312
6.4.2. Dispositivos de desagüe con sifón.....	315
6.4.3. Dispositivos de desagüe sin sifón.....	316
6.4.4. Pluviales.....	317
6.4.5. Accesibilidad.....	319
6.4.6. Ventilación.....	321
6.4.7. Conexión.....	322
6.5. Concepción del sistema de desagües.....	323
6.5.1. Desagües primarios.....	324
6.5.2. Desagües secundarios.....	327
6.5.3. Desagües pluviales.....	361
6.5.4. Ventilaciones.....	328
6.6. Dimensionado del sistema de desagües.....	329

6.6.1. Colectores horizontales.....	330
6.6.2. Colectores de pluviales.....	331
6.7. Instalación de desagüe suspendida.....	332
6.8. Conexión con bombeo	333
Referencias bibliográficas.....	334
Bibliografía	335

Sobre las autoras

Alice Elizabeth González es ingeniera civil (opción Hidráulica y Sanitaria) egresada de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (Udelar), en 1989. En 2000 se graduó como doctora en Ingeniería (Ingeniería Ambiental) en la misma universidad.

En 1989, antes de graduarse, comenzó a trabajar en el Departamento de Mecánica de los Fluidos del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA) de la Facultad de Ingeniería. En 1991 pasó al Departamento de Ingeniería Ambiental (DIA) del mismo instituto, donde ha desarrollado desde entonces su actividad docente. Entre 2002 y 2015 fue jefa del DIA-IMFIA. En la actualidad, es profesora titular en régimen de dedicación total (RDT) y lidera el Grupo de Investigación sobre Contaminación Sonora. También es investigadora del Sistema Nacional de Investigadores de la Agencia Nacional de Investigación e Innovación de Uruguay (ANII).

Es docente de grado en temas de ingeniería sanitaria y ambiental y de posgrado en las áreas de acústica aplicada y evaluación de impacto ambiental. Ha orientado una veintena de tesis de posgrado en Ingeniería Ambiental, incluyendo maestrías y doctorados. También tiene la responsabilidad de orientar la formación académica de jóvenes investigadores del DIA.

Su línea principal de investigación se centra en la contaminación acústica con énfasis en la acústica ambiental, pero considerando también la problemática de la exposición ocupacional y social, así como los efectos adversos sobre la salud de las personas.

Ha dirigido proyectos de investigación y desarrollo en diversos campos de la ingeniería ambiental. Es autora/coautora de más de 10 libros y otros tantos capítulos de libro, así como de casi 40 artículos en revistas científicas y de más de 170 comunicaciones técnicas y científicas en eventos.

Antes de ingresar al RDT, se desempeñó activamente como consultora para empresas nacionales e internacionales y para organismos estatales. Entre sus principales áreas de desempeño cabe mencionar la gestión ambiental, el diseño de instalaciones sanitarias internas y la realización de estudios de impacto acústico.

Enlace al currículum detallado en el Sistema Nacional de Investigadores: http://buscadores.anii.org.uy/buscador_sni/exportador/ExportarPdf?has_h=be3c0f483f8b69d10b04d2134ba61377

Carolina Ramírez García es ingeniera industrial egresada de la Universidad del Norte, Colombia, en 2008. En 2013 se graduó como magíster en Ingeniería (Ingeniería Ambiental) de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de la República (Udelar) y en 2022 culminó su doctorado en Ingeniería Ambiental, también en la Udelar.

Durante el transcurso de la maestría ingresó como becaria honoraria al Departamento de Ingeniería Ambiental (DIA) del Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental (IMFIA), participando hasta 2013 en el desarrollo de proyectos vinculados al análisis y mejora de la gestión de residuos sólidos urbanos y desarrolló su trabajo de tesis en esta línea de investigación. Fue así como en noviembre 2013 defendió dicho trabajo

de investigación, titulado *Diseño de una metodología para la gestión intrainstitucional de residuos de atención a la salud en centros de atención a la salud de Montevideo*.

Desde 2014 integra el equipo docente del DIA del IMFIA, en el que actualmente revista como profesora adjunta en RDT. Su trabajo en el IMFIA se ha centrado específicamente en la temática de gestión de residuos sólidos, participando además en el desarrollo de los cursos de grado Gestión de Calidad Ambiental e Introducción a la Ingeniería Sanitaria como docente a cargo de los módulos de gestión de residuos sólidos. Además, se desempeña como coordinadora de la Red Temática de Medio Ambiente de la Udelar (RETEMA) y como delegada titular de Udelar en la Red Nacional de Educación Ambiental (ReNEA)

Enlace al currículum detallado en la Agencia Nacional de Investigación e Innovación:
<https://exportcvuy.anii.org.uy/cv/?83c348489a541eabc31d8214743af183f>

[2f4b4393d44ee195eabb55950d97da1e52abc7ce433c5fb81b2c4c90fd01d481e12e66e276c5de502299831e1496f2c8](https://exportcvuy.anii.org.uy/cv/?83c348489a541eabc31d8214743af183f2f4b4393d44ee195eabb55950d97da1e52abc7ce433c5fb81b2c4c90fd01d481e12e66e276c5de502299831e1496f2c8)

Agradecimientos

Las autoras agradecen a todos quienes han contribuido de una u otra forma a hacer posible la edición de este manual.

En orden alfabético, agradecen especialmente a María Cecilia Ceiter, Mauro D'Angelo Taibo, Julieta López Díaz, Martín O'Neil Ferrari, Nicolás Rezzano Tizze, Danilo Ríos Pignatta, Agustín Ríos Prato y Felipe Silva Rodríguez.

Historia de la ingeniería sanitaria y ambiental

1. Antecedentes y orígenes de la ingeniería sanitaria

La ingeniería sanitaria, como disciplina, tiene sus inicios en la aplicación de las ingenierías en la prevención de epidemias, por lo general enfermedades de transmisión hídrica, directa o indirecta, y surge de la aplicación de dos disciplinas en conjunto: la ingeniería y la salud pública.

La enfermedad como «castigo divino»

En la Edad Antigua (6000 a. C., aproximadamente-476 d. C.), eran consideradas dos posibles causas de enfermedad: la suerte o casualidad y el castigo divino. Por ejemplo, en la cultura persa en el antiguo Irán, Ahriman se refería al agente de la destrucción y el mal, y en Mesopotamia la palabra *shertu* respondía a tres conceptos considerados sinónimos en este caso: pecado, castigo y enfermedad. En la *Iliada*, atribuida tradicionalmente a Homero (Antigua Grecia), se puede leer que el dios Apolo lanzó una peste sobre los aqueos.

De la misma forma, en ciertas culturas antiguas se relacionaba la impureza moral con la enfermedad y la suciedad con la impureza física. Fue por este motivo, principalmente, que se empezaron a definir algunos principios higiénicos considerados «básicos», la cuarentena, en Israel, o el aislamiento de enfermos, y a ejecutar algunas obras consideradas «sanitarias», principalmente el abastecimiento de agua e instalaciones de baños. Se entendía que el uso de estas era la herramienta principal para alcanzar la limpieza de la culpa moral y, por ende, una buena relación con los dioses.

Los sistemas de saneamiento y drenaje son considerados infraestructuras de importancia desde hace aproximadamente 5.000 años, cuando surgieron como respuesta a la concentración de la población, necesarias para mejorar las condiciones sanitarias en el ámbito público y domiciliario. De esta manera, aparecieron los sistemas de saneamiento en el espacio público y la sanitaria interna domiciliaria. El funcionamiento de estos sistemas se basaba en la evacuación de las aguas desde las calles y domicilios hacia las redes comunes, que eran excavadas generalmente por el eje de las calles. Las aguas pluviales, en tanto, eran evacuadas por los sistemas de drenajes, ya que estas aguas no se mezclaban con aguas contaminadas y podían ser utilizadas aguas abajo.

Algunos de los principales avances relacionados en el área sanitaria se presentaron en las culturas antiguas de la siguiente forma:

- En la urbe de Mohenjo-Daro, en el Valle del Indo, en la India antigua (año 3000 a. C.), con pozos de captación, cisternas de agua fresca, canalizaciones de suministro y de desagüe y retretes.
- Durante la Edad del Bronce (2700-1450 a. C.), en la civilización minoica, en la isla de Creta (Grecia), se construyeron importantes acueductos, como Gournia, Karfi, Mochlos, Knossos, Malia, Tylissos (en este último, de 1,4 km de longitud, se instalaron cajas de sedimentación y

filtros de arena graduada para purificar el agua, contruidos en terracota; ver Figura 1.1). Uno de los aspectos más relevantes de esta era corresponde al hecho de que las ruinas en Knossos muestran sistemas de conducción totalmente independientes para el saneamiento y para las aguas pluviales. Con respecto a Asia, se tiene que al sur (sitios arqueológicos de Harappa, Mohenjo-Daro y Lotha) se implementaron sistemas de saneamiento centralizados. Los filtros eran de forma cónica, de 80 cm de alto, diámetro inferior de 62 cm y superior de 22 cm, con un volumen total de 0,136 m³ (ver Figura 1.2). Los minoicos captaban el agua de lluvia y la trataban (sedimentaban) para su uso (ver Figura 1.3).



Figura 1.1. *Acueductos Tyllisos.*
Tomada de Angelakis *et al.*, 2007.



Figura 1.2. *Filtros de terracota.*
Tomada de Angelakis *et al.*, 2007.



Figura 1.3. *Caja de sedimentación y depósito cisterna.*
Tomada de Angelakis *et al.*, 2007.

- En Egipto (2600 a. C.), construcción de pozos que alcanzaban hasta 600 pies (aproximadamente 180 m) de profundidad. También se les atribuye a los egipcios ser los pioneros en realizar tratamientos al agua (1500 a. C.), pues la calentaban al sol y, según los registros, llegaba a ser hervida; asimismo, desarrollaron tuberías de arcilla y cobre, las cuales fueron un gran avance respecto a los conductos de ladrillo y piedra.
- Aplicación del riego en la agricultura (6000 a. C.).
- El uso de la bomba de tornillo y el sifón (posterior a Arquímedes).
- Canales construidos por Sennacherib, en Nínive (700 a. C.), para abastecimiento de la ciudad.
- Hipócrates aconsejó a las personas que hirvieran y filtraran el agua (400 a. C.).
- Aljibes en los patios de las casas, en Mesopotamia (300 a. C.), para recoger y almacenar las aguas pluviales. Aún hoy se pueden observar en las ruinas de las ciudades de Ur y Babilonia —correspondientes en la actualidad a Irak— los sistemas de saneamiento y drenajes que utilizaban, más específicamente, alcantarillas abovedadas enterradas para el efluente doméstico y cunetas superficiales para el escurrimiento pluvial.
- Construcción de acueductos para conducir agua a las ciudades, práctica que se extendió ampliamente en el Imperio romano. Los primeros acueductos se comenzaron a construir hacia el año 300 a. C. (ver Figura 1.4).

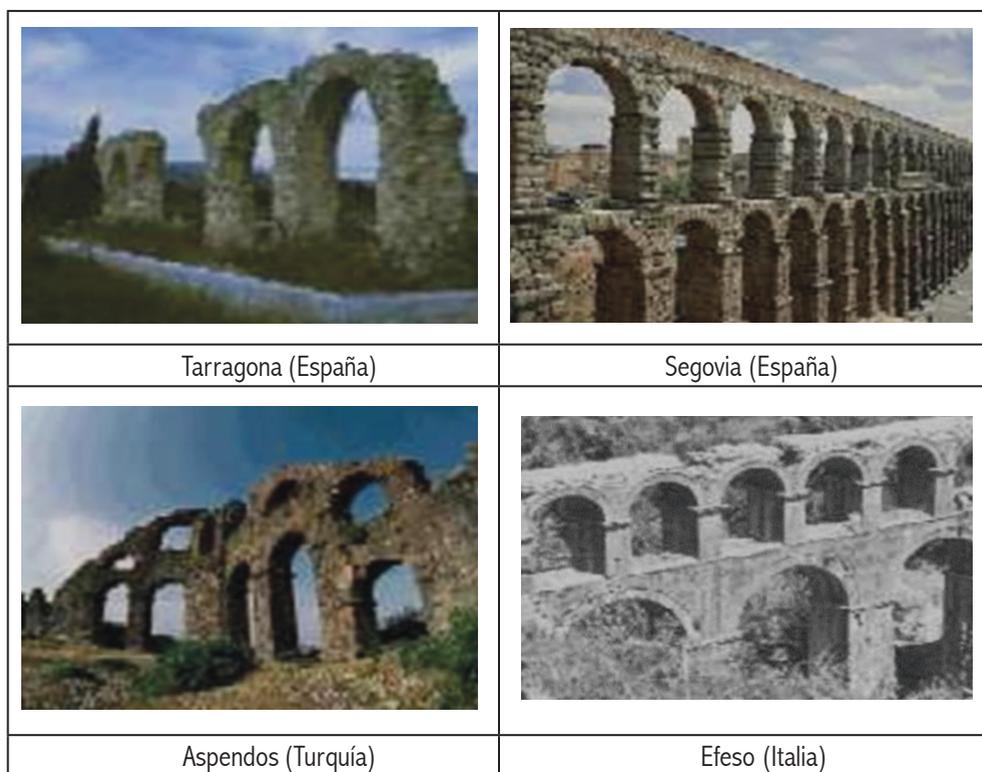


Figura 1.4. Acueductos antiguos.

El primer signo de evolución de la definición del término *enfermedad* se dio al abandonar la precepción de «castigo divino» por la de «prueba divina», aunque de todos modos se mantenía cierta connotación celestial. Sin embargo, en Grecia sí se empiezan a dar cambios significativos de tal manera que se logran distinguir tres posibles causas de «enfermedad»: castigo divino, traumático y ambiental, acotándose la cantidad y características de

enfermedades producidas por los dioses. Luego, en el siglo VI a. C., Alcmeón de Crotona distingue un mayor número de causas de enfermedades: exceso de calor o frío, exceso o falta de alimentación, peculiaridades en el agua y, por supuesto, el castigo divino. No obstante, es Alcmeón quien empieza a desarrollar la idea de *salud* como orden o equilibrio de las diferentes potencias del cuerpo. En el siglo V a. C., con el *Corpus Hippocraticum*, se amplía aún más el número de causas: traumas, aire corrompido, mala alimentación, venenos, parásitos animales, raza, sexo, edad, temperamento, intemperancias térmicas desmedidas.

Pero es recién hacia el 131-200 d. C., con Galeno, que surge la idea de que la aparición de las enfermedades depende de tres factores: *causa externa o mediata*, *causa interna o dispositiva* y *causa conjunta o inmediata*; es con esta teoría que nace la higiene. No obstante, habría que esperar a la segunda mitad del siglo XIX para que fuera posible identificar fehacientemente la causa de las epidemias.

Tanto la cultura griega como la romana hicieron grandes aportes en la construcción de «obras sanitarias», como las tuberías de barro, madera, plata, plomo, cobre, latón, bronce y la realización de conducciones a presión (hasta 196 m.c.a.). En Pérgamo (200 a. C.), Eumenes establece el uso de grifos (válvulas) y ruedas de impulsión completamente cerradas. Los avances de Arquímedes en hidráulica, las técnicas de Vitrubio (siglo I a. C.) para la búsqueda de aguas y su posterior captación por pozos y los grandes acueductos romanos son, entre otros, los grandes adelantos de entonces.

En esta época también se empiezan a identificar problemas con la calidad de agua, pero más bien enfocados en la parte estética de este recurso; así se conocen algunos tratamientos para el agua, como la sedimentación, la filtración a través de lana (Plinio el Viejo, 77 d. C.) o la desalación del mar por filtración (Aristóteles de Estagira, 384-322 a. C.).

Un aspecto importante con respecto a la evolución de los sistemas de saneamiento en Grecia está relacionado con la incorporación del sistema de drenaje a las construcciones en los teatros. Estos sistemas consistían en espacios abiertos de gran tamaño e impermeables que evacuaban las aguas de lluvia con una infraestructura integrada al diseño del edificio correspondiente.

Los romanos utilizaban el escurrimiento pluvial como un recurso, recolectando las aguas de techos y otras superficies impermeables para almacenarlas en cisternas enterradas. En efecto, la Cloaca Máxima es considerada el principal sistema de saneamiento romano. Su construcción data del año 600 a. C. y sus principales funciones eran erogar el escurrimiento superficial, drenar humedales y, en menor medida, conducir las aguas servidas hacia los cuerpos receptores (Burian, s. f.; De Feo, 2014, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

2. El surgimiento de las epidemias

Debido a la importancia dada en la Edad Media (siglos V-XV) al alma y, por lo tanto, el desinterés por el cuerpo físico, esta época se caracteriza por la predominancia de la suciedad. De esta manera fue como la «muerte negra», o la epidemia de la peste que se propagó entre 1348 y 1350, mató alrededor de entre 20 y 25 millones de europeos. Es el médico Arnau de Vilanova (siglo XIV) quien establece las bases de la *teoría miasmática*, que se mantuvo hasta el siglo XIX e indicaba básicamente que las principales causas de las epidemias corresponden a la corrupción del aire o determinadas influencias astrales.

En la última parte de la Edad Media (siglos XI-XV), se promulgaron importantes tratados destinados a la prevención de las enfermedades; no obstante, estos no lograron contrarrestar los efectos de las grandes epidemias de la época, tales como la peste negra. Dentro de dichos tratados se encuentran:

- El *Regimen Sanitatis Salernitanum* (siglo XII)
- *De conservanda inventute et retardanda senectute*, escrito por Arnau de Vilanova (siglo XIV)
- Tratados de la peste, por ejemplo, *Compendium de epidemia*, difundido por la Facultad de Medicina de París (1348)

Otra característica importante de la Edad Media es que, durante esta época, se destruyeron o quedaron en desuso la mayoría de las obras hidráulicas construidas por la cultura romana. Los sistemas públicos de saneamiento dejaron de mantenerse y muchos de ellos se destruyeron o redujeron. Los drenes superficiales fueron utilizados como único elemento para evacuar residuos líquidos, convirtiéndose, por mal uso y falta de mantenimiento, en sistemas unitarios de conducción de efluentes. Los sistemas superficiales se contaminaron rápidamente y muchos de ellos fueron cubiertos, convirtiéndose en canales subterráneos (Chocat, 2004, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). En esta época también se perdió la idea de saneamiento como un servicio compartido. De esta manera, los ríos en las ciudades más importantes de la época (Londres, París) fueron utilizados como sistemas abiertos de saneamiento; recién en 1357 se hizo en Londres una proclama que prohibía el vertido de residuos al río Támesis (De Feo, 2014, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

Otro aspecto de esta época que debe ser mencionado es que la materia fecal humana era usada como abono y se estilaba recolectarla seca domiciliariamente (Burian, s. f., en Bentos-Pereira Eguren, 2018). Pero a finales de esta época y con la creciente preocupación por la suciedad existente, aparecieron algunas obras, como las torres de agua y las bombas de émbolo de Augsburgo (siglo XV); también se comienza a tomar medidas de higiene de orden público, como la prohibición de arrojar basura por las ventanas en París (siglo XIV) y de ensuciar las aguas del río en Nuremberg (siglo XIV). En este período los ejemplos de sistemas de sanitaria interna se construyeron principalmente en las abadías y centros religiosos. Consistían en cunetas abiertas ubicadas por las líneas de puntos bajos, muchas veces por el eje de las calles (De Feo, 2014, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

El primer conducto cerrado que se construyó en esa época fue la Fosse de Sainte-Opportune, en París, en 1370, el cual descargaba en el río Sena (Burian, 1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). En 1589 Sir John Harrington inventó el inodoro con el vaciado hidráulico de la forma más parecida al que se conoce hoy (De Feo, 2014, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). En 1700, y debido a la mayor cantidad de personas viviendo en zonas densamente pobladas, empezó a surgir la preocupación en las sociedades europeas por las aguas servidas (Burian, 1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

3. Éxodo rural

Este momento, que corresponde a la Edad Moderna (siglos XV-XVIII), se caracteriza por el traslado de las personas a las ciudades y el paso de la sociedad feudal a la burguesa, lo cual resultó en la acumulación de pobreza en las clases sociales bajas de la población, incentivando la propagación de la suciedad. París y Londres fueron ciudades pioneras en

la construcción de redes de saneamiento y drenaje. En 1530 se reguló la disposición de efluentes en París, en la que se les requería a los propietarios de viviendas construir pozos negros. A finales de 1700, París tenía aproximadamente 26 km de redes, de los cuales un porcentaje estaba enterrado, pero la mayor parte a superficie libre. Ambos sistemas tenían grandes problemas de obstrucción; a raíz de esta situación, en 1721 se dictó una ordenanza que indicaba que los propietarios debían pagar por la limpieza del alcantarillado enterrado que pasara por debajo de sus domicilios. Esto llevó, entre otras cosas, a que se entendiera el alcantarillado como una propiedad casi individual que se podía utilizar de cualquier manera, en el que se vertían residuos domésticos y residuos sólidos. En 1736 y 1755 se dictaron reglamentaciones adicionales para detectar y castigar el vertido irregular de efluentes y residuos sólidos al alcantarillado.

Asociado al cólera, se inició hacia 1850 la construcción de 600 km de nuevas redes que llevaban simultáneamente el drenaje y el saneamiento, lo que conllevó que se estructurara el sistema de saneamiento y drenaje en toda la ciudad (De Feo, 2014; Burian, 1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). Hacia finales de 1800 el uso del hormigón para los conductos posibilitó la instalación de tuberías más pequeñas. Reaparece el debate sobre las ventajas de utilizar tuberías de menor diámetro hechas en arcilla frente al uso de grandes tuberías en ladrillo y el debate por la instalación de sistemas de saneamiento separativo (Burian, 1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

En términos generales, esta época se caracterizó por un bajo nivel de saneamiento: calles sin alcantarillados, sin pavimentar, con residuos y sin letrinas. Sin embargo, hubo algunos avances en el campo de la salud pública, como, por ejemplo:

- Los trabajos sobre «las enfermedades de las minas», de Paracelso (siglo XVI), que empezaban a tratar el tema de las intoxicaciones crónicas y profesionales producidas por el mercurio, el arsénico, el antimonio y el cobre. Además, la introducción de la idea de «la semilla» como productora de enfermedades, sin abandonar la idea de que la afectación de una persona por «la semilla» fuera por castigo divino.
- La teoría miasmática, inicialmente desarrollada por Baillo (siglo XVI) y posteriormente por Sydenham (siglo XVII), que relacionaba los modos de enfermar con los cambios estacionales y los accidentes de la atmósfera.
- La teoría del «contagio animado», desarrollada por Fracastoro (siglo XVI), que, aunque de un modo totalmente especulativo, estableció la relación entre la propagación de las enfermedades y la existencia de gérmenes invisibles que pasan de una persona a otra. A partir de esto, Fracastoro presenta sus *Consejos para evitar la peste*.
- Los estudios de Johann Peter Frank *La miseria del pueblo: madre de las enfermedades y Sistema de una política médica integral* (siglo XVIII). Johann Peter Frank es conocido como el iniciador de la salud pública, y en sus estudios, principalmente, invita a la ejecución de reformas sociales, económicas y, por supuesto, sanitarias para conseguir la salud de la población.

Un hecho importante que debe resaltarse de esta época fueron las desinfecciones químicas llevadas a cabo por Louis-Bernard Guyton de Morveau (siglo XVIII) mediante fumigaciones de vapores de cloro, de los objetos contaminados por los «miasmas». También la vacunación contra la viruela llevada a cabo por Edward Jenner (siglo XVIII) y el saneamiento efectuado por Giovanni Maria Lancisi (siglo XVIII) de las zonas palúdicas próximas a Roma son otros hitos destacables.

En cuanto a las obras sanitarias, se puede destacar:

- El mecanismo de elevación para el abastecimiento de agua desde el río Tajo hasta el Alcázar de Toledo. Estos mecanismos fueron creados por Juanelo Turriano.
- El mecanismo de bombeo para el abastecimiento de Londres, desde el Támesis (siglo XVI).
- Las bombas de abastecimiento de agua a los jardines de Versalles (siglo XVII).
- La invención de la máquina de vapor por James Watt (1766), la cual aplicarían más adelante los hermanos Pevier (1781) en las bombas de abastecimiento de París.
- Los primeros baños públicos son instalados en Liverpool (siglo XVIII).

4. La aparición y transmisión del cólera

En el siglo XIX, surge de alguna forma un sentido de asociación entre «agua» y «enfermedad». En algunos países orientales, antes de la llegada de la civilización occidental, era muy común el almacenamiento del agua en recipientes de cobre, ya que esto brindaba ciertos beneficios; sin embargo, no hay registros de investigaciones epidemiológicas estadísticas sobre las cuales tales creencias puedan fundarse lógicamente.

Durante la Revolución Industrial se dio el crecimiento de las ciudades, con barrios diferenciados para las distintas clases sociales (alta, media y obrera), con condiciones de insalubridad como común denominador en las dos últimas, de tal manera que las molestias y las enfermedades relacionadas al estado sanitario afectaban transversalmente a la sociedad. Esto favoreció que las clases altas intervinieran en mejorar las condiciones de salubridad no solo en sus barrios, sino también en los de la clase obrera y media.

El suministro de agua de Londres es un muy buen ejemplo para ilustrar el desarrollo y la necesidad de higiene del agua. El pueblo de Londres no tuvo ninguna dificultad en obtener lo que era, según las normas del tiempo, un suministro adecuado de agua del río Támesis y sus afluentes, o de manantiales y pozos en la grava que cubría la arcilla de Londres. Con el desarrollo de suministros de tuberías, se formaron empresas privadas para suministrar agua a varias localidades y estas, en su mayor parte, tuvieron tomas en la zona de marea del río Támesis. No hay registro, pero se puede suponer que la proporción de la alta mortalidad que entonces prevalecía era debida al agua contaminada. Con el rápido crecimiento de Londres la contaminación del agua del río aumentó y se hizo tan evidente que la protesta pública se convirtió en vociferante.

Una de las primeras medidas impulsadas por una conciencia sanitaria que se despertó fue el desarrollo del sistema de drenaje de Londres en la primera parte del siglo XIX: las cloacas descargaban directamente en el río Támesis. Este intento de mejorar la salud de los ciudadanos resultó en el efecto opuesto, pues proporcionó un medio rápido de acceso de los excrementos humanos al río Támesis cerca de las entradas de los suministros públicos de agua y así allanó el camino para una sucesión de epidemias de cólera. No obstante, se habían adoptado dos medidas importantes que, aunque derivadas de consideraciones más estéticas que epidemiológicas, podrían haber sido los cimientos de la práctica moderna de las obras sanitarias y tendrían una influencia profunda y duradera sobre la pureza y la seguridad del abastecimiento público de agua:

- James Simpson, ingeniero de la compañía de agua de Chelsea, visitó Escocia y Lancashire en 1827 para estudiar los filtros de arena lentos que estaban en uso allí. En 1829 su primer filtro en Chelsea fue puesto en uso y una de las observaciones realizadas durante las subsecuentes

epidemias de cólera fue que la enfermedad era menos frecuente en los distritos suministrados por la compañía de Chelsea con agua del Támesis que había sido filtrada a través de la arena.

- John Snow, considerado el padre de la epidemiología moderna, presentó sus trabajos referentes a las epidemias de cólera en Londres en los años 1848, 1849, 1853 y 1854. Durante la segunda epidemia de cólera en Londres, en los años 1848 y 1849, este médico formuló la teoría de que la transmisión del cólera se hacía por medio de «la ingestión de una materia mórbida invisible al ojo humano» que se reproducía y transmitía a través de la materia fecal (Snow, 1853, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). De esta manera, se relacionó por primera vez la muerte por cólera con la contaminación por aguas servidas de la fuente de suministro de aguas para consumo humano.

Durante la tercera epidemia de cólera en Londres, en 1853, Snow confirmó empíricamente su teoría relacionando la fuente de suministro de agua y la cantidad de muertos por cólera. Básicamente, esos estudios consistieron en un conteo de la cantidad de fallecidos por esta enfermedad diferenciándolos según su fuente de agua para consumo. En ese entonces existían dos compañías suministradoras de agua en Londres: Lambeth Water Company, con la fuente de suministro de aguas arriba, y Southwark and Vauxhall Company, con suministro aguas abajo. Se comprobó en la práctica que la proporción de muertos por cólera con relación al total de personas abastecidas por la compañía con suministro aguas abajo era mayor que el de quienes eran abastecidas por la compañía con suministro aguas arriba. A raíz de esto, Snow publica recomendaciones para evitar nuevas epidemias de cólera; propone medidas a corto plazo e individuales, entre las que se destaca el lavado de manos, y las siguientes medidas comunitarias a largo plazo:

- Efectuar un buen y perfecto drenaje.
- Proporcionar un vasto suministro de agua completamente libre de contaminación proveniente del alcantarillado, pozos negros, desagües de casas, u otros desechos de las personas que navegan por los ríos.
- Proporcionar casas modelos para la clase vagabunda y suficiente espacio para pobres en general.
- Inculcar a toda la población hábitos personales y domésticos de limpieza.
- Dedicar atención a las personas y especialmente a los barcos que arriban desde lugares infectados, para segregar los enfermos de los saludables (Snow, 1853, en Bentos-Pereira Eguren, 2018, p. 63).

En 1854, surgió un nuevo brote de cólera en Londres y murieron aproximadamente 500 personas en 10 días. En esta oportunidad, Snow elaboró un mapa indicando dónde vivían los afectados y determinó que los enfermos habían tomado agua de una misma bomba de agua pública. Los servicios sanitarios del momento clausuraron la bomba temporariamente y no se identificaron nuevos casos de cólera. Posteriormente, se demostró que una tubería de alcantarillado pasaba cerca de la bomba, y existían filtraciones hacia las aguas de abastecimiento. Según Burian (1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018), en 1856 William Budd estableció la relación entre la ocurrencia de fiebre tifoidea y la falta de saneamiento, y en 1857, Pasteur estableció la teoría de que las infecciones y las enfermedades son causadas por gérmenes y bacterias.

A manera de resumen, se puede decir que en los estudios llevados a cabo por Snow se propone una vía directa, de persona a persona, claro está, potenciada por la presencia de suciedad en el ambiente. Dada la patología de la enfermedad, se considera que el germen

se produce en el tubo digestivo y que la transmisión puede llevarse a cabo por alimentos contaminados, partículas de excretas coléricas, excretas vertidas de un enfermo, las cuales pueden contaminar cursos de agua de uso extendido por toda la población. A partir de esto, se identifican todos los abastecimientos de agua en Londres, sus puntos de captación de aguas y se calculan las tasas de mortalidad de cada zona de la ciudad.

Sin embargo, el estudio más significativo de Snow corresponde al desarrollado en relación con la epidemia de cólera que se presentó en Broad Street, donde se identificó como fuente de transmisión una bomba pública que captaba las aguas de un pozo. También logró identificar el origen de la contaminación e incluso logró analizar materia orgánica encontrada en muestras de agua, utilizando un microscopio para encontrar el germen. Con todo esto, logró cerrar la bomba y detener la propagación de la epidemia.

A pesar de estos trabajos, solo con el desarrollo de la microbiología y la patología, de la mano de Louis Pasteur y Robert Koch, fue que se logró demostrar la teoría del «contagio animado». En efecto, en 1883 Koch aisló y cultivó la bacteria *Vibrio cholerae*, y de esta manera se logró comprobar cabalmente la teoría de la transmisión hídrica del cólera. En esta línea, también fue importante el trabajo de Sir Ronald Ross, quien logró demostrar, sin lugar a dudas, la importancia del mosquito *Anopheles* en la transmisión del paludismo. Estos hechos resultaron en que un servicio de salud, en el estado de Massachusetts, contratara por primera vez los servicios de un ingeniero (1886). Este, indudablemente, puede ser considerado el momento histórico del nacimiento de la ingeniería sanitaria.

En esta época comienza la construcción sistemática de alcantarillados, como se dio en la reconstrucción de Hamburgo, después de ser afectada por un gran incendio en 1843 y para prevenir el vertido de efluentes domésticos, siendo la primera ciudad en la cual se implementó un plan de saneamiento. Además, en esta época empezó a haber una gran demanda de agua, lo que obligó la captación de aguas a mayores distancias, como fue el caso del abastecimiento de Madrid desde el río Lozoya, y se elaboraron los planes de saneamiento en ciudades como Londres, París y Chicago.

A partir de Koch y Pasteur, se utiliza la filtración y comienza el uso del cloro para eliminar el olor de las alcantarillas de Londres, uso de reactivos químicos para limpiar el agua de abastecimiento, aprovechamiento agrícola de aguas residuales, uso del ozono con el objetivo de evitar la propagación y transmisión de enfermedades. En este período, también, se empiezan a desarrollar los primeros análisis de aguas para determinar su peligrosidad, mediante su análisis bacteriológico como un control preventivo, logrando en 1905 su normalización, con la publicación de los «Standard Methods of Water Analysis», como un suplemento de la revista *Journal of Infections Diseases*.

El saneamiento fue una tecnología que se aceptó ampliamente en la segunda mitad del siglo XIX y gradualmente se convirtió en el sistema dominante (Patouillard, 2011; Cerda, s. f., en Bentos-Pereira Eguren, 2018). En 1900 la mayoría de las ciudades europeas disponían de redes de saneamiento y drenaje, por lo general unitarias (De Feo, 2014, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). De acuerdo con Burian (1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018), el saneamiento unitario fue el más popular debido a que:

- No había precedentes de sistemas separativos exitosos en Europa.
- Se creía que los sistemas unitarios eran más baratos que los sistemas separativos.
- La dilución de aguas pluviales era considerada un tratamiento en sí mismo. Por el contrario, no se tenía claro qué hacer con los efluentes de saneamiento separativo.

En la década comprendida entre 1930 y 1940, se comenzó a construir sistemas separativos, dados los altos costos de los tratamientos de los sistemas unitarios y el efecto ambiental y en la salud del vertido de efluente crudo, por lo que resultaba necesario el tratamiento de dichos efluentes (Burian, 1999, en Bentos-Pereira Eguren, 2018). Los sistemas se dimensionaban a ensayo y error. Las redes se construían unitarias, lo suficientemente grandes como para permitir la entrada de personas que las limpiaran. A lo largo de los años se acumuló el conocimiento del funcionamiento de los conductos y se elaboraron tablas con rangos de pendientes y velocidades recomendadas. Comenzaron a aparecer nuevas profesiones, como el *limpiador de saneamiento*, que se ocupaba del mantenimiento de las redes, o el *ingeniero sanitario*, que las diseñaba (Patouillard, 2011, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

Es aquí cuando se empieza a aplicar la estadística en los estudios de salud pública. La esperanza de vida en la población inglesa, expresada por clases sociales se encontraba distribuida de la siguiente forma: 35-40 años para los aristócratas, 22-25 años para los comerciantes y artesanos, y 16-20 años para los obreros industriales.

Gracias al conocimiento que se adquiere de las causas de las enfermedades, lo cual está íntimamente relacionado con el nacimiento de la ingeniería sanitaria en la segunda mitad del siglo, se consigue que en 1914 la esperanza de vida supere los 50 años como media. Con respecto al drenaje urbano, este era considerado una prioridad menor comparada con el saneamiento y el abastecimiento de agua potable. El diseño y la construcción del sistema de drenaje ocurría, como aún ocurre muchas veces, como trabajos adicionales asociados al diseño de vías de tránsito y al trazado de nuevos fraccionamientos. El diseño tradicional del drenaje urbano estaba directamente asociado a minimizar el riesgo de inundación de la ciudad; consistía en captar y conducir las aguas pluviales por las calles y canales lo más rápidamente posible hacia aguas abajo, eliminando o minimizando los problemas de inundación (Brown, 2005, en Bentos-Pereira Eguren, 2018).

5. Evolución y contenidos de la ingeniería sanitaria

El problema ambiental no debe concebirse en términos separados del concepto de *desarrollo económico y social*, sino estrechamente vinculado y como parte integrante de este. Un buen ordenamiento ambiental puede representar una efectiva contribución al proceso general de desarrollo. Los gobiernos de las Américas, dentro del marco conceptual del Primer Decenio de las Naciones Unidas para el Desarrollo y según quedó señalado en la carta de Punta del Este, decidieron establecer programas para su desarrollo económico y social durante la década del 60. En dicho instrumento, se fijaron ciertas metas para la salud y son bien conocidas las correspondientes a agua potable, alcantarillado y disposición de excretas en áreas urbanas y rurales.

La Organización Mundial de la Salud (OMS), en el año de 1967, logró materializar la *ingeniería de higiene del medio*, que se encarga de la aplicación, la modificación o la adaptación de los factores físicos, químicos y biológicos del medio, en beneficio de la salud del hombre y de su bienestar material y social. La higiene del medio, llamada a veces también «salubridad», «sanidad del medio», «sanidad ambiental» u «obra sanitaria pública», es definida por la OMS como «el dominio y regulación de todo factor en el ambiente, salud y supervivencia».

Las materias de la higiene del medio se enumeran a continuación (Ehlers y Steel, 1965):

1. Abastecimiento de agua
2. Desperdicios
 - a. Eliminación de excreta sin arrastre de agua
 - b. Alcantarillado
 - c. Eliminación de desperdicios y basuras
3. Lucha contra insectos
 - d. Mosquitos
 - e. Moscas
 - f. Otros
4. Lucha contra roedores
5. Sanidad de alimentos
 - g. Leche
 - h. Carne
 - i. Otros alimentos
 - j. Preparación de alimentos e higiene de las empresas que los manejan
6. Fontanería
7. Acondicionamiento de aire y purificación de la atmósfera
8. Iluminación
9. Alojamiento
10. Sanidad institucional
11. Higiene industrial
12. Saneamiento de albercas de natación
13. Supresión de molestias
14. Protección de radiaciones

Según Paz Maroto (1968, en Tejero *et al.*, 2006, p. 9), la ingeniería sanitaria es «el arte de asegurar, por las técnicas urbanas, el control de hombre su Medio Ambiente, con vistas a favorecer su salud». Por su parte, para Logan (en Tejero *et al.*, 2006, p. 9), es «el uso de los principios y recursos de ingeniería para propósitos de salud pública, o más específicamente la aplicación de principios de ingeniería a la solución de problemas planteados por las enfermedades». En un principio, la ingeniería sanitaria fue planteada para trabajar en contra de la aparición y propagación de enfermedades que afectarían al hombre (enfermedades laborales, ocupacionales y epidemias). Es decir que la ingeniería sanitaria, como tal, permitía desarrollar actividades vinculadas con «el saneamiento», el cual podía ser ejecutado por el *inspector sanitario*, el *sanitario* y el *ingeniero sanitario* o el *idóneo en sanidad pública*.

Se consideraba inspector sanitario a quien inspeccionaba para reforzar las leyes sanitarias y que actuaba bajo la supervisión de un sanitario o ingeniero. Sanitario, en tanto, era la persona con instrucción formal en las ciencias fundamentales del saneamiento, como biología, bacteriología, clínica y bioestadística. En cuanto al título de ingeniero sanitario, este no era interpretado favorablemente por algunos, pues se prestaba a confusión y se le atribuía a quienes no eran propiamente ingenieros. Fue de esta manera como se empezó a emplear el término *ingeniero de la higiene del medio*. La evolución de esta disciplina fue trayendo consigo la identificación de nuevos perjuicios, como la contaminación atmosférica, el ruido, y se le comenzó a dar importancia a otro tipo de enfermedades, tales como las mentales; además, se empiezan a descubrir los efectos secundarios por algunas

medidas adoptadas, como la contaminación atmosférica por la incineración de residuos y la contaminación de acuíferos por vertederos controlados.

El decenio del 70, bajo el auspicio del Segundo Decenio de las Naciones Unidas para el Desarrollo, recibió una renovada atención por parte de los representantes del sector de la salud, que a través de procesos de estudio de los resultados alcanzados y de las experiencias ganadas durante el lapso 1961-1970, formularon un Plan Decenal de Salud para las Américas, para la década de 1970-1980, que tuvo el respaldo de los gobiernos en la III Reunión Especial de Ministros de Salud de las Américas, celebrada en Santiago de Chile, en octubre de 1972.

Además, el Comité de Expertos de la OMS sobre Programas Nacionales de Salud Ambiental se refirió a la salud ambiental como el «equilibrio ecológico que debe existir entre el hombre y su medio a fin de asegurar su bienestar», para lo cual resulta necesario enfocarse en la planificación, organización y administración de Programas Nacionales de Higiene del Medio, y a ellos la Conferencia de las Naciones Unidas sobre el Ambiente Humano, celebrada en Estocolmo, en junio de 1972, agregó consideraciones físicas, biológicas, socioeconómicas y culturales, incluyendo problemas tan diversos como la radiación, la higiene industrial, el aprovechamiento de tierra, los asentamientos humanos, la contaminación atmosférica, el esparcimiento público y el turismo.

En la 26.ª Asamblea Mundial de la Salud, del 23 de mayo de 1973 (sobre desarrollo de personal del medio), se hizo la siguiente petición formal al director general: «Que intensifique la asistencia prestada a los Estados Miembros para determinar sus necesidades de personal de protección del medio, en relación con la salud», lo cual se encuentra plasmado en la Resolución XXXII aprobada en setiembre-octubre de 1977 por el Consejo Directivo de la Organización Panamericana de la Salud, en la cual se resuelve:

1. Tomar nota del Programa a Mediano Plazo de Desarrollo de Recursos Humanos para la Región de las Américas, para el período comprendido entre 1978 y 1983,
2. Recomendar que el mismo sea utilizado como guía básica para la programación a nivel de países en este campo en particular tomando en cuenta las necesidades y características específicas de cada país y su ajuste periódico durante el transcurso del programa.

La relación de los servicios de la salud con la ingeniería resulta en el campo clásico de la ingeniería sanitaria, orientada inicialmente al área de la prevención de enfermedades, dándole especial interés al tema del agua, específicamente a las líneas de abastecimiento y tratamiento, depuración y evacuación de aguas residuales. Sin embargo, el tema del manejo de los residuos también cobra importancia con los temas de recolección y adecuación para la disposición final, la lucha contra los vectores, la higiene industrial, la salubridad de la vivienda, la higiene de los alimentos. En algunos países, como es el caso de España, profesionales de diferentes disciplinas (ingenieros de obras públicas, arquitectos, ingenieros industriales) asumen distintas funciones de la ingeniería sanitaria.

La OMS define *salud* como «un estado de completo bienestar físico, mental y social y no solamente como la ausencia de enfermedades». Estos dos últimos términos, *mental* y *social*, multiplican las labores de la higiene pública, las cuales, en un principio, solo coincidían con la medicina preventiva, es decir, referían solo a la aplicación de medidas profilácticas para evitar la enfermedad.

En particular, los países de América Latina y del Caribe tienen una historia destacada en lo que respecta a la formación y el desarrollo de sus recursos humanos en saneamiento ambiental. En virtud de esto, son numerosas las instituciones académicas latinoamericanas que contribuyen a la formación y desarrollo de personal en salud ambiental. Sin duda, la enseñanza de la ingeniería sanitaria y ciencias ambientales es una actividad en la cual ha podido prosperar el concepto actual de *cooperación técnica* entre países en desarrollo.

Hace unos 30 años, los problemas abordados por la ingeniería sanitaria en la mayoría de los países de la región eran en muchos casos relativamente pequeños y simples. Bajo estas condiciones, la tarea del ingeniero sanitario podría concretarse, la mayoría de las veces, por ejemplo, en localizar una fuente de abastecimiento de agua adecuada, diseñar, administrar, operar o mantener los elementos necesarios para su capacitación, conducción, tratamiento y distribución, encontrar un sitio idóneo para la disposición de las aguas servidas, y diseñar, administrar, operar o mantener los elementos involucrados en su recolección, conducción, tratamiento y disposición. Lo que sucedía con el agua antes de su captación y después de la disposición en ella de los desechos no se les planteaba como una preocupación.

De hecho, en sus inicios, la ingeniería de la higiene del medio estaba dirigida al entorno más próximo al hombre (vivienda, trabajo, ciudad), con el fin de preservar su salud y tratando de mitigar las consecuencias de sus acciones y de las actividades del hombre en general. En otras palabras, el objetivo principal de esta disciplina era crear un ambiente artificialmente protegido. No obstante, con el paso del tiempo se hizo necesario cambiar este enfoque y la ingeniería de la higiene del medio se hizo imprescindible para corregir los efectos de las actividades humanas sobre el medio.

Para comenzar, los aumentos demográficos y la afluencia de la población rural a zonas metropolitanas y urbanas han planteado intrincados problemas en estas: el suministro de agua potable, la canalización y la eliminación de residuos humanos e industriales, la prevención de la contaminación del aire y de las corrientes de agua, lo que conllevó a la superposición de la ingeniería sanitaria y lo «ambiental». En consecuencia, nacieron nuevos conceptos, como, por ejemplo, *gestión ambiental*, *educación ambiental*, *ecodesarrollo*, *ingeniería ambiental*, que pueden integrarse fácilmente a esta disciplina.

Es así como se pasa del estudio de las partes al estudio del todo; se tiene en cuenta el ambiente *global* (físico, biológico, social, cultural, económico), y un aspecto relevante es que el desarrollo conlleva un riesgo de degradación o perjuicio ambiental y surge la necesidad de desarrollar *estudios de impacto ambiental*. Se tuvo en cuenta, entonces, que, si bien las condiciones actuales de desarrollo en la región han generado la aparición de nuevas categorías de problemas cuya solución demanda la atención de la ingeniería sanitaria, no debe olvidarse que los antiguos problemas del saneamiento básico aún no han sido resueltos en forma satisfactoria.

Por ello, las nuevas circunstancias obligan a introducir *nuevas categorías* funcionales al ámbito de la ingeniería sanitaria/ambiental, pero *no a sustituir* las existentes por estas nuevas. Estas categorías logran situar la acción de los ingenieros sanitarios ambientales hacia la satisfacción de necesidades básicas de la población, dentro del concepto más amplio de *calidad de vida*, sobre la cual influye la calidad del medio. Deben conocer, por lo tanto, los riesgos ambientales y la correlación de sus acciones con la calidad del medio. Deben también preocuparse por el control, monitoreo y vigilancia de la calidad ambiental y por lograr que la educación y capacitación en estos aspectos se relacione no solo con los profesionales y técnicos, sino que llegue también a los niveles de decisión política y aceptación popular.

6. Visión de la Organización de las Naciones Unidas hacia 2050

6.1. «El agua en un mundo sostenible»

Según la UNESCO (UNESCO-WWAP, 2015, p. 2):

En un mundo sostenible que puede alcanzarse en un futuro próximo, el agua y sus recursos relacionados se gestionan para apoyar el bienestar humano y la integridad del ecosistema en una economía fuerte. Se pone a disposición una cantidad suficiente de agua potable desde el punto de vista sanitario para cubrir las necesidades básicas de todas las personas, protegiendo fácilmente los estilos de vida y comportamientos saludables mediante un suministro de agua y unos servicios sanitarios fiables y asequibles, apoyados a su vez por unas infraestructuras con una extensión equitativa y una gestión eficiente. La gestión de los recursos hídricos, las infraestructuras y el suministro del servicio se financian de forma sostenible. El agua está debidamente valorada en todas sus formas, y las aguas residuales se tratan como un recurso que aprovecha la energía, los nutrientes y el agua dulce para reciclarlos. Los asentamientos humanos se desarrollan en armonía con el ciclo natural del agua y los ecosistemas que lo sustentan, adoptando medidas que reducen la vulnerabilidad y mejoran la resiliencia ante los desastres relacionados con el agua. Los enfoques integrados del desarrollo, gestión y utilización de los recursos hídricos —y de los derechos humanos— son la norma. El agua se gestiona de forma participativa, se basa en todo el potencial de los hombres y mujeres como profesionales y ciudadanos, guiados por una serie de organizaciones capaces y bien informadas, y dentro de un marco institución al justo y transparente.

La primera idea que se trasunta es la que hoy se ha dado en llamar, por parte del Programa Hidrológico Internacional (PHI) de las Naciones Unidas, como «seguridad hídrica», y que dicho programa define como (UN-Water, 2013, en Gobierno de la República de Panamá, 2016, p. 7):

Seguridad hídrica es la capacidad de una población para salvaguardar el acceso sostenible a cantidades adecuadas de agua de calidad aceptable para el sostenimiento de los medios de vida, el bienestar humano y el desarrollo socio-económico, para garantizar la protección contra la contaminación transmitida por el agua y los desastres relacionados con el agua, y para la conservación de los ecosistemas en un clima de paz y estabilidad política.

El agua es un tema trascendente para el desarrollo sustentable. La Cumbre Mundial de Johannesburgo sobre Desarrollo (2002) alentó a los Estados miembros a manejar sus recursos hídricos en los ámbitos nacional y regional a través de planes de acción contemplados en la Gestión Integrada de Recursos Hídricos (GIRH).

La problemática de la seguridad hídrica conlleva un conjunto de importantes desafíos (técnicos, institucionales, políticos, financieros, de generación y flujo de información) en una etapa histórica de grandes incertidumbres, pero también ofrece un conjunto de oportunidades, como los procesos de planeación estratégica con una visión integrada del sistema y plazos de algunas décadas; la propuesta de la GIRH de integrar, por ejemplo,

las aguas pluviales, residuales y naturales como manifestaciones dentro de un mismo sistema; el desarrollo de nuevas tecnologías más flexibles y resilientes; y la economía verde, que prioriza las inversiones que mejoran el capital natural del planeta o que reducen los riesgos ambientales (energías renovables, transporte limpio, edificios eficientes, agricultura y pesca sustentables, tecnologías más limpias, manejo mejorado de residuos, entre otros).

6.2. Objetivos de desarrollo sostenible y metas

La Resolución A/RES/70/1 de la Asamblea General de las Naciones Unidas, del 25 de setiembre de 2015, aprueba el documento *Transformar nuestro mundo: la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible*, que presenta los objetivos de desarrollo sostenible (ODS) en los siguientes términos (Asamblea General de las Naciones Unidas, 2015, p. 15):

Tras un proceso inclusivo de negociaciones intergubernamentales y tomando como base la propuesta del Grupo de Trabajo Abierto sobre los Objetivos de Desarrollo Sostenible, los cuales se ponen en contexto en uno de sus epígrafes, hemos acordado los Objetivos y las metas que figuran a continuación.

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible y sus metas son de carácter integrado e indivisible, de alcance mundial y de aplicación universal, tienen en cuenta las diferentes realidades, capacidades y niveles de desarrollo de cada país y respetan sus políticas y prioridades nacionales. Si bien las metas expresan las aspiraciones a nivel mundial, cada gobierno fijará sus propias metas nacionales, guiándose por la ambiciosa aspiración general pero tomando en consideración las circunstancias del país. Cada gobierno decidirá también la forma de incorporar esas aspiraciones y metas mundiales en los procesos de planificación, las políticas y las estrategias nacionales. Es importante reconocer el vínculo que existe entre el desarrollo sostenible y otros procesos pertinentes que se están llevando a cabo en las esferas económica, social y ambiental.

Al acordar estos Objetivos y metas, reconocemos que cada país enfrenta desafíos específicos para lograr el desarrollo sostenible y recalamos los problemas especiales con que tropiezan los países más vulnerables, en particular los países africanos, los países menos adelantados, los países en desarrollo sin litoral y los pequeños Estados insulares en desarrollo, así como las dificultades concretas que atraviesan los países de ingresos medianos. También merecen especial atención los países en situaciones de conflicto.

Reconocemos que siguen sin existir datos de referencia para varias metas y pedimos un mayor apoyo para fortalecer la recopilación de datos y la creación de capacidad en los Estados Miembros, a fin de establecer bases de referencias nacionales y mundiales cuando aún no existan. Nos comprometemos a subsanar esas lagunas en la recopilación de datos para informar mejor la medición de los progresos realizados, en particular respecto de las metas que no incluyen objetivos numéricos claros.

Alentamos a los Estados a proseguir los esfuerzos que realizan en otros foros para tratar de resolver cuestiones clave que entrañan posibles retos para la ejecución de nuestra Agenda, y respetamos los mandatos independientes de esos procesos. Nuestra intención es que la Agenda y su implementación apoyen dichos procesos y las decisiones que en ellos se tomen, y no los perjudiquen.

Reconocemos que cada país dispone de diferentes enfoques, visiones de futuro, modelos e instrumentos para lograr el desarrollo sostenible, en función de sus circunstancias y prioridades nacionales, y reafirmamos que el planeta Tierra y sus ecosistemas son nuestro hogar común y que “Madre Tierra” es una expresión corriente en muchos países y regiones.

Tabla 1.1. *Objetivos de desarrollo sostenible.*
Tomada de Asamblea General de las Naciones Unidas, 2015, p. 16.

Objetivos de desarrollo sostenible	
Objetivo 1	Poner fin a la pobreza en todas sus formas y en todo el mundo.
Objetivo 2	Poner fin al hambre, lograr la seguridad alimentaria y a mejora de la nutrición y promover la agricultura sostenible.
Objetivo 3	Garantizar una vida sana y promover el bienestar de todos a todas las edades.
Objetivo 4	Garantizar una educación inclusiva y equitativa de calidad y promover oportunidades de aprendizaje permanente para todos.
Objetivo 5	Lograr la igualdad de género y empoderar a todas las mujeres y las niñas.
Objetivo 6	Garantizar la disponibilidad y la gestión sostenible del agua y saneamiento para todos.
Objetivo 7	Garantizar el acceso a una energía asequible, fiable, sostenible y moderna para todos.
Objetivo 8	Promover el crecimiento económico sostenido, inclusivo y sostenible, el empleo pleno y productivo y el trabajo decente para todos.
Objetivo 9	Construir infraestructuras resilientes, promover la industrialización inclusiva y sostenible y fomentar la innovación.
Objetivo 10	Reducir la desigualdad en los países y entre ellos.
Objetivo 11	Lograr que las ciudades y los asentamientos humanos sean inclusivos, seguros, resilientes y sostenibles.
Objetivo 12	Garantizar modalidades de consumo y producción sostenibles.
Objetivo 13	Adoptar medidas urgentes para combatir el cambio climático y sus efectos*.
Objetivo 14	Conservar y utilizar sosteniblemente los océanos, los mares y los recursos marinos para el desarrollo sostenible.
Objetivo 15	Proteger, restablecer y promover el uso sostenible de los ecosistemas terrestres, gestionar sosteniblemente los bosques, luchar contra la desertificación, detener e invertir la degradación de las tierras y detener la pérdida de biodiversidad.
Objetivo 16	Promover sociedades pacíficas e inclusivas para el desarrollo sostenible, facilitar el acceso a la justicia para todos y construir a todos los niveles instituciones eficaces e inclusivas que rindan cuentas.
Objetivo 17	Fortalecer los medios de implementación y revitalizar la Alianza Mundial para el Desarrollo Sostenible

*Reconociendo que la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático es el principal foro intergubernamental internacional para negociar la respuesta mundial al cambio climático.

Referencias bibliográficas

- Angelakis, A. N., Savvakis, Y. M. y Charalampakis, G. (2007) Aqueducts during the Minoan Era. *Water Science & Technology*, 7(1), 95-101.
- Asamblea General de las Naciones Unidas (2015). *Resolución aprobada por la Asamblea General el 25 de septiembre de 2015 70/1. Transformar nuestro mundo: la Agenda 2030 para el Desarrollo Sostenible*. https://unctad.org/system/files/official-document/ares70d1_es.pdf
- Bentos-Pereira Eguren, G. (2018). *Residuos sólidos en la trama hídrica* [Tesis para la obtención del grado de magister en Ingeniería Ambiental]. Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Ehlers, V. y Steel, E. (1965). *Municipal and rural sanitation*. Nueva York: McGraw-Hill.
- Gobierno de la República de Panamá, Consejo Nacional del Agua, Comité de Alto Nivel de Seguridad Hídrica (2016). *Plan Nacional de Seguridad Hídrica 2015-2050: Agua para Todos*. Panamá.
- Organización Panamericana de la Salud-Oficina Sanitaria Panamericana (1977). *Resolución CD25.R32*, Sept.—oct. 1977 DO 152, 35. https://www3.paho.org/hq/index.php?option=com_content&view=article&id=8617:2013-xxv-directing-council-pan-american-health-organization&Itemid=0&lang=es#gsc.tab=0.
- Tejero, I., Suárez, J., Jácome A., y Temprano J. (2006). *Introducción a la ingeniería sanitaria y ambiental*. La Coruña: Universidad de La Coruña.
- UNESCO-WWAP (2015). *Informe de las Naciones Unidas sobre los recursos hídricos en el mundo 2015: agua para un mundo sostenible. Resumen ejecutivo*. SC/2015/PI/H/1, SC-2015/WS/6. Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos de las Naciones Unidas, Oficina del Programa sobre Evaluación Mundial de los Recursos Hídricos, División de Ciencias del Agua, UNESCO. https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000232272_spa

Bibliografía

- Skeat, W. y Dangerfield, B. (1965). *Manual of British Water Engineering Practice. Vol. III. Water Quality and Treatment*. (4.ª ed.). Cambridge: The Institution of Water Engineers.

Enfermedades de transmisión hídrica

1. Definiciones básicas

Tabla 2.1. *Definiciones básicas (a partir de fuentes varias).*

Agente infeccioso	Es un microorganismo con facultad de causar una enfermedad infecciosa bajo circunstancias favorables respecto al sujeto y al medio.
Enfermedades de declaración obligatoria	Aquellas que deben ser denunciadas por el médico a las entidades sanitarias, de acuerdo con leyes, reglamentos y disposiciones, complementadas por las ordenanzas municipales. Siempre teniendo en cuenta que esto puede variar en diferentes ciudades y departamentos; es el caso de la tuberculosis, la peste, la fiebre tifoidea, la fiebre amarilla, la difteria, la escarlatina, la viruela, el sarampión y las afecciones venéreas.
Enfermedad endémica	Aquella que se encuentra constantemente presente en una región, en cierto grado.
Enfermedad esporádica	Aquella que ocurre en casos espaciados y ocasionales.
Enfermedades transmisibles	Aquellas que se propagan por cualquier medio de una persona a otra o de un animal a una persona y que puede ser resultado de propagación directa o indirecta, de un agente infeccioso o de sus productos.
Enfermedad zoonótica	De acuerdo a la OMS, las enfermedades zoonóticas son un grupo de enfermedades infecciosas que se transmiten de forma natural de los animales a los seres humanos. El mayor riesgo de transmisión de enfermedades zoonóticas se produce en la interfaz entre el ser humano y los animales a través de la exposición directa o indirecta a estos, los productos derivados de estos (por ejemplo, carne, leche, huevos) o su entorno.
Epidemia	Es el ataque de una enfermedad transmisible a un gran número de personas, reconocido estadísticamente como superior al normalmente previsible para la enfermedad, en una colectividad, en determinado lapso. Por lo general, son afectados grupos numerosos, pero en otros casos el número es pequeño.

Epidemiología	La epidemiología es el estudio de la distribución y los determinantes de estados o eventos (en particular de enfermedades) relacionados con la salud y la aplicación de esos estudios al control de enfermedades y otros problemas de salud. Hay diversos métodos para llevar a cabo investigaciones epidemiológicas: la vigilancia y los estudios descriptivos se pueden utilizar para analizar la distribución, y los estudios analíticos permiten analizar los factores determinantes.
Epidemiólogo	Persona experta en epidemiología, quien, por sus conocimientos, puede dirigir los procedimientos en la lucha contra las epidemias.
Epizootia	Epidemia de animales.
Estudios epidemiológicos	Un estudio epidemiológico consiste en la observación de la frecuencia y distribución de una enfermedad en un grupo poblacional definido y para un período de tiempo determinado, analizando los casos que se presentan o la mortalidad a la que ha dado lugar, así como los factores que influyen en su desarrollo.
Fómites	Son objetos inanimados que han estado en contacto con una persona enferma y que desempeñan, indudablemente, cierto papel en la transmisión de enfermedades. Los fómites de mayor importancia, principalmente para los niños, son los utensilios de comer, los lápices humedecidos con saliva, los fragmentos de alimento mordidos, las toallas y los vasos. La transmisión de la enfermedad a través de fómites puede ser considerada como transmisión por contacto directo.
Formas de transmisión	El agua y los alimentos son vehículos de transmisión de aquellas enfermedades cuya puerta de penetración es la boca y el tubo digestivo. Los alimentos suelen estar contaminados por las manos de portadores o personas en estado de incubación de la enfermedad infecciosa o por moscas y otros insectos.
Pandemia	Enfermedad que afecta a un gran número de personas y al mismo tiempo trasciende los límites de una colectividad.
Período de incubación	Es el tiempo que transcurre entre la penetración de un agente infeccioso en el cuerpo y la aparición de los signos o síntomas propios de la enfermedad.
Puertas de entrada	Son los medios a través de los cuales el cuerpo adquiere los agentes patógenos. Pueden ser la vía respiratoria, la digestiva, la superficie del cuerpo, etcétera. De ellas, la ingesta es la puerta de entrada de la mayoría de las infecciones.
Vectores o portadores	Son los seres que albergan al agente infeccioso específico sin distinción en ellos de signos clínicos, aunque propagan la enfermedad y son medios de reserva para esta. Puede haber «vectores sanos» sin manifestación patológica alguna durante el curso de la enfermedad o pueden hallarse en «estado de incubación», lo que se entiende en el sentido de que esas personas pasan por dichos períodos del curso clínico.
Vehículos de infección	Son los medios por los cuales los agentes infecciosos son transportados para causar enfermedad. Agua, alimentos, insectos y objetos inanimados pueden ser vehículos de infección.

2. Enfermedades asociadas a la ingeniería sanitaria

Las enfermedades intestinales son de gran importancia para la sanidad, debido a su modo habitual de transmisión. Dentro de estas, están incluidas la fiebre tifoidea, las fiebres paratifoideas, el cólera, la disentería, la poliomielitis, la hepatitis infecciosa (ictericia catarral aguda), la uncinariasis o anemia tropical y algunas otras infestaciones parasitarias.

2.1. Métodos generales para prevenir enfermedades transmisibles

- **Inmunización.** La inmunidad es la facultad de los organismos vivos de resistir la infección. Varía en grado, no solo entre personas, sino en una misma persona según su condición física. Puede ser natural o adquirida. Ciertas enfermedades proporcionan inmunidad contra un segundo ataque. También es posible obtener inmunidad por medios artificiales, como mediante la inyección de sueros, toxinas, vacunas o virus. Otras enfermedades para las cuales la inmunización artificial es posible son la fiebre tifoidea, las fiebres paratifoideas, la difteria, la rabia y el tétanos.
- **Lucha contra las epidemias.** Esta debe ser una de las funciones más importantes de los departamentos de sanidad. Las investigaciones y la aplicación de las medidas de prevención son función de la división de enfermedades transmisibles y en algunos casos coopera la división de saneamiento.
- **Cuarentena y aislamiento.** La cuarentena se aplicaba ya, en la Edad Media, en Venecia y en otros lugares. Su nombre se debe a la palabra italiana *quaranta*, que significa ‘cuarenta’, es decir: el número de días que los navíos sospechosos eran tenidos en aislamiento antes de permitirles desembarcar mercancías o pasajeros. En Estados Unidos, se aplicaba a la cólera, la peste, las fiebres recurrentes transmitidas por piojos, la viruela, el tifus, transmitidas por piojos, la fiebre amarilla y la psitacosis. Sin embargo, la cuarentena en lugares que no eran puertos no se consideraba eficaz. El aislamiento indica segregación del paciente. El grado de aislamiento depende de la naturaleza de la enfermedad. Para las enfermedades de más fácil transmisión, como la viruela y el sarampión, ha de aplicarse aislamiento estricto; esto requiere una habitación separada para el enfermo. En algunos casos de escarlatina y difteria está indicada la separación rigurosa. Para la fiebre amarilla y el dengue, basta como aislamiento cubrir la cama del enfermo con un mosquitero. En general, el aislamiento se obtiene con más facilidad en los hospitales. En las casas particulares son necesarios asistentes o enfermeros bien preparados.

2.2. Enfermedades de transmisión hídrica (ETH)

Entre los microorganismos causantes de ETH, se encuentran las bacterias, los virus, los protozoarios y los helmintos. Las principales se sintetizan en la Tabla 2.2.

2.2.1. Bacterias

Las bacterias son microorganismos unicelulares que presentan un tamaño de algunos micrómetros de largo (entre 0,5 y 5 μm , por lo general) y diversas formas, incluyendo esferas, barras y hélices.

Las bacterias son los organismos más abundantes del planeta. Se las encuentra en todo tipo de hábitat de la Tierra; participan en todos los ecosistemas y están en interacción continua con las plantas, los animales y el hombre. Los microorganismos son clave para el funcionamiento de los sistemas biológicos y el mantenimiento de la vida sobre el planeta,

pues participan en procesos metabólicos, ecológicos y biotecnológicos de los que se depende para sobrevivir y enfrentar los retos del futuro. En otras palabras, parte de la actividad biológica esencial que permite la vida depende de los microorganismos (Montaño *et al.*, 2010). Son organismos unicelulares que se extienden típicamente de tamaño a partir de 0,1 a 10 μm . La mayoría de las bacterias pueden ser agrupadas por su forma en cuatro categorías generales:

- Cocos
- Bacilos (ejemplos: *Vibrio cholerae*, causante del cólera; *Escherichia coli*)
- Espirilos
- Otros (bacterias de formas excepcionales)

Las bacterias son procariontas y, por lo tanto, no tienen núcleo ni orgánulos internos. Muchas bacterias disponen de flagelos o de otros sistemas de desplazamiento y son móviles. Las bacterias que se pueden encontrar en el agua son de géneros muy numerosos. Según necesiten o no oxígeno molecular para vivir se las llama *aerobias* o *anaerobias*; existe un tercer tipo que se desarrolla mejor en presencia de oxígeno, pero que puede vivir en medios desprovistos de este, y se las denomina *anaerobias facultativas*.

- Bacterias propias del agua: son frecuentes los géneros *Pseudomonas*, *Serratia*, *Flavobacterium* y *Achromobacter*. En general, confieren color al agua (por ejemplo, rojo, amarillo anaranjado, violeta, etcétera).
- Bacterias del suelo: son arrastradas por el agua de lluvia a los cursos superficiales. En su gran mayoría son bacilos aerobios, pertenecientes al género *Bacillus*. Otras tienen un papel preponderante en la oxidación de materia orgánica y sales minerales.
- Bacterias intestinales: los organismos más comunes que se encuentran en el tracto intestinal son de los géneros *Clostridium*, *Streptococcus*, *Salmonella*, *Espirilos*, bacteriófagos, coliformes, *Shigella*, y también merecen citarse *Vibrio cholerae* y la espiroqueta *Leptospira*.

Sphaerotilus natans y *Crenothrix polyspora* están relacionadas con el hierro y el manganeso del agua. *Beggiatoa alba* pertenece a las bacterias sulfurosas.

Las bacterias coliformes y los estreptococos se utilizan como indicadores de contaminación fecal.

2.2.2. Virus

Los virus no se consideran microorganismos en sentido estricto, ya que no poseen estructura celular: presentan una sola molécula de ácido nucleico, carecen de actividad metabólica (excepto la enzima lisozima) y son incapaces de reproducirse por sí mismos. Se encuentran en la frontera de lo vivo y lo no vivo: son incapaces de efectuar cualquier forma de metabolismo y son totalmente dependientes de las células hospedadoras. Están constituidos por material genético ácido desoxirribonucleico (ADN) o ácido ribonucleico (ARN) y una capa protectora de proteína (una hélice, doble hélice o parcialmente doble hélice).

Se les denomina «entidades biológicas» (Frioni, 2006). Se aplica el término *virus* a entidades biológicas submicroscópicas muy simples, desprovistas de actividad metabólica e incapaces de reproducirse fuera del organismo que parasitan. Alternan su ciclo de vida en dos fases: la extracelular, en la que se comportan como partícula inerte, aunque infecciosa, el virión; y la intracelular, en la cual el virus se presenta como ácido nucleico replicable y la célula del huésped (animal, vegetal o microbiana) gobernada por este ácido nucleico replica todos los componentes virales, provocando la infección, daños celulares e incluso la lisis de estas.

2.2.3. Protozoos

Son células eucariotas simples (organismos cuyas células tienen membrana nuclear) con características del reino animal, ya que son móviles y heterótrofos. El nombre, que proviene del griego *proto* ('primero') y *zoo* ('animal'), avala la hipótesis de que son los seres vivos más antiguos, que fueron las primeras células que existieron. Debido a su tamaño pequeño y a la producción de quistes que les permiten resistir a las condiciones ambientales adversas, muchas especies son cosmopolitas, mientras que otras son de distribución limitada. Son organismos unicelulares, de vida libre o parásitos.

El agua de bebida cumple un importante papel en la diseminación de tres protozoos patógenos para los seres humanos: *Giardia*, *Cryptosporidium* (causante de diarrea) y *Entamoeba histolytica* (causante de la disentería amebiana; amebiasis). *Giardia lamblia* o *Giardia intestinalis* es un parásito intestinal microscópico que habita en el intestino delgado de las personas, aunque puede sobrevivir mucho tiempo en el exterior; la mayor parte de los portadores son asintomáticos. En las últimas décadas, la *Giardia* se ha expandido en una amplia geografía.

Otros protozoarios parásitos vinculados al ciclo fecal-oral son *Cryptosporidium parvum* (causa criptosporidiosis) y *Cyclospora cayetanensis* (causa ciclosporiasis).

2.2.4. Hongos

Los hongos, también conocidos como *Eumycotas*, son organismos pertenecientes al reino Fungi, que agrupa a todos los eucariotas heterótrofos, unicelulares y multicelulares, y cuya nutrición se realiza por absorción a través de la pared celular. Un hongo es un «organismo eucariótico, filamentosos o unicelular que carece de clorofila, con un núcleo verdadero, pared celular formado de quitina, y con reproducción sexual, asexual o ambas» (Universidad de Antioquia, 2017). A diferencia de los vegetales, nunca tienen clorofila y, por tal razón, no hacen fotosíntesis, por lo que su nutrición es heterótrofa, no solo con respecto al carbono y al nitrógeno, sino también a otras sustancias. Los hongos son heterótrofos saprófitos, es decir, adquieren su alimento por descomposición y adsorción de la materia orgánica a través de la membrana y pared celulares.

2.2.5. Helmintos

Los helmintos o gusanos parásitos son organismos que pasan parte de su ciclo vital en el agua y otra parte como parásitos de animales, por lo que generalmente se dice que son causa de enfermedades «con base en el agua». Comprenden desde gusanos redondos escasamente visibles (0,3 mm) a tenias que pueden crecer hasta 25 m. Los huevos y larvas tienen dimensiones de decenas de micras (0,01 mm).

Los nematodos o nematelmintos son gusanos cilíndricos. Por lo general, causan infecciones parasitarias en las personas. Muchos de ellos pueden adquirirse por ingesta o contacto directo con aguas contaminadas con huevos de estos animales. Se destacan: *Ascaris lumbricoides*, *Dracunculus mendinensis* (gusano de Guinea), *Enterobius vermicularis* y *Trichuris trichiura*.

Los platelmintos son gusanos planos parásitos. En la clase *Cestoda* se encuentran las tenias, responsables de enfermedades como la teniasis (*Taenia solium*, *Taenia saginata*) y la hidatidosis (*Taenia equinococcus*), que produce la enfermedad llamada *hidatidosis*. En la clase *Trematoda* se encuentra *Schistosoma mansoni*, que es el parásito que produce

la esquistosomiasis, una enfermedad prevalente en zonas tropicales y subtropicales, especialmente en comunidades sin acceso a agua potable ni a saneamiento adecuado.

2.2.6. Algas

Las algas contienen fundamentalmente clorofila, necesaria para las actividades fotosintéticas, y, por esta razón, necesitan la luz solar para vivir y reproducirse. La mayor concentración se da en cuerpos de agua lénticos (lagos, lagunas, embalses). Las algas de agua dulce se clasifican en diez clases (*Phyla*), según se muestra en la Tabla 2.3 (adaptada de Baylon, s. f.).

2.2.7. Copépodos

Algunos microcrustáceos, como los copépodos, tienen importancia sanitaria. Algunos copépodos sirven como huésped intermedio en el ciclo de nematodos y platelmintos, facilitándoles el ingreso al organismo que será su huésped definitivo.

Debido a su abundancia y diversidad, los copépodos pueden ser usados como indicadores de calidad de aguas en cuerpos de agua dulce.

Tabla 2.2. Principales ETH (a partir de fuentes varias).

Enfermedad	Agente microbiológico	Vehículo/vía de transmisión	Profilaxis
Fiebre tifoidea	Salmonella typhi	Alimentos, leche y agua	Evitar cierre del ciclo fecal-oral.
Fiebres paratifoideas A, B y C	<i>Salmonella paratyphi</i> , <i>S. schottmuelleri</i> y <i>S. hirschfeldii</i>	Agua, leche y otros alimentos	Evitar cierre del ciclo fecal-oral.
Disentería	Disentería amebiana: protozoario <i>Entamoeba histolytica</i>	Agua y alimentos, manos mal higienizadas	Tratamiento de aguas residuales, buena conducción del agua potable, lucha contra las moscas, higiene personal, especialmente de las personas que manejan comestibles.
	Disentería bacilar: <i>Shigella dysenteriae</i> .	Manos, agua, alimentos o fómites contaminados. Puede sobrevivir hasta 30 días en alimentos. La mosca doméstica puede actuar como vector.	Evitar cierre del ciclo fecal-oral.
Hepatitis infecciosa	Virus A (HAV) y E (HEV)	Sangre y materias fecales de las personas infectadas. Agua, leche y otros alimentos, incluso mariscos.	Evitar cierre del ciclo fecal-oral.
Enfermedad diarreica infantil	Enteropatógenos <i>Salmonella spp.</i> y <i>Shigella spp.</i> <i>Escherichia coli</i> , virus y protozoarios, rotavirus, adenovirus, <i>Cryptosporidium spp.</i> , <i>Giardia lamblia</i>	1. Por vía fecal-oral al tomar contacto con las heces de un paciente, de un portador o de un infectado asintomático directa o indirectamente (alimentos o aguas contaminados). 2. Por ingestión de alimentos contaminados provenientes de animales infectados, o contaminados por las heces de un animal infectado o por contacto directo con heces del animal infectado.	Disponibilidad de agua potable, saneamiento y alimentos seguros.

Enfermedad	Agente microbiológico	Vehículo/vía de transmisión	Profilaxis
Infecciones entéricas	<i>Escherichia coli</i> enterobacterias que pertenecen al género <i>Escherichia</i> y a otros relacionados como <i>Klebsiella</i> , <i>Enterobacter</i> , <i>Citrobacter</i> o <i>Serratia</i> , <i>Salmonella</i> , <i>Shigella</i> y <i>Yersinia</i>	Se transmiten por vía fecal-oral de persona a persona o a través del agua y alimentos. Manos contaminadas, fómites, alimentos, etcétera, a partir de enfermos, infectados inaparentes o convalecientes que pueden excretar gérmenes por hasta 2 semanas.	
Campylobacteriosis	<i>Campylobacter jejuni</i> (<i>C. jejuni</i>) y <i>Campylobacter coli</i> (<i>C. coli</i>)	Zoonosis de distribución mundial. Principales reservorios: ganado bovino, ovino y porcino, roedores, todas las aves de corral, perros y gatos. <i>C. jejuni</i> tiene un reservorio amplio, mientras que <i>C. coli</i> es más frecuentemente aislado en porcinos. La leche no pasteurizada y el consumo de carne obtenida de animales infectados son los vehículos de infección. Otra vía de infección humana menos frecuente es el contacto con animales infectados, ya sea con animales domésticos o como accidente ocupacional en personas expuestas al ganado.	Evitar consumo de productos provenientes de animales potencialmente contaminados.

Enfermedad	Agente microbiológico	Vehículo/vía de transmisión	Profilaxis
<p>Listeriosis</p> <p>Enfermedad no invasiva: gastroenteritis</p> <p>Enfermedades invasivas: infecciones en el embarazo, granulomatosis infantiséptica, sepsis de origen desconocido, meningoencefalitis, cerebritis, infecciones focales</p> <p>Otros síndromes clínicos: endocarditis, endoftalmítis, conjuntivitis, artritis séptica, osteomielitis, peritonitis</p>	<p><i>L. grayi</i>, y <i>L. dentrificans</i></p> <p>Solamente <i>L. monocytogenes</i> y <i>L. ivanovii</i> se asocian a enfermedades humanas.</p> <p><i>L. monocytogenes</i> es la especie de importancia médica aislada con mayor frecuencia en los laboratorios clínicos.</p> <p><i>L. monocytogenes</i> es un parásito intracelular facultativo, puede sobrevivir en macrófagos e invadir células no fagocíticas como las células epiteliales, hepatocitos, células endoteliales.</p>	<p>Agua dulce, agua salada, polvo ambiental, fertilizantes y vegetación en descomposición; alimentos para animales, alimentos crudos de origen animal, incluidos aves frescas y congeladas, carnes rojas y productos cárnicos; pescado, productos lácteos crudos como leche, quesos y helados; frutas y vegetales crudos; y a partir de heces de seres humanos sanos y sintomáticos como también de otros animales.</p>	
<p>Cólera</p>	<p><i>Vibrio cholerae</i> O1, biotipo El Tor serotipo Inaba. Bacilo gram negativo anaerobio facultativo</p>	<p>Ambientes marinos en regiones templadas o tropicales, en lagos y ríos, en moluscos y crustáceos, en pájaros y herbívoros aún lejos de las costas marinas. El número de bacterias de <i>Vibrio cholerae</i> disminuye a medida que la temperatura del agua cae por debajo de 20 °C. La enfermedad humana resulta de la ingestión de agua contaminada o del consumo de alimentos contaminados.</p>	

Tabla 2.3. *Algas de agua dulce*. Adaptada de Baylon, s. f.

Grupo	Phylum	Morfología	Color	Géneros principales	Hábitat principal	Algún rasgo particular
Algas verdes	<i>Chlorophyta</i>	Unicelular a frondosa	Verde	Scenedesmus, Cladophora, Eudorina, Pandorina, Volvox	Agua dulce, suelos y a veces marino	
Euglenoides	<i>Euglenophyta</i>	Unicelular, flagelados	Verde	Euglena trachelomonas	Agua dulce y a veces marino	Muy frecuentes en aguas dulces eutróficas.
Algas rojas	<i>Rhodophyta</i>	Unicelular, filamentosa a frondosa	Rojo	Batrachospermum bangia	Marino	Aguas tropicales. Pueden vivir a gran profundidad.
Algas pardas	<i>Phaeophyta</i>	Filamentosa a frondosa	Marrón	Pleurocladia heribaudiella	Marino	Zonas templadas y frías.
Dinoflagelados	<i>Pyrrophyta</i> <i>Dynophyta</i>	Unicelular	Rojo marrón	Ceratium peridinium	Principalmente marino	Bioluminiscentes. Relacionadas con mareas rojas. Hay dinoflagelados heterótrofos.
Algas verdeazules	<i>Cyanophyta</i>	Unicelular, microscópica o visible, usualmente colonial	Azul verdoso	Synechocystis, Microcystis, Anabaena, Oscillatoria	Agua dulce, en general ambientes eutróficos	Suelen desarrollarse con tal abundancia que cubren los espejos de agua como una nata.

Grupo	Phylum	Morfología	Color	Géneros principales	Hábitat principal	Algún rasgo particular
Diatomeas	<i>Bacillariophyta</i>	Unicelular, a veces colonial filamentosa	Marrón dorado	Stephanodiscus, Aulacosauria, Pinnularia mayor, Cyclotella meneghiniana Asteromphalus, Asterionella, Navículo, Synedra, Fragilaria	Agua dulce, marino y suelos	Pared celular impregnada de sales de sílice.
Algas verde amarillas	<i>Xanthophyta</i>	Unicelular, filamentosa	Verde amarillento	Ophiocytium vaucheria		
Cryptomonadas	<i>Cryptophyta</i>	Unicelular	Varios	Rhodomonas cryptomonas		
Crisofitas	<i>Chryso-phyta</i>	Unicelular	Marrón dorado	Mallomonas dinobryon		

3. Estudios epidemiológicos

Los propósitos generales de los estudios epidemiológicos son los siguientes:

- Diagnóstico situacional de salud de un grupo o comunidad.
- Dilucidación, complemento o evaluación del conocimiento sobre la etiología de una enfermedad o de un grupo de ellas, con lo cual también contribuye a mejorar el conocimiento de la historia natural de la enfermedad.
- Evaluación de las acciones preventivas o curativas, en particular desde la perspectiva de la salud pública. Para cumplir con los propósitos enunciados, la epidemiología dispone de varias alternativas, unas basadas en el experimento y otras que son de tipo no experimental.

El procedimiento utilizado en un estudio epidemiológico es de carácter probabilista. Se seleccionan grupos de personas y se identifican, en el correr del tiempo, las que han sufrido los efectos a causa de las variables en estudio y se determinan las frecuencias de las enfermedades. Los resultados se comparan con los del estudio de otros colectivos con características similares en los que no influyan las variables estudiadas. Este procedimiento permite establecer la incidencia y correspondientes efectos en la salud de los fenómenos considerados, así como los mecanismos para su adecuado control y tratamiento.

3.1. Sesgos

La meta fundamental de todo estudio epidemiológico debe ser la agudeza en la medición. Por ello, todo lo que amenace esta correcta medición debe ser identificado y corregido. Los elementos que amenazan estas mediciones son: el error aleatorio y el error sistemático.

La **carencia de error aleatorio** se conoce como *precisión* y se corresponde con la *reducción del error debido al azar*. Los intervalos de confianza y el error estándar se reducen al *aumentar el tamaño muestral*. Es, por ende, necesario desde un principio preocuparse por el tamaño muestral del estudio a desarrollar definiendo la *precisión* y la *seguridad* de este. La precisión también se puede mejorar modificando el diseño del estudio para aumentar la eficiencia de la información que se obtiene de los sujetos del estudio.

La **carencia del error sistemático** se conoce como *validez*. Esta validez tiene dos componentes: la *validez interna*, que es la validez de las inferencias a los sujetos reales del estudio, y la *validez externa o generalización*, en tanto, se aplica a individuos que están fuera de la población del estudio. La validez interna es, entonces, un prerrequisito para que pueda darse la extrema. La validez interna es la que implica validez de inferencia para los propios sujetos de estudio. Se ve amenazada por varios tipos de sesgos. Se entiende por *sesgos* los errores sistemáticos en un estudio epidemiológico que producen una estimación incorrecta de asociación entre la exposición y la enfermedad. En definitiva, producen una estimación equivocada del efecto.

3.1.1. Sesgo de selección

Este sesgo hace referencia a *cualquier error que deriva del proceso de identificación de la población a estudiar*. La distorsión resulta de la forma en que los sujetos han sido seleccionados. Estos sesgos se pueden cometer:

- a. Al seleccionar el grupo control.
- b. Al seleccionar el espacio muestral donde se llevará a cabo el estudio.
- c. Por pérdidas en el seguimiento.
- d. Por la presencia de una supervivencia selectiva.

Los sesgos de selección pueden presentarse también en los estudios de casos y controles, cuando el procedimiento utilizado para identificar el estatus de enfermedad (*sesgo diagnóstico*) varía o se modifica con el estatus exposición. Este sesgo se llama *sesgo de detección*.

Los sesgos de selección son un problema fundamental en los estudios de casos y controles y en los estudios de cohortes retrospectivos en los cuales la exposición y el resultado final ya han ocurrido en el momento que los individuos son seleccionados para el estudio. Los sesgos de selección son poco probables en los estudios de cohortes prospectivos porque la exposición se determina antes de la presencia de enfermedad de interés.

En todos los casos, cuando el sesgo de selección ocurre, el resultado produce una relación entre exposición y enfermedad que es diferente entre los individuos que entraron en el estudio que entre los que, pudiendo haber sido elegidos para participar, no lo fueron.

3.1.2. Sesgo de información u observación

Este sesgo incluye cualquier error sistemático en la medida de información sobre la exposición a estudiar o sobre los resultados. Los sesgos de observación o información derivan de las diferencias sistemáticas en las que los datos sobre exposición o resultado final se obtienen de los diferentes grupos. El rehusarse o no a responder en un estudio puede introducir sesgos si la tasa de respuesta está relacionada con el estatus de exposición. El sesgo de información es, por esta razón, *una distorsión en la estimación del efecto por errores de medición en la exposición o enfermedad o en la clasificación errónea de los sujetos*.

Las fuentes de sesgo de información más frecuentes son:

- a. Instrumento de medida no adecuado.
- b. Criterios diagnósticos incorrectos.
- c. Omisiones.
- d. Imprecisiones en la información.
- e. Errores en la clasificación.
- f. Errores introducidos por los cuestionarios o las encuestadoras.

Los errores de clasificación son una consecuencia directa del sesgo de información. Esta clasificación puede ser *diferencial*, si el error de clasificación es independiente para ambos grupos, o *no diferencial*, si el error de clasificación es igual para ambos grupos de estudio, produciéndose una dilución del efecto con una subestimación de este.

Los encuestadores pueden introducir errores de clasificación diferencial si conocen las hipótesis del estudio y la condición del entrevistado.

Los sesgos potenciales deben prevenirse durante el diseño del estudio, ya que en el análisis no será posible solucionar los sesgos de selección e información. Por el contrario, los *factores de confusión* sí pueden ser controlados en el análisis. Dichos factores de confusión van a producir una distorsión en la estimación del efecto, en el sentido de que el efecto observado en la población en estudio es una mezcla de los efectos debidos a una tercera (o más) variables. Los *sesgos*, el *azar* y la *presencia de variables confusoras* deben tenerse siempre en cuenta como explicación posible de cualquier asociación estadística, ya sea esta positiva, negativa o no existente.

3.2. Tipos de estudios epidemiológicos

Inicialmente, los estudios epidemiológicos pueden ser divididos en función de la asignación de los sujetos que constituyen el grupo de estudio. Cuando la asignación es *no controlada*, se plantea un *estudio observacional*, y cuando es *controlada*, se plantea un *estudio experimental*.

En cuanto al primero, la característica fundamental es que el investigador no posee la facultad de decidir qué sujetos van a estar expuestos a la influencia de un cierto factor bajo estudio, aun cuando sea posible decidir cuándo y dónde se ha de desarrollar la investigación.

Respecto al estudio experimental, se produce una manipulación de una exposición determinada en un grupo de individuos que se compara con otro grupo en el que no se interviene, o al que se expone a otra intervención. Cuando el experimento no es posible, se diseñan estudios no experimentales que simulan de alguna forma el experimento que no se ha podido llevar a cabo. Si ha existido manipulación pero no aleatorización, se habla de estudios cuasiexperimentales.

Según los estudios sean experimentales o no, se clasifican como se indica en las siguientes secciones.

3.2.1. Estudios experimentales

Los estudios experimentales pueden ser considerados terapéuticos o preventivos:

- I. Terapéuticos (o prevención secundaria).** Se efectúan con pacientes con una cierta enfermedad y determinan la capacidad de un agente o un procedimiento para disminuir síntomas, para prevenir la recurrencia o para reducir el riesgo de muerte por dicha enfermedad.

2. Preventivos (o prevención primaria). Se evalúa si un agente o procedimiento reduce el riesgo de desarrollar una enfermedad. Por este motivo, los estudios experimentales preventivos se hacen entre individuos sanos que están a riesgo de desarrollar una enfermedad. Esta intervención puede ser sobre una base individual o comunitaria a toda una población determinada.

Los estudios experimentales pueden ser de tres tipos:

- **Ensayos clínicos.** Es el estudio experimental más frecuente. Los sujetos son pacientes y se evalúa uno o más tratamientos para una enfermedad o proceso. La validez de este estudio radica, fundamentalmente, en que el proceso aleatorio haga que los grupos sean comparables en las variables más relevantes con relación al problema a estudiar. El diseño del estudio debe contemplar, básicamente:
 - a. La ética y justificación del ensayo.
 - b. La población susceptible de ser estudiada.
 - c. La selección de los pacientes con su consentimiento a participar.
 - d. El proceso de aleatorización.
 - e. La descripción minuciosa de la intervención.
 - f. El seguimiento exhaustivo que contemple las pérdidas y a los no cumplidores.
 - g. La medición de la variable final.
 - h. La comparación de los resultados en los grupos de intervención y control.
- **Ensayos de campo.** Tratan con sujetos que aún no han adquirido la enfermedad o con aquellos que estén en riesgo de adquirirla, y estudian factores preventivos de enfermedades, como pueden ser la administración de vacunas o el seguimiento de dietas.
- **Ensayos comunitarios o de intervención.** Incluyen intervenciones sobre bases comunitarias amplias. Este tipo de diseños suelen ser *cuasiexperimentales* (existe manipulación, pero no aleatorización), es decir, una o varias comunidades recibirán la intervención, mientras que otras servirán como grupo de control.

3.2.2. Estudios no experimentales

- **Estudios ecológicos.** Estos estudios no utilizan la información del individuo de una forma aislada, sino que utilizan datos agregados de toda la población. Describen la enfermedad en la población con relación a variables de interés, como pueden ser la edad, la utilización de servicios, el consumo de alimentos, de bebidas alcohólicas, de tabaco, la renta per cápita. Un ejemplo de este estudio sería correlacionar la mortalidad por enfermedad coronaria con el consumo per cápita de cigarrillos.
- **Series de casos.** Estos estudios describen la experiencia de un paciente o un grupo de pacientes con un diagnóstico similar. En estos estudios, frecuentemente, se describe una característica de una enfermedad o de un paciente, que sirven para generar nuevas hipótesis. Muchas veces documentan la presencia de nuevas enfermedades o efectos adversos, y en este sentido sirven para mantener una vigilancia epidemiológica. Estos estudios, aunque son muy útiles para formular hipótesis, no sirven para evaluar o testar la presencia de una asociación estadística.
- **Estudios transversales o de prevalencia.** Estudian simultáneamente la exposición y la enfermedad en una población bien definida en un momento determinado. Esta medición simultánea no permite conocer la secuencia temporal de los acontecimientos y no es, por tanto, posible determinar si la exposición precedió la enfermedad o viceversa. Permiten obtener una imagen, una fotografía o una radiografía en un punto específico del tiempo acerca de la magnitud de un problema de salud en una comunidad, además de su coexistencia

con ciertos factores de interés. Una variante de los estudios de corte transversal consiste en repetir la observación en varios puntos del tiempo siguiendo una secuencia; estos son los llamados *estudios longitudinales*. En efecto, la repetición de los estudios transversales a intervalos determinados (cada año, cada cinco años, cada estación del año, etcétera) durante algún período específico respetando la condición de que los estudios se efectúen siempre con la misma población agrega la ventaja de que es posible establecer las tendencias, ya sea de la distribución de las enfermedades o, también, de los factores que interese estudiar.

- **Estudios de casos y controles.** Este tipo de estudio identifica a personas con una enfermedad (u otra variable de interés) y los compara con un grupo de control apropiado que no tenga la enfermedad. La relación entre uno o varios factores asociados a la enfermedad se examina comparando la frecuencia de exposición a este u otros factores entre los casos y los controles. A este tipo de estudio, que es de los más utilizados en la investigación, se lo podría describir como un procedimiento epidemiológico analítico, no experimental, con un sentido retrospectivo, ya que, partiendo del efecto, se estudian sus antecedentes, en el que se seleccionan dos grupos de sujetos, llamados *casos* y *controles*, según tengan o no la enfermedad. En los estudios de casos y controles se tienen:
 - a. Casos expuestos
 - b. Controles expuestos
 - c. Casos no expuestos
 - d. Controles no expuestos

En este estudio, la frecuencia de exposición a la causa entre los casos (a/c) se compara con la frecuencia de exposición en una muestra que represente a los individuos en los que el efecto no se ha producido y entre los que la frecuencia de exposición es (b/d). Si la frecuencia de exposición a la causa es mayor en el grupo de casos de la enfermedad que en los controles, se puede decir que hay una asociación entre la causa y el efecto, y se puede estimar con qué probabilidad esto ocurre. Los estudios de casos y controles revisan situaciones de exposición a factores sospechosos comparando grupos de individuos enfermos (casos) con grupos de individuos sanos (controles), de acuerdo a la frecuencia observada en cada grupo de la exposición previa al factor sospechoso.

Si a través del análisis estadístico de los datos puede establecerse que, efectivamente, la presencia del factor en estudio es significativamente más frecuente entre los casos que entre los controles, puede hablarse entonces de una asociación entre la enfermedad y dicho factor. En un estudio de esta naturaleza se buscan las causas a partir de un efecto que ya se presentó; por este motivo, los estudios de casos y controles son conocidos también como *estudios retrospectivos*. Este término ha generado confusión al crear la idea de que toda investigación hecha con datos del pasado es un estudio retrospectivo. A propósito, es necesario enfatizar que el término no tiene, en este caso, la connotación cronológica que sugiere, sino que se refiere a la secuencia en la que el investigador observa los fenómenos en estudio.

El rigor en la selección de casos y controles es el punto fundamental para el éxito del estudio. Se dispone de dos posibilidades: los estudios retrospectivos (casos y controles) y los estudios prospectivos (cohortes). Los estudios retrospectivos se inician cuando el efecto ya se ha presentado y «regresan» en el tiempo para buscar el antecedente de exposición a la supuesta causa. En cambio, los estudios prospectivos parten de la identificación de la posible causa en un grupo de población, al cual se sigue a través del tiempo para determinar en qué individuos se presenta el efecto.

Al seleccionar el grupo de control, se debe tener en cuenta que:

- a. La función de este grupo es estimar la proporción de exposición esperada en un grupo que no tiene la enfermedad.

b. Los controles deben ser representativos de la población de la cual provienen los casos. En otras palabras, los casos y los controles no deben entenderse como dos grupos representativos de dos poblaciones distintas, sino como dos grupos que proceden de una misma población. Los controles deben ser comparables a los casos en el sentido de haber tenido la misma probabilidad de haber estado expuestos.

- **Estudios de cohortes o de seguimiento.** En este tipo de estudio los individuos son identificados en función de la presencia o ausencia de exposición a un determinado factor. En un cierto momento, todos están libres de la enfermedad de interés y son seguidos durante un período de tiempo para observar la frecuencia de aparición del fenómeno que interesa. Si al finalizar dicho período de observación la incidencia de la enfermedad es mayor en el grupo de expuestos, se puede concluir que existe una asociación estadística entre la exposición a la variable y la incidencia de la enfermedad. En este tipo de estudio, como los participantes están libres de la enfermedad al inicio del seguimiento, la secuencia temporal entre exposición y enfermedad se puede establecer más claramente. A su vez, este tipo de estudio permite el examen de múltiples efectos ante una exposición determinada. Los estudios de cohortes pueden ser prospectivos y retrospectivos dependiendo de la relación temporal entre el inicio del estudio y la presencia de la enfermedad. En los retrospectivos, tanto la exposición como la enfermedad ya han sucedido cuando el estudio se inició. En los prospectivos, la exposición pudo haber ocurrido o no, pero lo que aún no ha sucedido es la presencia de la enfermedad. Por consiguiente, se requiere un período de seguimiento en el futuro para determinar la frecuencia de esta. Este tipo de estudios son de suficiente complejidad para requerir no solo un equipo interdisciplinario que los aborde sino una cantidad de recursos suficientes para mantenerlos a lo largo del tiempo.

3.2.3. Estudios descriptivos

Otra posible clasificación es en función de que sean estudios descriptivos o analíticos. La naturaleza básica de los estudios descriptivos está en la observación como alternativa ante la imposibilidad de desarrollar un experimento formal; caracterizan la forma de presentación de un evento relacionado con la salud en la población.

- En poblaciones: estudios ecológicos.
- En individuos: estudios de caso, series de casos, estudios transversales o de prevalencia.

3.2.4. Estudios analíticos

- Intervenciones: ensayos clínicos, de campo y comunitarios.
- Observacionales: debido a la naturaleza no experimental de este tipo de estudios, la característica metodológica más destacada es la de no poder controlar la asignación de los sujetos que se estudian. Relacionan dos puntos a través del tiempo: un factor o característica bajo estudio (causa) y una cierta enfermedad (efecto). Incluyen estudios de casos y controles, estudios de cohortes (retrospectivos y prospectivos).

Tabla 2.4. Clasificación de estudios epidemiológicos (síntesis).

	Descriptivos	Analíticos
Experimentales	NO EXISTEN. Los estudios descriptivos se hacen cuando no se puede experimentar	Ensayo clínico
		Ensayo de campo
		Ensayo comunitario
No experimentales	Estudios ecológicos	Casos y controles
	Series de casos	
	Prevalencia (estudios transversales)	Cohortes (retrospectivos y prospectivos)
	Estudios longitudinales (series de «fotografías» transversales)	

Referencias bibliográficas

Baylon Maritoma, M. (s. f.). *Sistemas de clasificación de los organismos vegetales*.

Frioni, L. (2006). *Microbiología: básica, ambiental y agrícola*. Montevideo: Facultad de Agronomía, Universidad de la República, Uruguay.

Montaño, N. *et al.* (2010). Los microorganismos: pequeños gigantes. *Elementos: Ciencia y Cultura*, 17 (77), 15-23.

Universidad de Antioquia <http://aprendeenlinea.udea.edu.co/lms/moodle/mod/glossary/>

Bibliografía

Ehlers, V. y Steel, E. (1965). *Municipal and rural sanitation*. Nueva York: McGraw-Hill.

<http://www.merckmanuals.com/es-us/professional/enfermedades-infecciosas/nematodos-gusanos-redondos>

Skeat, W. y Dangerfield, B. (1965). *Manual of British Water Engineering Practice. Vol. III. Water Quality and Treatment*. (4.ª ed.). Cambridge: The Institution of Water Engineers.

Universidad Tecnológica de la Mixteca (2011). *Temas de Ciencia y Tecnología*, 15(45).

Aguas de consumo

1. Marco referencial

El agua es indispensable para la supervivencia de todas las formas conocidas de vida. En noviembre de 2002, el acceso al agua fue declarado como derecho humano fundamental por el Comité sobre Derechos Económicos, Sociales y Culturales de las Naciones Unidas (CDESC de la ONU). El Pacto Internacional sobre los Derechos Económicos, Sociales y Culturales (PIDESC) afirma que (Gherig y Rogers, 2009, p. 49) «el derecho humano al agua es indispensable para llevar una vida con dignidad humana [...] El agua y las instalaciones y los servicios de agua deben de estar al alcance de todos».

Por lo tanto, todos los países firmantes o que han ratificado el PIDESC deben tender progresivamente a garantizar que toda la población tenga «acceso a agua potable segura, equitativa y sin discriminación». Esto genera a los Estados tres tipos de obligaciones:

- **Respetar.** Exige que cada Estado parte se abstenga de interferir directa o indirectamente frente al disfrute de un derecho humano (por ejemplo, disminuir arbitrariamente —no en forma legal— la cantidad o calidad de los recursos hídricos).
- **Proteger.** Requiere que los Estados parte impidan que terceros interfieran en el disfrute de un derecho (incluyendo personas, grupos, empresas u otras organizaciones).
- **Cumplir.** Exige que los Estados parte faciliten, promuevan y ofrezcan este derecho humano a acceder al agua, especialmente cuando los individuos o los grupos que no tienen acceso a ella, por razones ajenas a su control, no pueden concretar este derecho por sí mismos a través de los medios a su disposición (por ejemplo, proteger las fuentes de agua).

Sin embargo, esto no quiere decir que se permita ni promueva el uso ilimitado e irracional del recurso, ni hace que un Estado esté violando estos derechos si algunas personas no tienen acceso a agua o a saneamiento, o si no tienen conexión domiciliaria a cada uno de estos servicios.

Dentro de los Objetivos del Milenio (ODM) acordados en la Cumbre del Milenio de las Naciones Unidas había menciones explícitas e implícitas al acceso universal a agua segura y saneamiento digno; aunque en 2015 no había sido posible alcanzar la meta de reducir a la mitad las personas que carecen de saneamiento apropiado, sí se logró la meta en cuanto a acceso a agua de consumo segura (se alcanzó una cobertura de 71 % en todo el mundo).

En 2015, la ONU presentó los 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible. En particular, el objetivo número 6 lleva como título «Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos». Según indica el reporte sobre avances en agua y saneamiento de la Organización Mundial de la Salud ([OMS] 2017, p. 12):

Entre 2000 y 2015, la población que usaba suministro por tuberías aumentó de 3.500 millones a 4.700 millones, mientras que la población que utilizaba suministro no canalizado aumentó de 1.700 millones a 2.100 millones. A nivel mundial, dos de cada cinco personas en zonas rurales y cuatro de cada cinco personas en zonas urbanas utilizan ahora suministro por tuberías.

Escasez física y económica de agua

Es importante distinguir entre la escasez física de agua, que implica dificultades para disponer del recurso, y la escasez económica, que se refiere a la situación en que se dispone del recurso, pero se carece de los medios económicos para potabilizarla o distribuirla. Ambas causan que millones de personas en todo el mundo carezcan de acceso a agua para beber segura, lo que produce anualmente otras tantas enfermedades y muertes relacionadas con enfermedades de transmisión hídrica (ETH).

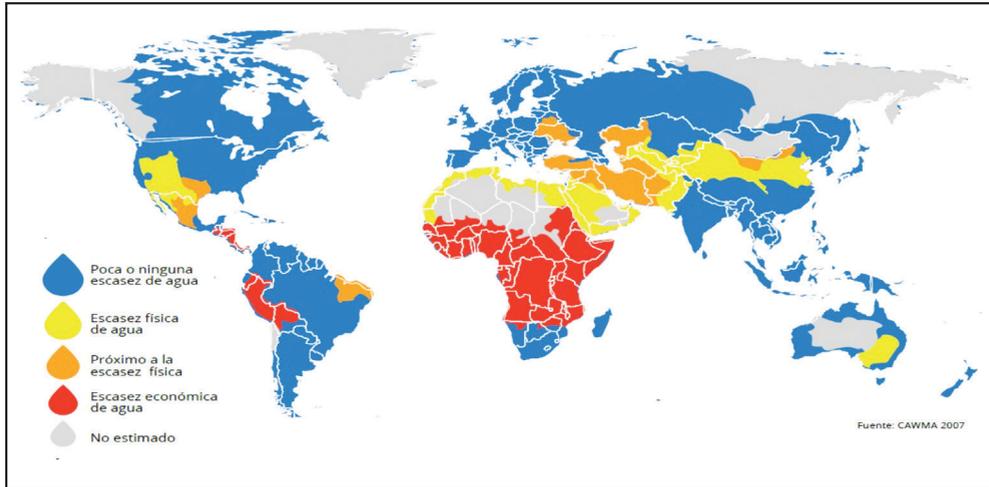


Figura 3.1. Riqueza y pobreza hídrica global.
Tomada de Gobierno de la República de Panamá, 2016.

Cuantitativamente se habla de:

- Vulnerabilidad hídrica. Disponibilidad de agua entre 1.700 y 2.500 m³/persona/año.
- Estrés hídrico. Disponibilidad de agua entre 1.000 y 1.700 m³/persona/año.
- Escasez: La cantidad de agua disponible no alcanza los 1.000 m³/persona/año.

2. Características de las aguas para potabilizar

Tanto las aguas naturales —superficiales o subterráneas— como el agua potable contienen sólidos disueltos (por ejemplo, sales en estado iónico) o suspendidos (por ejemplo, partículas microscópicas que confieren turbiedad) y gases disueltos (O₂, CO₂, entre otros). Cuando las aguas naturales ingresan a una planta con el objetivo de ser tratadas, pasan a designarse *agua bruta* o *agua cruda*. A partir de ella se puede obtener agua potable o agua segura para consumo humano.

Se denomina *agua potable* al agua que puede ser consumida sin restricción debido a que no representa riesgo para la salud humana ni a corto ni a largo plazo. Este término se aplica al agua que cumple con las normas de calidad promulgadas por las autoridades locales e internacionales. Las normas de potabilización internacionales son muy estrictas, por lo que, en caso de que ocasionalmente alguna de sus exigencias no se cumpla temporalmente, lo principal es garantizar que el agua a distribuir para consumo sea bacteriológicamente segura.

El agua bacteriológicamente segura debe estar exenta de microorganismos tales como los coliformes fecales, pero puede contener otros en pequeñas cantidades, a saber, heterótrofos.

2.1. Fuentes de agua bruta

Las aguas destinadas a consumo humano pueden obtenerse a partir de fuentes subterráneas o superficiales. En ambos casos, la fuente de agua bruta debe garantizar el caudal necesario para cubrir la demanda de agua potable de la población y contar con una calidad que haga viable su tratamiento con los recursos disponibles.

El proceso de potabilización a aplicar para alcanzar los estándares de calidad vigentes dependerá de las características del agua a tratar en cada caso. En la Figura 3.2 se presenta un esquema del proceso de potabilización convencional de aguas superficiales.

Las aguas subterráneas suelen tener pH más alto, ser más salobres y más duras que las superficiales. Su calidad es menos variable en el tiempo, especialmente en las napas que pueden explotarse para abastecimiento a poblaciones (no en la napa freática, mucho más proclive a verse afectada por acciones y fenómenos que se registran en la superficie, en particular vertidos e infiltración de contaminantes). La captación de estas aguas se hace a través de perforaciones (pozos).

Las aguas superficiales suelen ser más blandas, más turbias y de calidad más variable en función de eventos meteorológicos, además de acciones humanas.

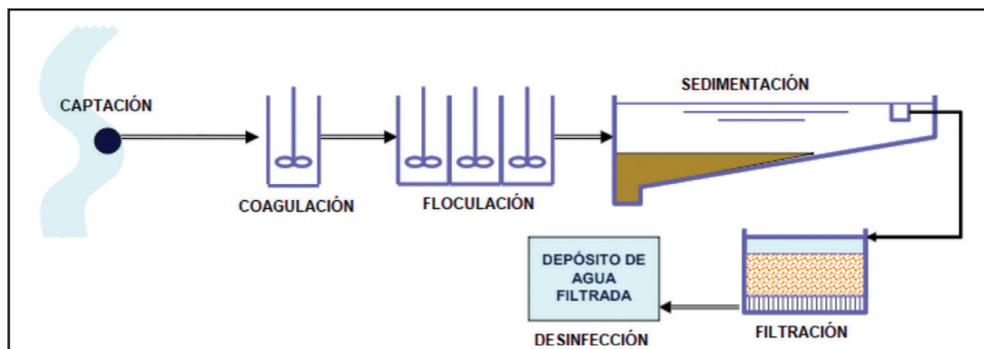


Figura 3.2. Etapas de proceso convencional de potabilización de aguas.
Tomada de Ríos Pignatta, 2013.

De acuerdo al uso que se le dará al agua, dependerán sus requisitos de calidad. Por lo común, la calidad se juzga como el grado en el cual se ajusta a los estándares físicos, químicos y biológicos fijados por normas nacionales e internacionales. En este sentido, es importante conocer los requisitos de calidad para cada uso, a fin de determinar si se requiere tratamiento y qué procesos se deben aplicar para alcanzar la calidad deseada. Los estándares de calidad también se usan para vigilar los procesos de tratamiento y corregirlos de ser necesario.

El agua se evalúa en cuanto a su calidad ensayando sus propiedades físicas, químicas y microbiológicas. Es necesario que los ensayos que evalúan dichos parámetros de calidad

tengan aceptación universal a fin de que sea posible comparar los resultados con estándares de calidad.

2.2. Características fisicoquímicas

Dentro de los parámetros fisicoquímicos, se destacan la turbidez, el color, el pH, la alcalinidad total, el sabor y el olor, la temperatura, el amonio, los nitritos y los nitratos, el carbono orgánico total (TOC), la absorbancia ultravioleta UVA, la absorbancia ultravioleta específica SUVA, los agroquímicos, así como los parámetros químicos de interés en aguas subterráneas.

2.3. Características biológicas

Se presentaron en el capítulo 2, sección 2.2, de este manual.

3. Agua segura y agua potable

3.1. Agua potable

La potabilidad del agua está asociada al cumplimiento de normas que establecen valores límites para determinados parámetros, cuyas concentraciones en el agua, si esta es consumida, pueden tener efectos negativos para la salud humana (de carácter agudo o crónico), o bien generar el rechazo de los consumidores.

La clasificación de «agua potable» es relativa a las normas de referencia. Es evolutiva en el tiempo acorde con los avances científicos y tecnológicos en la materia. El agua que se consumía en Uruguay hace 20 años, bajo normas de la época, con la normativa actual sería clasificada como «no potable» en muchos casos, al haberse actualizado significativamente la normativa durante los últimos 10 años.

Tabla 3.1. *Parámetros fisicoquímicos empleados en la potabilización de aguas.*

Tomada de Ríos Pignatta, 2013.

Parámetro	Información
Turbidez	El valor máximo permitido (VMP) es de 1,0 NTU para agua tratada y de 3,0 NTU para el agua distribuida (en redes).
Color	El VMP de color verdadero es 15 unidades de Pt-Co. Usualmente, se registran valores inferiores a 5 unidades Pt-Co en los sistemas de distribución. Si el color supera las 15 u. Pt-Co, el consumidor la percibe y le genera rechazo.
pH	Se recomiendan valores de pH entre 6,5 y 8,5, y que no se superen los 8,0, para no afectar al proceso de desinfección.
Alcalinidad total	Representa la capacidad del agua para resistir cambios de pH. Se mide en partes por millón (ppm) de carbonato de calcio (CaCO ₃).

Parámetro	Información
Sabor y olor	Es un parámetro organoléptico. Los VMP de olor y sabor son ausencia de olor extraño y ausencia de sabor extraño, respectivamente.
Temperatura	La temperatura influye en todas las unidades del proceso de potabilización de aguas. Antes, se recomendaba que esta no superara los 25 °C.
Amonio, nitritos y nitratos	Los VMP son para amoníaco (como NH ⁴⁺) de 1,5 mg/L, para nitrato (como NO ³⁻) de 50 mg/L y para nitrito (NO ²⁻) de 0,2 mg/L.
Carbono orgánico total	No existe un VMP según la norma, pero habitualmente se encuentra por debajo de los 3,5 mg/L en la red de Montevideo.
Conductividad	La conductividad se asocia con el contenido de sales disueltas. El VMP es de 2000 mS/cm.
Parámetros de interés en aguas subterráneas	Hierro y manganeso, arsénico y flúor, nitratos, sulfatos, cloruros, sulfuros, cadmio, sodio, dureza.

De acuerdo con el Decreto 375/011, que modifica algunos numerales del Reglamento Bromatológico Nacional relativos a aguas: «25.1.1. Agua potable: es el agua apta para consumo humano, que no represente riesgos para la salud, durante toda la vida del consumidor o que no genere rechazo por parte del mismo».

3.2. Agua segura

En la práctica, la potabilidad está relacionada al cumplimiento de normas, que establecen valores máximos permitidos (VMP) para determinados parámetros; cuando al menos uno de estos parámetros supera el VMP, el agua se clasifica como «no potable». La no potabilidad puede estar causada por el incumplimiento de parámetros relevantes que afectan la salud (en forma aguda o crónica) o por parámetros que provocan el rechazo de los consumidores, como olor y/o sabor, sin ningún significado sanitario. De ahí, la importancia de introducir el concepto de *agua segura*.

Por *agua segura* se entiende el agua que es apta para consumo humano, de una calidad aceptable tal que no genere ningún tipo de enfermedad ni rechazo por parte de los consumidores. Esto significa que no necesariamente cumple con todos los requisitos para ser considerada como potable. Además de contar con una calidad adecuada, debe presentarse en cantidades suficientes para suplir las necesidades básicas de los consumidores.

La temperatura óptima del agua es de entre 5 y 15 °C; el agua demasiado fría puede ser perjudicial a la salud y demasiado caliente no resulta refrescante: «Los límites aceptables varían entre 5 y 15 °C, pero la temperatura óptima debe considerarse la comprendida en el intervalo de 10 a 12 °C» (Borbolla-Sala *et al.*, 2003, p. 171).

3.3. Balance entre riesgos químicos y biológicos

Gran parte de las enfermedades y defunciones en los países en desarrollo tienen por causa el consumo de agua contaminada con agentes biológicos. El riesgo principal radica en las enfermedades diarreicas que afectan severamente a niños menores de 5 años. La ausencia de enfermedades en comunidades abastecidas con agua de mala o dudosa calidad no significa que la población no esté sujeta a riesgos que puedan desencadenar en un brote epidémico.

El conocimiento de los riesgos químicos no debe inducir al temor por el uso del cloro, ya que la prioridad sigue siendo combatir los riesgos biológicos. En América existen más de 50 millones de personas que consumen agua sin desinfección o con desinfección insuficiente. En la tercera edición de las *Guías para la calidad del agua potable* de la OMS se expresa: «La experiencia ha demostrado que los peligros microbianos continúan siendo la principal preocupación tanto de los países desarrollados como de los países en desarrollo» (2006, p. 15).

Las *Guías* incluyen una significativa cobertura de este tema, resaltando la importancia del principio de las barreras múltiples y de protección de la fuente, aspectos ya considerados en las ediciones anteriores. Las *Guías* se acompañan por documentación técnica que describe los pasos y requisitos para asegurar la seguridad microbiana. En su última versión, se destaca:

El uso de productos químicos desinfectantes en el tratamiento del agua suele generar subproductos. No obstante, los riesgos para la salud que ocasionan estos subproductos son extremadamente pequeños en comparación con los asociados a una desinfección insuficiente, y es importante que el intento de controlar la concentración de estos subproductos no limite la eficacia de la desinfección. (OMS, 2018, p. 7)

4. Guías y normas de calidad del agua

4.1. Normativa de aguas en Uruguay

Todo Estado de derecho consta de normas que rigen la actuación de la organización estatal, en nuestro caso, el orden jurídico uruguayo. Existen a nivel nacional diversas normas con distinto valor y fuerza aplicadas al sector de agua y saneamiento.

4.1.1. Constitución de la República

Primero se encuentra el artículo 47 de la Constitución de la República Oriental del Uruguay. Con el plebiscito del 31 de octubre de 2004, este artículo se modificó estableciendo que el acceso al agua potable y al saneamiento constituyen derechos humanos fundamentales. Además, hizo referencia a la gestión y administración del agua potable y del saneamiento.

Artículo 47.- La protección del medio ambiente es de interés general. Las personas deberán abstenerse de cualquier acto que cause depredación, destrucción o contaminación graves al medio ambiente. La ley reglamentará esta disposición y podrá prever sanciones para los transgresores.

El agua es un recurso natural esencial para la vida. El acceso al agua potable y el acceso al saneamiento, constituyen derechos humanos fundamentales [...]

4.1.2. Obras Sanitarias del Estado

En 1952 se promulga la Ley 11.907, que crea las Obras Sanitarias del Estado (OSE) como servicio descentralizado. Los cometidos y facultades atribuidos a este ente se presentan en el artículo 2.º de dicha Ley Orgánica.

Artículo 2º.

La Administración de las Obras Sanitarias del Estado, tendrá los siguientes cometidos y facultades:

A) La prestación del servicio de agua potable en todo el territorio de la República.

B) La prestación del servicio de alcantarillado en todo el territorio de la República, excepto en el Departamento de Montevideo.

C) Celebrar Convenios con los Gobiernos Municipales y/o Comisiones Vecinales para realizar obras de alcantarillado o abastecimiento de agua potable de interés local, mediante contribución de las partes, con aprobación previa del Poder Ejecutivo.

D) El estudio, la construcción y la conservación de todas las obras destinadas a los servicios que se le cometen. La iniciativa respecto a nuevos planes de obras sanitarias y de aguas corrientes, corresponderá al Poder Ejecutivo por intermedio del Ministerio de Obras Públicas, sin perjuicio de los estudios que pueda realizar el Organismo que por esta ley se crea, y de las ampliaciones de servicios que conceptúe necesarias.

E) El contralor higiénico de todos los cursos de agua que utilice directa o indirectamente para la prestación de sus servicios. Con el mismo fin será parte necesaria en todas las gestiones que se tramiten ante la Administración Pública para el aprovechamiento de cursos de agua de uso público.

4.1.3. Código de Aguas

El Decreto-Ley 14.859 del 15 de diciembre de 1978 establece el Código de Aguas. Este código instaure las atribuciones y responsabilidades del Poder Ejecutivo para la administración de las aguas del país (cantidad y calidad).

CAPÍTULO V - AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

Artículo 14.- El objetivo de la política en agua potable y saneamiento es asegurar la universalidad del acceso a los mismos, sobre la base de que las razones de orden social priman por sobre las de orden económico.

El saneamiento comprende el alcantarillado sanitario u otros sistemas para la evacuación, tratamiento o disposición de las aguas servidas.

Artículo 15.- El Estado fomentará la eficiencia en el uso del agua potable y en los sistemas de saneamiento, promoviendo el uso racional del agua y atendiendo los aspectos culturales y educativos.

Artículo 16.- El Consejo Nacional de Agua, Ambiente y Territorio elaborará un plan nacional de agua potable y de saneamiento integral, que defina los lineamientos generales y los mecanismos e instrumentos para su concreción y seguimiento, en coordinación con los organismos públicos que por ley tienen actuación en los servicios de agua potable y de saneamiento integral. Se entiende como saneamiento integral: el saneamiento, el drenaje y el alcantarillado pluvial y la recolección y la disposición de residuos sólidos.

El plan deberá formularse en consonancia con las demás políticas nacionales y departamentales vinculadas en particular con los planes de cuencas hidrográficas, así como con las políticas ambientales, territoriales, sociales y económicas. Deberá revisarse periódicamente.

Artículo 17.- Se tendrán en cuenta en el plan, entre otros aspectos, las diferentes situaciones locales y regionales, las tecnologías más apropiadas, las diferentes capacidades contributivas y la gradualidad y progresividad para la implementación.

4.1.4. Decreto 253/979 del 9 de mayo de 1979

El Decreto 253/979 y sus actualizaciones es el que rige los aspectos de calidad de aguas en la totalidad del territorio nacional. Entre las características más relevantes de este decreto, cabe citar dos:

- Clasifica los cuerpos de agua según los usos que sobre ellos se ejercen o se considera deseable poder ejercer, definiendo la calidad de agua que deben cumplir.
- Regula los requerimientos exigibles a vertimientos, diferenciándolos según el cuerpo receptor (curso de agua, colector, terreno).

Es conveniente hacer notar que el Decreto 253/979 y sus modificativos no consideran el agua subterránea, dado que esta ha pasado a ser un bien público recién a partir de la reforma constitucional de 2004.

En cuanto a la clasificación de cuerpos de agua según su uso, en su artículo 3.º el decreto establece: «Los cursos o cuerpos de agua del País se clasificarán según sus usos preponderantes actuales o potenciales en cuatro clases [...]».

Luego, en el mismo artículo, define cada una de las clases de la siguiente forma:

CLASE 1

Aguas destinadas o que puedan ser destinadas al abastecimiento de agua potable a poblaciones con tratamiento convencional.

CLASE 2

a) Aguas destinadas al riego de hortalizas o plantas frutícolas u otros cultivos destinados al consumo humano en su forma natural, cuando éstas son usadas a través de sistemas de riego que provocan el mojado del producto.

b) Aguas destinadas a recreación por contacto directo con el cuerpo humano.

CLASE 3

Aguas destinadas a la preservación de los peces en general y de otros integrantes de la flora y fauna hídrica, o también aguas destinadas al riego de cultivos cuyo producto no se consume en forma natural o en aquellos casos que siendo consumidos en forma natural se apliquen sistemas de riego que no provocan el mojado del producto.

CLASE 4

Aguas correspondientes a los cursos o tramos de cursos que atraviesan zonas urbanas o suburbanas que deban mantener una armonía con el medio, o también aguas destinadas al riego de cultivos cuyos productos no son destinados al consumo humano en ninguna forma.

Inmediatamente, advierte: «Artículo 4.- Quedan excluidos de esta clasificación los cuerpos de aguas destinados al tratamiento o transporte de aguas residuales».

La clasificación de un cuerpo de agua como clase 1 (fuente de agua para potabilizar) confiere total primacía al uso para potabilización sobre cualesquiera otros usos que se deseen ejercer.

Para cada una de las clases, el decreto establece estándares a satisfacer en cuanto a pH, DBO₅, aceites y grasas, nitratos, algunos metales, entre otros parámetros.

Pese a que este decreto en su versión original está vigente desde hace más de 30 años, no existe en nuestro país una clasificación exhaustiva de los cuerpos de agua en función de sus usos. Sí se reconocen como cuerpos de agua de clase I aquellos en los que están instaladas tomas de agua para potabilización, o se adoptan como referencia las características de determinada clase cuando, por la vía de los hechos o por la existencia de autorizaciones administrativas, se conoce del ejercicio de determinados usos (quita de agua para riego, recreación por contacto directo, navegación, etcétera). En febrero de 2005, por Resolución 99/2005 del Poder Ejecutivo, se clasificaron como clase 3 (de acuerdo con la designación del Decreto 253/979) todos los cuerpos de agua no clasificados aún y cuya cuenca tributaria fuera de un área igual o mayor a 10 km².

Por otra parte, debe señalarse que los valores que deben cumplir los diferentes parámetros de calidad de aguas para cada una de las clases deben ser respetados cuando se efectúan vertimientos; o sea que se tiene un doble control: la calidad del vertimiento en sí misma (prevista en el artículo 11 del decreto de acuerdo con el tipo de cuerpo receptor) y la verificación de que no se comprometa la clase a la que pertenece el cuerpo receptor en función de su uso.

4.1.5. Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente

El 8 de junio de 1990 fue publicada en el Diario Oficial la Ley 16.112 del 30 de mayo del mismo año, la cual determinó la creación del Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (MVOTMA), así como también sus competencias. El artículo 3.º de la ley antes mencionada enumera las funciones que el ministerio debe llevar adelante:

Artículo 3º.- Al Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente, corresponde lo concerniente a:

- 1) La formulación, ejecución, supervisión y evaluación de los planes de vivienda y la instrumentación de la política nacional en la materia.
- 2) La reglamentación de las condiciones que deban reunir las áreas urbanas y suburbanas para el afincamiento de viviendas que se construyan de acuerdo a la Ley 13.728, de 17 de diciembre de 1968.
- 3) La regulación y control de las actividades de las entidades que actúan en materia de vivienda, procurando su coordinación y la promoción de las de interés social.
- 4) El otorgamiento de la personalidad jurídica y la promoción y control de las cooperativas de vivienda e instituciones afines.
- 5) La centralización de toda la información relativa al mercado de arrendamiento urbano y, especialmente confeccionar el Registro Patronímico de Propietarios de Inmuebles Urbanos.
- 6) La formulación, ejecución, supervisión y evaluación de los planes nacionales de desarrollo urbano y territorial y la instrumentación de la política nacional en la materia.
- 7) La formulación, ejecución, supervisión y evaluación de los planes nacionales de protección del medio ambiente y la instrumentación de la política nacional en la materia.
- 8) La coordinación con los demás organismos públicos, nacionales o departamentales, en la ejecución de sus cometidos.

9) La celebración de convenios con personas públicas o privadas, nacionales o extranjeras, para el cumplimiento de sus cometidos, sin perjuicio de las competencias del Ministerio de Relaciones Exteriores.

10) La relación con los organismos internacionales de su especialidad.

Por Decreto 387/990 del Poder Ejecutivo, el MVOTMA pasa a ejercer la tutela jurídica sobre OSE y esta se vincula con el Poder Ejecutivo a través de este ministerio.

4.1.6. Dirección Nacional de Medio Ambiente

El 17 de octubre de 1990 se sanciona la Ley 16.134, por medio de la cual se crea la Dirección Nacional de Medio Ambiente (DINAMA) dentro del MVOTMA, con la misión de

Lograr una adecuada protección del ambiente propiciando el desarrollo sostenible a través de la generación y aplicación de instrumentos orientados a una mejora de la calidad de vida de la población y la conservación y el uso ambientalmente responsable de los ecosistemas, coordinando la gestión ambiental de las entidades públicas y articulando con los distintos actores sociales.

Dentro de sus diversos objetivos se pueden destacar: proteger de la biodiversidad y el uso sostenible de los recursos naturales; promover el adecuado desempeño ambiental del sector de servicios protegiendo los recursos naturales, logrando integración social y productiva, adoptando patrones sostenibles de producción y consumo; contribuir al fortalecimiento técnico de los gobiernos departamentales y municipales para la implementación integrada de la política ambiental; mejorar la eficacia de los instrumentos de gestión ambiental para proteger el ambiente y contribuir a una mejora de calidad de vida de la población, incluyendo la planificación ambiental estratégica para la ocupación sustentable del territorio; y, por último, asegurar el cumplimiento de los compromisos internacionales ambientales asumidos.

4.1.7. Comisión Técnica Asesora del Medio Ambiente

A partir del artículo 10.º de la Ley 16.112 de creación del MVOTMA, se establece la Comisión Técnica Asesora del Medio Ambiente (COTAMA) y se reglamenta a través del Decreto 261/993, del 4 de junio de 1993, con modificaciones en el Decreto 303/994, del 28 de junio de 1994. Esta comisión fue concebida como un espacio asesor en el que participan representantes de todos los ministerios, de la Oficina de Planeamiento y Presupuesto (OPP), del Congreso de Intendentes, la Universidad de la República (Udelar), cámaras empresariales y trabajadores, y diversos actores de las ONG ambientales del país. Tiene por objetivo profundizar la coordinación interinstitucional y la participación de la sociedad civil en la elaboración de las políticas públicas en materia de ambiente y desarrollo sustentable.

4.1.8. Unidad Reguladora de Servicios de Energía y Agua

En 2002, mediante la Ley 7.598, se crea la Unidad Reguladora de Servicios de Energía y Agua (URSEA) como órgano desconcentrado del Poder Ejecutivo. La URSEA es una institución estatal, creada con el fin de defender a los usuarios y contribuir al desarrollo

del país, a través de la regulación, fiscalización y asesoramiento en los sectores de energía, combustible y agua. Como regulador independiente, es su responsabilidad promover la competencia en las áreas de la industria donde está habilitada por la ley y regular los monopolios, estableciendo niveles mínimos de calidad y proponiendo precios basados en costos eficientes.

Su principal objetivo es proteger los derechos de los consumidores, que cada uruguayo tenga acceso a todos los productos y servicios vinculados a la electricidad, combustible, gas, agua potable y saneamiento con la calidad, continuidad, seguridad y precio adecuado.

4.1.9. Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento-Dirección Nacional de Agua

A fines de 2005 se promulga el Presupuesto Nacional de Sueldos, Gastos e Inversiones, ejercicio 2005-2009, por la Ley 17.930. Se crea, por medio del artículo 328, dentro del MVOTMA, en la unidad ejecutora 001, Dirección General de Secretaría, la Dirección Nacional de Aguas y Saneamiento (DINASA), con los cometidos de formular políticas nacionales de agua y saneamiento, en cumplimiento con lo dispuesto por el artículo 47 de la Constitución de la República. Más tarde, en 2006, se promulga la Ley 18.046 de Rendición de Cuentas y Balance de Ejecución Presupuestal, ejercicio 2005. A través de esta ley se deroga el artículo 328 anteriormente mencionado y se crea nuevamente la DINASA como unidad ejecutora y el Programa de Formulación, Supervisión y Control de Planes de Protección de los Recursos Hídricos, Agua Potable y Saneamiento. Luego, en 2010, se promulgaría la Ley 18.719, que modificó la denominada DINASA por la Dirección Nacional de Agua (DINAGUA).

4.1.10. Política Nacional de Aguas

En 2009 se promulga la Ley 18.610 de Política Nacional de Aguas. Se expresa en sus artículos que comprenderá la gestión de los recursos hídricos, así como los servicios y usos vinculados al agua. Dicha Política Nacional de Aguas ha de ser propuesta al Poder ejecutivo por el MVOTMA. Con esta ley se crea el Consejo Nacional de Agua, Ambiente y Territorio, que es responsable de elaborar un Plan Nacional de Agua Potable y Saneamiento Integral de revisión periódica. La ley establece los principios rectores, enumera instrumentos para la ejecución y define lineamientos para la gestión.

4.1.11. Plan Nacional de Aguas

El 28 de julio de 2016, la DINAGUA presentó la elaboración del primer Plan Nacional de Aguas, que responde al mandato establecido por la Ley de Política Nacional de Aguas (18.610) de formular planes nacionales, regionales y locales que contengan los lineamientos generales de la actuación pública y privada en materia de aguas. Pretende ser «un instrumento técnico y político que establece los lineamientos generales para la gestión de recursos hídricos en todo el territorio». Este presenta metas a corto, mediano y largo plazo; desde el inicio de su ejecución, en 2015, y en los 15 años siguientes, con el 2030 como horizonte del presente Plan Nacional de Aguas. El Plan define 10 programas y 30 proyectos, y establece las bases para la formulación de planes regionales y locales a escala de cuenca.

Este documento fue elaborado a partir de un proceso de intercambio con los ministerios de Ganadería, Agricultura y Pesca (MGAP), Industria, Energía y Minería (MIEM), OSE, los Consejos Regionales de Recursos Hídricos y las Comisiones de Cuencas y Acuíferos. El texto también incorpora los aportes de otros actores del gobierno, de los usuarios del agua y de la sociedad civil.

La evaluación por parte de la población (consulta pública) se efectuó a través de DECI-AGUA (Deliberación Ciudadana sobre el Agua), la que apuntó a conformar un panel de 15 personas no expertas ni implicadas, que durante octubre y noviembre de 2016 analizaron la propuesta del Plan Nacional de Aguas y se manifestaron.

En marzo de 2017, el MVOTMA presentó el documento en la Comisión Asesora de Agua y Saneamiento (COASAS) y luego, en el marco del Día Mundial del Agua, el 22 de marzo de 2017, anunció en conferencia de prensa la presentación del documento final del Plan Nacional de Aguas para su consideración por el Gabinete Ambiental del Poder Ejecutivo. Finalmente, el 31 de julio de 2017, el Poder Ejecutivo aprobó el Plan Nacional de Aguas.

En la Tabla 3.2 se presenta una síntesis de la cadena temporal de las metas previstas que permite observar la evolución esperada en la madurez de los resultados del plan relativo a los programas que más se acercan a los temas tratados en este manual.

4.1.12. Reglamento de Planes de Seguridad del Agua (URSEA)

La Resolución 120/018 de la URSEA sanciona el Reglamento de Planes de Seguridad del Agua, que deben ser elaborados por las entidades prestadoras de servicios de agua potable (EPSA) y revisados anualmente o en ocasión de ocurrencia de una situación incidental que así lo amerite.

4.1.13. Ministerio de Ambiente y DINACEA

El 9 de julio de 2020 se promulga la Ley 19.889 —más conocida como LUC (Ley de Urgente Consideración)— que, entre otras muchas disposiciones, define la separación del MVOTMA en dos ministerios, uno de ellos el Ministerio de Ambiente, con competencias exclusivamente en materia ambiental, que se le transfieren de su predecesor.

**Tabla 3.2. Metas establecidas en el Plan Nacional de Aguas.
A partir de MVOTMA, 2017.**

Programa	Meta de corto plazo (2 años)	Meta de mediano plazo (5 años)	Meta año 2030	Visión
03 Agua para uso humano	Elaboración y aplicación de los planes de seguridad de agua en 11 sistemas.	Ampliación de los planes de seguridad de agua a otros sistemas.	Aplicación generalizada de los planes de seguridad del agua.	Agua para consumo humano en cantidad y calidad adecuadas.
07 Plan Nacional de Agua Potable, Saneamiento y Drenaje Urbano.	Plan formulado. Prioridades establecidas. Búsqueda de fuentes de financiación. Articulación para la implementación.	Implementación iniciada. Población vulnerable.	Implantación de nuevas modalidades de gestión de los sistemas de saneamiento.	Agua potable para toda la población. Sistema eficiente y sustentable de saneamiento implantado en todo el país.

El Ministerio de Ambiente, a su vez, tiene cuatro direcciones nacionales, además de la Dirección General de Secretaría: la Dirección Nacional de Evaluación y Calidad Ambiental (DINACEA), la DINAGUA, la Dirección Nacional de Cambio Climático y la Dirección Nacional de Biodiversidad y Servicios Ecosistémicos.

4.2. Organización de las Naciones Unidas

Hasta la publicación de la primera edición de las *Guías para la calidad del agua potable* en 1983-1984, la OMS publicaba *Estándares internacionales de calidad del agua* (1958, 1963 y 1971).

En 1983 la OMS introdujo el concepto de *valores guía* para los contaminantes, los cuales no son de cumplimiento obligatorio. Con esos valores como referencia, y en el contexto de las condiciones locales o nacionales de carácter ambiental, social, económico y cultural, los países y/o regiones redactan sus normas, reglamentos, estándares de carácter regional o nacional.

La OMS ha publicado cuatro ediciones de las *Guías para la calidad del agua potable* correspondientes a los años 1983-1984, 1993-1997, 2004 (con adendas en 2006 y 2008) y 2011 (con adenda en 2016; son las Guías actualmente vigentes).

La primera y segunda edición de las *Guías* de la OMS para la calidad del agua potable fueron utilizadas por países de todo el mundo, en desarrollo y desarrollados, como base para la elaboración de reglamentos y normas orientados a garantizar la inocuidad del agua potable. La tercera edición de las *Guías* sufrió una actualización completa con el fin de incorporar nuevos conocimientos sobre evaluación y gestión de riesgos. Por último, la cuarta Guía desarrolla conceptos, enfoques e información, incluyendo el enfoque de gestión preventiva del riesgo global para garantizar la calidad del agua potable introducido en la guía anterior. Además, considera, entre otras cosas, la seguridad del agua potable

(incluyendo procedimientos mínimos y valores guías específicos y cómo estos deberían ser utilizados); los peligros microbianos; las sequías severas y prolongadas o inundaciones y su implicancia en la calidad del agua potable; los contaminantes químicos en el agua potable, incluyendo información acerca de químicos no considerados previamente, como pesticidas; los químicos clave responsables de causar efectos en la salud a largo plazo a través de la exposición a agua potable, incluyendo arsénico, fluoruro, plomo, nitrato, selenio y uranio, proporcionando una guía para identificar las prioridades locales y de gestión; etcétera.

4.3. Normas de calidad de agua potable en Uruguay

Las normas con las que cuenta el país relativas a la producción y abastecimiento de agua potable son:

- Ministerio de Salud Pública (MSP), Decreto 375/011, del 3 de noviembre de 2011, que modifica el Reglamento Bromatológico Nacional (Decreto 315/994), en su sección I-Aguas.
- Norma UNIT 833:2008, Agua Potable-Requisitos, reimpresión corregida en julio de 2010 (nueva versión de la Norma UNIT 833:1990, que tomaba como referencia la norma interna de OSE de 1986). Actualmente, está en revisión en vista de la cuarta edición de las *Guías* de la OMS de 2011.
- Norma Interna de Calidad de Agua Potable (OSE, 2012, RD 1628/012, del 21 de noviembre de 2012) sustituye la Norma Interna de Calidad de Agua Potable, de diciembre de 2006. Adopta los requisitos establecidos por el Decreto 375/011 y establece frecuencias de muestreo para cada parámetro en función de la población. Se trata de una norma interna del prestador del servicio, mediante la cual gestiona el funcionamiento de los sistemas de potabilización y abastecimiento de agua. No tiene carácter legal, a diferencia del Decreto 375/011 y de la Norma UNIT 833:2010.

Es importante señalar que para que un agua pueda ser considerada como potable, debe cumplir con la normativa vigente (Decreto 375/011 y Norma UNIT 833).

4.3.1. Norma UNIT 833:2008 y correcciones

La Norma UNIT 833:2008, con reimpresión corregida en julio de 2010, fue elaborada por parte del comité especializado creado en el ámbito del Instituto Uruguayo de Normas Técnicas (UNIT), integrado por: OSE, URSEA, DINAGUA, MSP, MIEM, Facultad de Química y Facultad de Medicina de Udelar, Intendencia de Montevideo, LATU, Organismo Uruguayo de Acreditación y en consulta con asociaciones de consumidores.

Esta norma establece un conjunto de requisitos que debe cumplir el agua potable para consumo humano, cualquiera sea su fuente de captación, tipo de tratamiento, producción y sistema de distribución. Estos requisitos son limitados a través del VMP para los parámetros clasificados como:

- De control. Los que habitualmente se determinan para el control rutinario de la calidad del agua y para caracterización de una nueva fuente de agua.
- Adicionales. Determinados para la caracterización de una nueva fuente de agua, como acción preventiva y cuando existe presunción de su presencia en el agua.
- Complementarios. Cuando exista justificación razonable para la presunción de su presencia.
- VMP. Valor máximo permitido en concentración de un componente por encima del cual la muestra no cumple con los requisitos de esta norma.
- Valor objetivo V_{OBJETIVO} : valor máximo de concentración de un componente, que se deberá cumplir en un plazo a ser establecido por las autoridades competentes.

Establece VMP para parámetros microbiológicos, biológicos, físicos, químicos inorgánicos, químicos orgánicos, asociados a desinfectantes y productos secundarios de la desinfección y radioactivos. Por otro lado, cabe mencionar que no establece frecuencias de muestreo.

Más allá de que la Norma UNIT 833:2008 fue aprobada por todos los participantes del Comité, hubo ciertos puntos que no fueron acordados luego de las discusiones y por tanto no aparecen en la norma. Estos son:

- Turbidez en la red de distribución.
- Cloro residual en la red de distribución.
- Condiciones de tratamiento de desinfección del agua.
- Recomendaciones para la introducción de ensayos biológicos (bioensayos).

En la Tabla 3.3 se presenta un listado de los principales parámetros con su VMP presentados por la Norma UNIT 833:2008 y adoptados por OSE. Presenta, además, la definición de *agua potable* como «agua apta para consumo humano que no represente riesgos para la salud durante toda la vida del consumidor o que no genere rechazo por parte del mismo».

Se introduce aquí el concepto de *toda la vida de consumo*, lo que implica el uso de agua, por parte del consumidor, para todos los fines (bebida, higiene, etcétera), todos los días durante toda su vida. Esta definición tiene implícito el objetivo de protección de la salud de la población por riesgos agudos (asociados a contaminantes microbiológicos) y crónicos (asociados a contaminantes químicos).

Tabla 3.3. Norma UNIT 833:2008, principales parámetros y VMP.

Parámetros microbiológicos	
Parámetro	VMP
Coliformes totales	Ausencia en 100 ml
Coliformes fecales	Ausencia en 100 ml
Parámetros biológicos	
El agua potable no debe contener organismos en cantidades que afecten las características sensoriales del agua o sean peligrosos para la salud, tales como algas potencialmente tóxicas, rotíferos, helmintos, insectos, etcétera.	
Parámetros físicos	
Color verdadero	15 U. Pt-Co
Conductividad a 25°C	2000 µS/cm
Olor	Característico (ausencia de olor extraño)
Sabor	Característico (ausencia de olor extraño)
pH	Rango: 6,5 a 8,5
Turbidez	1,0 NTU
Parámetros químicos	
Inorgánicos	
Amoníaco (como NH ₄ ⁺)	1,5 mg/L
Arsénico total	0,02 mg/L

Cloruros	250 mg/L
Cromo (total)	0,05 mg/L
Dureza total	500 mg/L
Flúor	1,5 mg/L
Hierro	1,5 mg/L
Nitrito (como NO ₂ ⁻)	0,2 mg/L
Nitrato (como NO ₃ ⁻)	50 mg/L
Plomo	0,03 mg/L
Sodio	200 mg/L
Sólidos disueltos totales	1000 mg/L
Orgánicos	
Atrazina	3 µg/l
Glifosato + AMPA	700 µg/l
Parámetros asociados a desinfectantes y productos secundarios de la desinfección	
Ácidos acéticos clorados	Según especie
Cloraminas totales (como Cloro Cl ₂)	Según especie
Trihalometanos	Según especie

4.3.2. Decreto 375/011, del 3 de noviembre de 2011

El Decreto 375/011 modifica el Reglamento Bromatológico Nacional en lo relativo a estándares de calidad de agua potable. Elaborado por el MSP, adopta la definición de *agua potable* establecida por la Norma UNIT 833:2008 reimpresión corregida en julio de 2010 (indicada en adelante como UNIT 833:2010). Responde a la necesidad de modificar la reglamentación existente sobre los parámetros que definían las características del agua potable y los VMP.

El Decreto 375/011 adopta los VMP de la Norma UNIT 833:2010 (ver Tabla 3.3) y establece algunas consideraciones adicionales. Establece un plazo de 10 años para cumplir con los valores objetivo de plomo y arsénico total establecidos por la Norma UNIT 833:2010:

$$\text{VMP (plomo)} = 0,02 \text{ mg/L} \quad V_{\text{OBJETIVO}} = 0,01 \text{ mg/L}$$

$$\text{VMP (As total)} = 0,02 \text{ mg/L} \quad V_{\text{OBJETIVO}} = 0,01 \text{ mg/L}$$

Asimismo, establece VMP = 3,0 NTU para turbidez del agua distribuida, valor que había quedado sin establecer en la Norma UNIT 833:2008.

El plazo otorgado por el MSP a OSE vencía en noviembre de 2021; se prorrogó a pedido de OSE. Esta prórroga vencerá el 3 de noviembre de 2023.

4.3.3. Norma Interna de Calidad de Agua Potable OSE

La Norma Interna de Calidad de Agua Potable de OSE, versión vigente aprobada el 21 de noviembre de 2012, tiene como objetivo

proteger la salud de los consumidores, estableciendo los requisitos que debe cumplir el agua para consumo humano, para ser considerada como potable, cualquiera sea su fuente de captación, tipo de tratamiento, producción y distribución, hasta los límites que marcan la responsabilidad del Organismo frente al usuario.

En su capítulo 4 establece los requisitos de calidad para el agua potable:

Los requisitos de calidad que debe cumplir el agua potable son los establecidos en el Reglamento Bromatológico Nacional (Decreto 315/994), modificado por Decreto 375/011. Dicho decreto adopta la Norma UNIT 833:2008 reimpresión corregida Julio 2010, que establece un conjunto de requisitos que debe cumplir el agua potable para consumo humano, cualquiera sea su fuente de captación, tipo de tratamiento, producción y sistema de distribución.

Por último, presenta planes de muestreo basándose en el número de habitantes, fijando el número mínimo de muestras y frecuencias mínimas. Para asegurar beneficios para la salud humana se deben tener en cuenta los siguientes componentes relacionados al agua:

- Calidad (guías, normas)
- Cantidad (dotaciones)
- Continuidad (diaria, semanal)
- Costo razonable (accesibilidad, subsidios, tarifas sociales)

La necesidad de proveer agua potable a las poblaciones de manera tal que no produzcan problemas de salud impulsa la generación de normas de calidad, que son adoptadas por distintos organismos gubernamentales. Las normas y guías de calidad de aguas establecen parámetros a controlar mediante los análisis y ensayos correspondientes y también los límites obligatorios y límites recomendados para cada uno de ellos.

5. Planes de Seguridad del Agua

5.1. Manejo preventivo de la calidad del agua de consumo

Durante mucho tiempo la vigilancia de los riesgos para la salud derivados del consumo de agua se ha basado principalmente en el análisis de la calidad del agua producida y en la vigilancia del cumplimiento de una serie de valores paramétricos o valores guía. Sin embargo, aun cuando la vigilancia analítica es importante, cuando un análisis demuestra que el agua distribuida en una zona no es apta para el consumo, algo ha fallado en el sistema con anterioridad y el peligro para los consumidores ya está presente en el agua. Por tanto, el establecimiento de un plan de control y gestión en los abastecimientos orientado a la prevención de los riesgos se ha convertido en la mejor opción para garantizar un suministro de agua segura y de calidad (Astillero Pinilla *et al.*, 2012).

El manejo preventivo de la calidad del agua de consumo considera cinco componentes (Rojas, 2006). Uno de ellos se refiere a los Planes de Seguridad del Agua (PSA), que son el objeto que se desarrolla en esta sección.

- *Objetivos basados en salud* y establecidos en función de la evaluación de los aspectos de salud. Se formulan tomando en cuenta el contexto de salud pública y se refieren a resultados también en términos de salud. Están asociados a decisiones políticas y son establecidos por la más alta autoridad de salud en consulta con los prestadores y consumidores. Se reflejan en leyes, reglamentos y normas técnicas.
- *Evaluación del sistema* para determinar si el agua suministrada satisface los objetivos de salud. La evaluación del sistema, el monitoreo operacional y la gestión forman parte del PSA

y son elaborados y aplicados por los prestadores del servicio de abastecimiento de agua y revisados y aprobados por la autoridad sanitaria.

- **Monitoreo operacional** de las medidas de control. El monitoreo es transversal a todo el sistema, desde los recursos hídricos hasta que el agua potabilizada llega al consumidor.
- **Gestión de los planes de seguridad del agua PSA**, donde se documenta la evaluación del sistema, los planes de monitoreo y las acciones emprendidas en condiciones normales u ocasionales. El PSA es un plan (o varios planes) documentado que identifica posibles riesgos desde la captación hasta el consumidor, los precisa, prioriza, e implementa medidas de control para reducirlos. Este plan se complementa con procesos para verificar la efectividad de los sistemas de control aplicados y la calidad del agua producida, permitiendo el aseguramiento sostenido de la calidad del sistema de abastecimiento de agua de bebida en todas sus etapas. Al obtener agua segura, se protege la salud de la comunidad y se promueve su desarrollo.
- **Vigilancia** que verifica que todo lo anterior opera apropiadamente. La vigilancia es responsabilidad de una agencia independiente que periódicamente revisa todos los aspectos de seguridad aplicados por el prestador del servicio. Es la responsable última del control de calidad, del monitoreo operacional y de asegurar la aplicación de buenas prácticas operativas.

5.2. Qué y por qué de un PSA

La tercera edición de las *Guías* de la OMS introduce el concepto de *PSA* en todas sus dimensiones, en busca de garantizar una visión integral a través de una metodología que permite identificar y evaluar los peligros y riesgos a lo largo de todo el sistema, desde la cuenca hasta el consumidor. Este abordaje se diferencia del enfoque tradicional, que enfatizaba en el control del agua después de la entrada a la planta potabilizadora y hasta antes de ingresar a las viviendas. Los PSA fomentan una mejor vigilancia, mayor eficacia y eficiencia en la gestión de los sistemas y mejor control de la calidad del agua a lo largo de todo el sistema de abastecimiento de agua potable (SAAP).

El usuario final es el principal beneficiario con la aplicación de los PSA, ya que sus objetivos principales son proteger la salud humana y garantizar buenas prácticas en los SAAP (por ejemplo, reducir la contaminación en la fuente, mejorar la eficacia en los procesos de tratamiento, prevenir la contaminación en la red y conexiones domiciliarias).

Los PSA utilizan una metodología de prevención de riesgos relacionada con el análisis de peligros y puntos críticos de control (APPCC, o HACCP, Hazardous Analysis and Critic Control Points, por su sigla en inglés), en el que las etapas de análisis de peligros y evaluación de los riesgos son las que marcan la diferencia principal con otras metodologías. Resulta muy eficaz para la determinación de riesgos que habían pasado inadvertidos y para el establecimiento de nuevas medidas de control (Astillero Pinilla *et al.*, 2012).



Figura 3.3. Plan de Seguridad del Agua.
Tomada de Monteiro, s. f.

5.3. Objetivos del PSA

Sin perder de vista que los PSA apuntan a proveer agua de bebida segura, de buena calidad y que tenga la confianza de los consumidores, bajo el objetivo general de contribuir a alcanzar los objetivos de salud que se hayan fijado, sus objetivos particulares son:

- Minimizar la contaminación de las fuentes de agua.
- Reducir la presencia de contaminantes en el agua de consumo a través de procesos de tratamiento (barreras).
- Prevenir la contaminación durante el almacenamiento, la distribución y la manipulación del agua a nivel intradomiciliario.

Estos objetivos son aplicables a los grandes y pequeños sistemas de abastecimientos de agua, así como a pequeñas instalaciones e incluso en el ámbito doméstico.

5.4. Componentes del PSA

El PSA se basa en la metodología del HACCP, los sistemas de gestión y las barreras múltiples. Comprende tres etapas clave:

- a. Evaluación del sistema.
- b. Monitoreo operacional.
- c. Planes de gestión, que incluyen la documentación y comunicación.

Se elabora sobre la base del conocimiento del funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua, de datos históricos y de las prácticas de gestión de la calidad de agua de bebida. En su ejecución se deben tener cuenta los objetivos basados en salud y debe estar supervisado por la autoridad de vigilancia.

5.4.1. Evaluación del sistema

Determina si la cadena de abastecimiento de agua (desde la fuente hasta el punto de consumo) puede suministrar agua de calidad que cumpla con los objetivos en salud. Está compuesta por la descripción del sistema de abastecimiento de agua, evaluación del peligro, caracterización del riesgo y determinación de las medidas de control; aplicable a los sistemas de distribución entubados y no entubados, incluyendo el abastecimiento casero.

En la evaluación del sistema, uno de los puntos más sensibles es la evaluación de riesgos. Posibles escalas de probabilidad y gravedad se presentan en la Tabla 3.4 (Astillero Pinilla *et al.*, 2012).

5.4.2. Monitoreo operacional

Para cada medida de control identificada se define el proceso de monitoreo operacional para prevenir, reducir o controlar, totalmente y de manera oportuna, los riesgos identificados en la evaluación del sistema, para asegurar que los resultados basados en salud y establecidos en las normas o reglamentos sean alcanzados. Las determinaciones más elaboradas y complejas son parte de la verificación y no del monitoreo operacional.

Además del monitoreo operacional en el sistema de abastecimiento de agua, se hace necesaria la verificación de la calidad microbiana, física y química del agua de bebida, la que proporciona una indicación sobre el funcionamiento del sistema de abastecimiento de agua y de la calidad final del producto, así como de la evaluación del grado de satisfacción del consumidor

Tabla 3.4. Escalas de probabilidad y gravedad.
Basada en Astillero Pinilla *et al.*, 2012.

Probabilidad	Casi seguro (5)	Ya ha ocurrido anteriormente y volverá a ocurrir.
	Probable (4)	Ya ha ocurrido anteriormente y es posible que vuelva a ocurrir.
	Moderada (3)	Es posible y podría ocurrir en determinadas circunstancias.
	Improbable (2)	No puede descartarse totalmente.
	Excepcional (1)	No ha ocurrido y es muy improbable que ocurra.
Gravedad	Muy grave (5)	Posible enfermedad.
	Grave (4)	Posibles efectos sobre la salud a largo plazo.
	Moderada (3)	Consecuencias organolépticas o incumplimiento prolongado sin relación con la salud.
	Menor (2)	Consecuencias locales, sin relación con la salud, ni con parámetros de cumplimiento, ni organoléptica.
	Insignificante (1)	Impacto insignificante, alteración pequeña del funcionamiento normal del abastecimiento. Agua segura.

5.4.3. Planes de gestión

Describen las acciones a tomar bajo condiciones normales o eventuales de operación y documenta la evaluación del sistema de abastecimiento de agua (incluyendo aspectos de modernización y mejoramiento), los planes de supervisión, comunicación y los programas de apoyo.

La documentación se efectúa sobre todos los aspectos vinculados con la gestión de la calidad del agua e incluye:

- Evaluación del sistema de abastecimiento de agua de bebida (incluyendo diagrama de flujo, peligros y riesgos potenciales, así como los resultados de la validación).
- Medidas de control del monitoreo operacional y plan de verificación.
- Procedimientos del funcionamiento en general y de la gestión.
- Procedimientos de respuestas a situaciones incidentales y de emergencia.
- Procedimientos de comunicación. Deben establecerse estrategias de comunicación con los usuarios mediante procedimientos específicos para comunicar información sobre la calidad del agua de bebida que se pone a disposición de los consumidores, mecanismos para recibir y procesar oportunamente quejas de los consumidores y procedimientos específicos dirigidos para hacer frente a cualquier incidente significativo en el sistema de abastecimiento de agua de bebida que afecte su calidad, incluyendo notificaciones a la autoridad de salud pública.
- Medidas de apoyo. Seguridad, vigilancia, buenas prácticas operativas en las diferentes partes del sistema de abastecimiento de agua, programas educativos de capacitación y comunicación interna del personal, etcétera.

5.5. Ventajas y limitaciones de los PSA

Este conjunto de ventajas y limitaciones de los PSA ha sido adaptado de Rojas (2006).

Ventajas:

- Acceso al agua de bebida segura, de buena calidad estética y de confianza de los consumidores.
- Reducción de costos en el tratamiento del agua, generando aumento de la productividad.
- Ordenamiento integral y detallado de riesgos y concentración de recursos sobre los PCC, permitiendo el control de los peligros.
- Priorización y aplicación de medidas de control.
- Sistema organizado y estructurado para reducir al mínimo las fallas de la gestión mediante la aplicación de planes de contingencia para responder a fallas del sistema y a peligros imprevistos.
- Aplicación de parámetros operacionales sencillos que garanticen la calidad del agua.
- Facilitación de la inspección por parte de la autoridad.
- Facilitación de la comunicación de la empresa con la autoridad sanitaria.
- Mejoramiento de la autoestima e importancia del trabajo en equipo.

Limitaciones:

- Falta de personal calificado para diseñar e implementar adecuadamente los PSA.
- Dificultad de identificación de los PCC, aplicación de medidas preventivas, identificación de riesgos, entre otros, lo que puede conducir a una falsa seguridad e incumplimiento de los objetivos especificados en las normas de calidad del agua.
- Temor de la gerencia del sistema de abastecimiento de agua a hacer nuevas inversiones (operación y mantenimiento del sistema, formación de personal) frente a la incertidumbre en cuanto a obtención de resultados.

Algunas limitaciones generales subyacen aún a la aplicabilidad de los PSA en particular en los países en desarrollo. Especialmente, se refieren a la falta de información (datos de gestión) y a la escasa planificación en el crecimiento urbano, que lleva a que los SAAP deban adaptarse «sobre la marcha» al crecimiento de las ciudades.

5.6. PSA en Uruguay

En Uruguay, la Gerencia de Agua Potable de OSE aplica PSA en por lo menos 18 localidades. En marzo de 2018, la URSEA promulgó un reglamento de PSA que aplica a las EPSA. Según su artículo 3.º:

Cada EPSA deberá elaborar, aprobar e implantar, y poner a disposición de la URSEA:

- a. Un plan de seguridad del agua para cada sistema con población de más de 2.000 habitantes;
- b. Un plan de seguridad del agua para sistemas con población de menos de 2.000 habitantes, con las variantes necesarias para adecuarlo a las características de estos sistemas.

De acuerdo con este reglamento, los contenidos mínimos de los PSA en Uruguay son los siguientes (artículo 5.º):

- a. Análisis del sistema de abastecimiento con evaluación de su capacidad para suministrar agua de conformidad con las metas sanitarias;
- b. Identificación de peligros y evaluación de riesgos sobre la salud humana en la cadena del sistema de abastecimiento;
- c. Establecimiento de medidas preventivas para controlar los riesgos identificados;
- d. Procedimientos operativos y control de procesos para asegurar el correcto funcionamiento de las medidas previstas para mantener los peligros bajo control;
- e. Verificación de la calidad del agua para comprobar la eficacia del plan en relación con las metas preestablecidas;
- f. Gestión de incidentes y emergencias a través de acciones correctivas rápidas y eficaces para gestionar situaciones fuera de control;
- g. Revisión y mejora del plan siempre que se considere necesario.

6. Tecnologías de potabilización de aguas para consumo humano

6.1. Tecnologías de potabilización de aguas superficiales

Los principales objetivos de un sistema de potabilización de aguas superficiales se pueden resumir en:

- Remover partículas suspendidas y coloidales.
- Inactivar riesgos biológicos minimizando los riesgos químicos derivados.
- Eliminar otros contaminantes que pueden presentarse en estado disuelto (plaguicidas, metabolitos causantes de olor y sabor, toxinas, otros).

Sobre la base de este concepto se deben diseñar y operar los sistemas de potabilización existentes e introducir las mejoras y modificaciones requeridas para el cumplimiento de tales objetivos.

El término *remoción* significa la separación física del contaminante mediante los procesos de coagulación, sedimentación o flotación y filtración, mientras que *inactivación* refiere a tornar inefectivo el contaminante, usualmente por acción de los desinfectantes químicos. Este último concepto es especialmente válido para los contaminantes de carácter biológico.

Algunos microorganismos patógenos (como los protozoarios *Giardia lamblia* y *Cryptosporidium*) tienen gran resistencia a la desinfección, en particular a la cloración.

Por lo tanto, es necesario promover su remoción por métodos físicos (coagulación, sedimentación/flotación, filtración), dejando un remanente mínimo para inactivar. Cuando están presentes cianobacterias en el agua bruta, es conveniente removerlas, evitando «destruirlas», para impedir el desprendimiento de toxinas y metabolitos causantes de olor y sabor.

Para la ejecución de un sistema de agua potable se puede disponer de variadas tecnologías, integrando, según sea necesario, tecnologías de punta, tecnologías de bajo costo y tecnologías apropiadas.

Un sistema de agua potable está formado por un conjunto de instalaciones y equipos destinados al abastecimiento de agua potable de una comunidad para fines de consumo doméstico, servicios públicos, consumo comercial, industrial y otros usos. El agua suministrada por el sistema debe ser de una adecuada calidad y provista en cantidad suficiente (Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento, 2000).

La valoración de un sistema de potabilización de aguas no es absoluta, sino totalmente dependiente de la calidad del agua que debe tratarse y de otros aspectos que hacen a la aplicabilidad de este. En sistemas de agua potable todo proyecto debe tener un enfoque integral y debe contemplar en forma simultánea los siguientes objetivos:

- El desarrollo institucional de la empresa prestadora del servicio.
- El mejoramiento comercial para mantener la sustentabilidad económico-financiera.
- El mejoramiento operativo, la optimización de procesos.
- La posibilidad de rehabilitación y ampliación de instalaciones existentes o la ejecución de nuevas instalaciones.

6.2. Clasificación de los procesos de potabilización de aguas superficiales

Los procesos de potabilización de aguas superficiales se clasifican en seis grupos, según se ilustra en la Figura 3.4. El que corresponde describir más detalladamente es el proceso convencional de potabilización, que consta de las siguientes etapas:

- Coagulación
- Floculación
- Sedimentación
- Filtración
- Desinfección

6.3. Contaminantes emergentes

Hay un conjunto de contaminantes en torno a los cuales la preocupación crece a nivel internacional; se suelen designar como «emergentes», y pese a que ya están en la agenda de la investigación, no hay aún avances suficientes en la mayor parte de los casos, y en los que los hay, falta mucho tecnológicamente para generalizar su consideración en las plantas de tratamiento (Gil *et al.*, 2012).

Entre los contaminantes emergentes se destacan: plaguicidas (COP, glifosato, organoclorados y organofosforados), productos farmacéuticos (analgésicos, antihipertensivos, antibióticos), drogas ilícitas, hormonas esteroides, compuestos «estilo de vida» (cafeína, nicotina, edulcorantes), cuidado personal (perfumes, fragancias, protectores solares), aditivos alimentarios y subproductos de tratamiento de aguas (residuos de desinfectantes y sus subproductos).

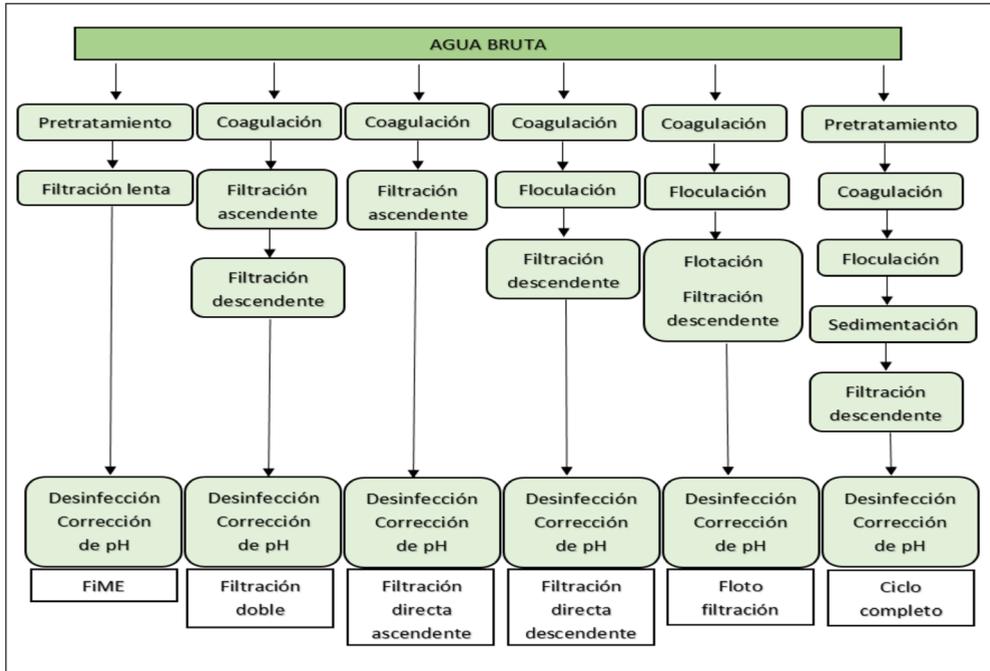


Figura 3.4. Tecnologías de potabilización de aguas superficiales.
Adaptada de Di Bernardo, 1993.

7. Sistema convencional de potabilización de aguas

El Sistema Convencional de potabilización de aguas es aplicable a un amplio espectro de calidades de agua bruta. Al ser un proceso completo, ofrece barreras múltiples para los contaminantes. Tiene una gran cantidad de variantes respecto al tipo de unidades, productos químicos, etcétera. Es el proceso que se utiliza casi exclusivamente en Uruguay.

En el proceso de potabilización se busca optimizar cada proceso, y para ello se establecen metas para las distintas unidades de tratamiento, de modo de optimizar y asegurar la calidad deseada del agua. Las metas a obtener en un sistema de potabilización de aguas convencional en términos de turbiedad son:

- Agua sedimentada: 1-2 NTU
- Agua filtrada: < 0,1 NTU
- Poslavado de filtros: obtener turbiedad menor que 0,3 NTU en menos de 15 minutos

A título general, se listan los componentes que integran un sistema convencional de AAP (abastecimiento de agua potable). Algunos, como los recalques y estaciones de recloración en la red, podrían omitirse dependiendo de la geografía particular del caso de estudio.

- Captación (toma de agua)-Tuberías aductoras de agua bruta
- Estaciones de bombeo de agua bruta (bombas proveedoras)
- Planta de tratamiento (potabilización)
- Estaciones de bombeo de agua tratada (bombas elevadoras)
- Tuberías de impulsión
- Depósitos de distribución

- Tuberías de distribución, válvulas, piezas
- Estaciones de rebombeo (recalques)
- Estaciones de desinfección en la red (recloración)

Además, se puede contar con procesos complementarios: presedimentación (no se utiliza en Uruguay), preoxidación, adsorción, corrección de pH y alcalinidad, eliminación de olores y sabores, control de algas, coagulación acentuada (para remover materia orgánica).

7.1. Captación de agua

La toma es la estructura por medio de la cual se capta el agua de la fuente proveedora, que puede ser un río, arroyo, lago, o cualquier otra fuente de agua superficial. Para pequeños sistemas, la toma es en general relativamente simple: suele consistir en una tubería sumergida protegida por una criba. En cambio, para grandes sistemas la toma puede ser un elemento muy costoso, por lo cual su diseño debe estudiarse cuidadosamente. El sistema de toma puede incluir: conductos de transmisión, rejas, zarandas, tamices (mecanizados, autolimpiantes, de limpieza manual), bombas, y en algunos casos instalación para dosificación de productos químicos, por ejemplo, sulfato de cobre para combatir algas.

Para tomas en ríos o arroyos, una pequeña presa de regulación de nivel puede ser necesaria para garantizar la sumergencia en períodos de estiaje.

Cuando se realiza un aprovechamiento racional de la fuente, hay que estudiar las posibles repercusiones de la toma aguas abajo, por la merma que esta puede provocar en el caudal del río.

Existen distintos tipos de tomas; su elección resultará, entonces, del análisis de las condiciones del proyecto, del cuerpo de agua bruta (calidad, cantidad, morfología, usos, etcétera), entre otras. Los tipos de toma más utilizados son las torres de toma (integradas a una represa o dentro del cuerpo de agua), las tomas de pozo seco, de pozo húmedo, flotantes, con presas de derivación y tomas sifonadas.

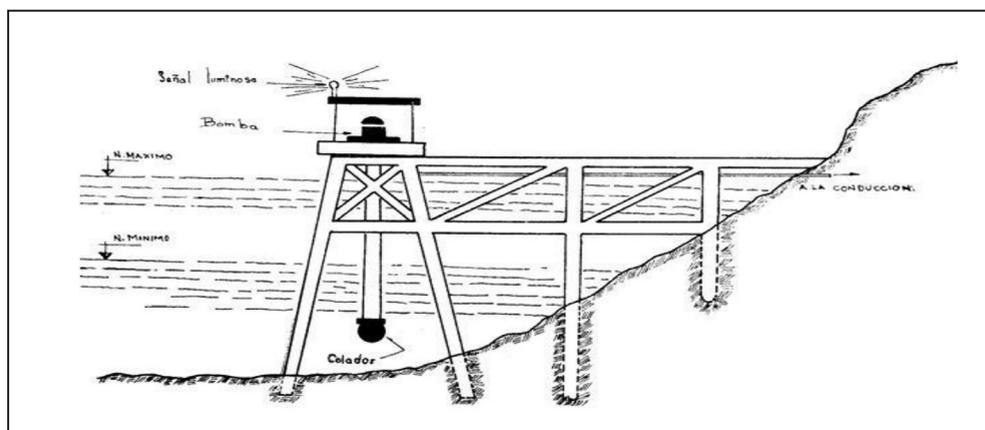


Figura 3.5. Toma de pozo seco.

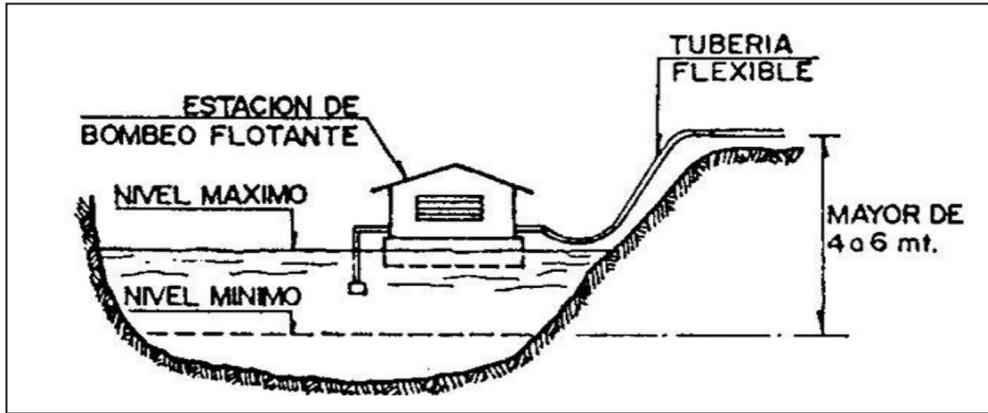


Figura 3.6. Toma flotante con tubería flexible.

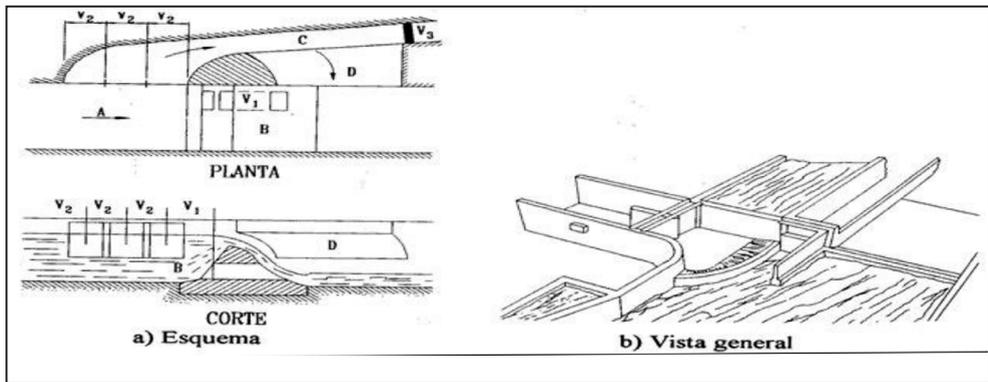


Figura 3.7. Toma lateral con presa de derivación (ej.: aguas corrientes).

A continuación, se mencionan algunas consideraciones para el diseño de la toma.

Tabla 3.5. Consideraciones para diseño de la toma.

A partir de Ríos Pignatta, 2013.

Parámetro	Consideración de diseño
Caudal de diseño	La toma debe permitir extraer de la fuente el caudal de diseño de la planta de tratamiento, es decir, el caudal máximo diario para el final del período de previsión.
Niveles máximos y mínimos del cuerpo de agua	La toma debe garantizar siempre el caudal de diseño, aun bajo las condiciones más adversas.
Desbaste	Para evitar el ingreso de materiales suspendidos y peces, se deben colocar rejas y, eventualmente, tamicés si se tiene una fuente con importante presencia de sólidos.
Localización del punto de toma	Se deberá localizar el punto con mejor calidad de agua para el tratamiento. Además, se deberá evitar colocar la toma próxima al lecho del río, ya que eso favorecería la resuspensión y arrastre de material sólido.

7.2. Coagulación

Las impurezas que se deben quitar del agua son principalmente partículas suspendidas, coloidales, microorganismos. Esas partículas se mantienen «estables», no pudiéndose separar del agua, ya que:

- Son muy pequeñas y no sedimentan naturalmente.
- Poseen carga negativa, por lo que se repelen entre sí y no pueden agruparse para dar lugar a partículas mayores, y su filtración es ineficiente.

El proceso de coagulación consiste en aplicar productos químicos para desestabilizar las partículas, a los efectos de que con el proceso posterior de floculación estas se aglomeren formando partículas de mayor tamaño y peso (flóculos) que puedan ser removidas del agua.

Los productos químicos utilizados para desestabilizar las partículas se llaman *coagulantes*. Estos liberan cargas positivas y, además, neutralizan las cargas de los coloides y/o suspensiones.

En general, son sales metálicas como el sulfato de aluminio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$) es el que se utiliza en Uruguay) o el cloruro férrico (FeCl_3), pero pueden ser también coagulantes orgánicos (polímeros coagulantes).

La «proporción» con que se aplican los coagulantes al agua se denomina *dosis* y se mide en mg de coagulante por litro de agua a tratar (mg/L), equivalente a g/m^3 y \approx ppm (partes por millón). Una vez establecida la dosis óptima a ser aplicada (mediante ensayos de jarras), se determina el caudal de coagulante a ser utilizado en un punto de gran turbulencia, el cual debe ser distribuido de forma que se disperse rápidamente y en forma homogénea en el agua. Para que se mezcle bien con el agua, el coagulante debe aplicarse diluido, de modo que el caudal de coagulante no sea tan pequeño respecto al caudal de agua a tratar.

La turbulencia inducida para aplicar el coagulante se denomina *mezcla rápida* y su diseño hidráulico es fundamental para la eficiencia del proceso. Esta mezcla rápida puede hacerse en forma mecánica (con agitadores) o hidráulica (con un resalto hidráulico o un vertedero, entre otros).

Los parámetros más importantes de diseño del sistema de mezcla rápida son el gradiente de velocidad (G) y el tiempo de contacto o tiempo de retención (T). El primero mide la intensidad de la mezcla y el segundo es el tiempo que dispone el coagulante para dispersarse totalmente en el agua en el volumen de fluido donde tiene lugar la mezcla.

Para lograr una efectiva mezcla rápida se debe tener:

- Mezcla rápida hidráulica o mecánica con valores de G entre 700 s^{-1} y 1000 s^{-1} .
- Tiempo de retención de 1 s a 5 s.
- Distribución homogénea del coagulante.
- Dilución adecuada de la solución de coagulante.
- Dosis adecuada de coagulante (determinada por ensayo de jarras).

7.3. Floculación

La floculación es el proceso de aglomeración de las partículas que han sido desestabilizadas durante la etapa de coagulación, con el objetivo de acondicionarlas para su posterior separación a través de medios físicos, como la sedimentación, flotación con aire disuelto y/o filtración. Estas partículas pueden ser microorganismos, coloides o suspensiones, que a lo largo de la floculación se van uniendo entre sí para dar paso a partículas de mayor tamaño, más apropiadas para ser separadas del agua mediante sedimentación (o flotación)

y filtración. Este proceso de unión de partículas se produce como consecuencia del choque entre ellas.

Para favorecer la ocurrencia de colisiones entre las partículas y, por ende, lograr la formación de flóculos adecuados, en los floculadores se debe agitar «moderadamente» el agua ya coagulada, bajo régimen controlado, cuidando de promover el agregado de partículas y no romper las aglomeraciones ya formadas.

Transcurrido el tiempo en que el agua está sometida al proceso de floculación, se debe lograr la formación de partículas aglomeradas llamadas *flóculos* o *flocs*.

Los floculadores pueden ser del tipo hidráulico o mecánico. Los primeros son aquellos que utilizan la energía disipada como pérdida de carga para imponer el gradiente de velocidad deseado; los segundos requieren de una fuente de energía externa (motor eléctrico con reductor de velocidad y variador de frecuencia).

En resumen, los factores que afectan el proceso de floculación son:

- La intensidad de la agitación en la cámara de floculación, medida en términos del gradiente medio de velocidad (G) (entre 10 s^{-1} y 80 s^{-1}).
- El tiempo de floculación o tiempo de retención (T) (entre 15 y 40 minutos).
- La efectividad del proceso de coagulación.
- El uso de polímeros auxiliares de floculación.

7.4. Sedimentación

La sedimentación es un proceso de separación de partículas por acción de la gravedad. Para que tenga lugar, es necesario generar las condiciones de flujo apropiadas para permitir que las partículas agrupadas en flóculos sedimenten, sean extraídas como lodo y se recoja como efluente un agua con un contenido menor de sólidos suspendidos (menor contenido de turbiedad).

Cuando la turbiedad del agua bruta es muy baja (escaso contenido de sólidos suspendidos), o el agua presenta algas microscópicas que afectan la velocidad de sedimentación de los flóculos, una alternativa a la sedimentación puede ser la flotación con aire disuelto (DAF). Este proceso implica la inyección de una corriente de agua presurizada y saturada en aire, que al ingresar a la unidad de flotación genera la liberación de microburbujas de aire (al bajar drásticamente la presión) que se adsorben sobre la superficie de los flóculos haciéndolos menos densos. De esta forma los flocs flotan hacia la superficie de la unidad, son extraídos como lodo flotado y se recoge un agua efluente con un bajo contenido de turbiedad.

En una planta convencional, es el primer proceso de remoción y en general donde queda retenido el mayor porcentaje de partículas suspendidas. Las partículas que sedimentan son de tipo floculentas, por lo que no se comportan como partículas discretas (tamaño, forma y peso constantes), sino que van cambiando sus características a medida que decantan (se juntan, adhieren, separan, cambian de forma y de peso, mientras sedimentan). El parámetro principal que gobierna el proceso de sedimentación es la tasa de sedimentación o tasa de aplicación superficial (TS), que depende del tipo de sedimentador de que se trate.

En la Tabla 3.6 se indican los distintos tipos de sedimentadores.

7.5. Filtración

El proceso de filtración en un sistema convencional consiste en remover principalmente floculos, además de partículas primarias coloidales o suspendidas. En este proceso se remueven algas, bacterias, virus, protozoarios u otros microorganismos, a través de diversos mecanismos que se producen al pasar por un medio poroso. El medio poroso generalmente consiste en un manto de arena silíceo o carbón de antracita, aunque existen otros medios filtrantes, como las tierras diatomáceas.

Tabla 3.6. Tipos de sedimentadores.
A partir de Ríos Pignatta, 2013.

Tipo	Información
Sedimentadores convencionales de flujo horizontal	Son el tipo más común de sedimentadores utilizados en plantas de potabilización de aguas. Generalmente, son de sección rectangular, pero pueden ser circulares. El agua floculada ingresa desde un canal por medio de compuertas laterales, hacia el compartimiento previo a la pantalla difusora, y luego por este dispositivo ingresa a la zona de sedimentación.
Sedimentadores de flujo laminar	Camp demostró que la eficiencia de un sedimentador depende fuertemente de su área. Los sedimentadores de placas planas paralelas se desarrollaron gracias a esto, por lo que cuentan con un área de sedimentación considerablemente mayor. Las placas se colocan inclinadas para favorecer el escurrimiento de los lodos, el ángulo habitual es 60°. El sistema de ingreso se hace en toda la base del sedimentador, luego el flujo será ascendente. Por debajo de la tubería o ducto de ingreso se encuentra la zona de acumulación de lodo.
Sedimentadores de manto de lodos	Son generalmente unidades patentadas. En el caso de que funcionen como floculadores y sedimentadores a la vez, se los llama <i>clarificadores</i> .

En los casos en que el agua tiene bajo contenido de partículas y determinadas características hidrobiológicas y/o fisicoquímicas, se puede suprimir la etapa de sedimentación, filtrando directamente el agua coagulada (floculada o no). Ese proceso se denomina *filtración directa*.

La filtración debe dar la garantía final de la remoción de partículas, y con ello una «preparación» del agua para la desinfección, ya que la ausencia de turbiedad y color favorece la acción de los desinfectantes. Asimismo, es fundamental en la remoción de contaminantes microbiológicos; además de partículas que causan turbiedad y color, en los filtros quedan retenidos virus, bacterias, algas y protozoarios, muchos de los cuales son resistentes a la acción del cloro.

La filtración es la única operación de tratamiento que es de tipo *batch* o secuencial: los filtros deben sacarse de operación para lavarse. El lavado se efectúa invirtiendo el sentido del flujo para retirar las impurezas que quedaron retenidas.

Los parámetros importantes a la hora de analizar el proceso de filtración son la calidad del agua afluente (fisisicoquímica, microbiológica e hidrobiológica), la calidad del agua filtrada, la tasa de filtración (TF), la pérdida de carga, la carrera de filtración (tiempo entre lavados consecutivos), la velocidad y el tiempo de lavado.

7.6. Desinfección

7.6.1. Remoción e inactivación

Desinfectar el agua destinada al consumo humano consiste en inactivar o destruir los agentes patógenos que pueden ser causa de enfermedades de transmisión hídrica. Es una medida esencial para la salud pública y su importancia ha sido ampliamente comprobada.

En una planta de potabilización se eliminan los microorganismos por dos mecanismos: remoción e inactivación. La remoción consiste en la eliminación de microorganismos por medios físicos (coagulación-floculación-sedimentación/flotación-filtración), mientras que la inactivación consiste en eliminar microorganismos (bacterias, virus, protozoarios y helmintos) por acción de un agente desinfectante químico o físico.

Las aguas a ser desinfectadas deben estar libres de partículas coloidales causantes de turbiedad y color que puedan interferir con la acción del agente desinfectante. Así, la desinfección alcanza su máxima eficiencia con las aguas claras.

Los desinfectantes empleados en potabilización tienen buena efectividad para bacterias y virus, pero menor para protozoarios y helmintos. Dado que los protozoarios tienen una elevada resistencia a la acción de los desinfectantes, se debe dar especial importancia a la remoción de estos microorganismos dentro de la planta potabilizadora.

En la Tabla 3.7 se presenta el porcentaje de reducción de microorganismos al aplicar procesos convencionales de tratamiento. Si bien, como puede verse, con los tratamientos convencionales del agua se puede remover más del 99 % de los microorganismos presentes, la desinfección es imprescindible para poder asegurar la obtención de agua bacteriológicamente segura, especialmente cuando la fuente de agua bruta es superficial.

Tabla 3.7. Reducción acumulada de coliformes fecales en una planta convencional.

A partir de Ríos Pignatta, 2013.

Proceso	Remoción acumulada (%)
Almacenamiento	50
Coagulación / Sedimentación	60
Filtración	99,9
Desinfección	99,9999

7.6.2. Desinfección mediante agentes físicos

Los agentes desinfectantes pueden clasificarse en físicos (calor y radiación) y químicos (oxidantes químicos, iones metálicos).

Operaciones tales como hervir el agua son muy efectivas, pero de poca o nula aplicación práctica a nivel general; se recomienda en el ámbito domiciliario cuando el sistema no es seguro, o cuando existen deficiencias notificadas a los usuarios.

Desinfección mediante luz solar (SODIS)

La desinfección mediante luz solar (SODIS) del agua es una solución simple, de bajo costo para el tratamiento de agua para consumo humano a nivel doméstico, en lugares en los que la población consume agua bruta y microbiológicamente contaminada.

La energía solar puede destruir los microorganismos patógenos, debido a que son vulnerables a dos efectos de la luz solar: la radiación ultravioleta en el espectro de luz UV-A (longitud de onda 315-400 nm) y el calor (aumento de la temperatura del agua). Se produce una sinergia entre estos dos efectos, es decir, que el efecto combinado de ambos es mucho mayor que la suma de cada uno de ellos independientemente.

Desinfección mediante luz ultravioleta (UV)

A diferencia de la mayoría de los desinfectantes, la radiación de luz ultravioleta (UV) no vuelve inactivos los microorganismos por interacción química. La radiación UV inactiva los microorganismos por la absorción de la luz, que causa una reacción fotoquímica que altera los componentes moleculares esenciales para la función de las células. En la Tabla 3.8 se listan las ventajas y desventajas de emplear este método.

Tabla 3.8. *Ventajas y desventajas de la desinfección por radiación ultravioleta.*
A partir de Ríos Pignatta, 2013.

Ventajas	Desventajas
Efectividad para inactivar gran variedad de bacterias y virus, con dosis relativamente pequeñas.	Si se emplean dosis subletales, existen mecanismos de reparación internos del daño provocado al ADN de los organismos.
Mínimos riesgos de salud, por escasa o nula formación de subproductos.	No confiere efecto residual.
Seguridad y aceptación de operadores y población (ningún producto químico es transportado y/o almacenado).	La materia orgánica disuelta o en suspensión, reduce la intensidad de la radiación, al igual que el material inorgánico disuelto o en suspensión.
Bajos costos de implantación, operación y mantenimiento.	La radiación ultravioleta puede causar lesiones en los ojos y cáncer de piel.
Corto tiempo de contacto, del orden de segundos, por lo que no es necesaria la construcción de grandes tanques.	

7.6.3. Desinfectantes químicos

Los microorganismos contienen enzimas que son catalizadores biológicos esenciales. Estas enzimas son muy sensibles a los agentes químicos potentes, que pueden traspasar las paredes de las células, oxidándolas y produciendo la muerte de los microorganismos. Los agentes oxidantes también afectan los virus y protozoarios, pero en menor grado que a las bacterias.

Los desinfectantes químicos más utilizados son:

- Cloro (cloro gas, hipoclorito de sodio o de calcio, dióxido de cloro).
- Monocloramina (NH₂Cl)
- Ozono (O₃) gas (para producirlo se utiliza aire seco y energía eléctrica).
- Permanganato de potasio (KMnO₄)
- Bromo (Br₂)
- Yodo (I₂)

El desinfectante más utilizado en Uruguay es el cloro, tanto en forma líquida como gaseosa.

Desinfección con cloro

El cloro, en forma líquida o gaseosa, como hipoclorito de sodio o hipoclorito de calcio, es el desinfectante universalmente más utilizado y más antiguo. Se denomina «cloración» a la adición de cloro o un compuesto de cloro al agua. En Uruguay, se utiliza el hipoclorito de sodio (líquido) para pequeñas instalaciones y cloro gas para instalaciones de mayor porte.

Los principales atributos del cloro son:

- Efectividad para inactivar un amplio rango de patógenos comúnmente detectados en el agua.
- Su aplicación genera la presencia de desinfectante residual fácilmente medible y controlable.
- Bajo costo; instalaciones sencillas.
- Gran experiencia mundial en sus aplicaciones; poderoso oxidante.

La aplicación de cloro presenta, no obstante, algunos inconvenientes:

- Al reaccionar con compuestos orgánicos e inorgánicos genera subproductos, algunos identificados como perjudiciales para la salud humana —Disinfection By-Products (DBPs): trihalometanos (THMs), ácidos acéticos halogenados (HAAs), haloacetnitrilos (HANs)—. Por eso se debe tener buena eficiencia en remoción de estos compuestos en etapas previas a la desinfección.
- A elevadas concentraciones confiere sabor y olor al agua (puede considerarse también una ventaja pues evita la sobredosificación).
- Cuando reacciona con ciertos compuestos genera productos con fuertes olores o sabores.

Los principales factores que afectan la eficiencia de la cloración son los siguientes:

- Concentración (dosis de cloro)
- Tiempo de contacto
- Temperatura
- pH
- Compuestos presentes en el agua

Desinfección con ozono

El ozono (O_3) se utiliza desde hace años en abastecimientos de agua potable, principalmente en Francia, Holanda y Alemania. Típicamente, se lo suele aplicar simultáneamente como oxidante y como desinfectante.

El ozono es el desinfectante más potente que se utiliza en los sistemas de abastecimiento de agua: el producto concentración x tiempo ($C \cdot T$) necesario para la destrucción de la mayoría de los microorganismos, es 1/10 del correspondiente al ácido hipocloroso o al dióxido de cloro.

Barreras múltiples

Para trabajar sobre la eliminación de los riesgos microbiológicos, se debe actuar sobre:

- Protección de la fuente de agua bruta.
- Los procesos en las plantas potabilizadoras.
- La desinfección final.
- Sistemas de distribución (desinfección de troncales y depósitos, estaciones de recloración, procedimientos de purga).

En un sistema de potabilización convencional, se identifican barreras contra los riesgos biológicos en varias etapas: sedimentación, filtración y desinfección.

8. Gestión de servicios de agua potable y saneamiento

El esquema tradicional de gestión de servicios de agua potable y saneamiento implicaba que el Estado se ocupara de la totalidad de las acciones involucradas y se relacionara directamente con los usuarios en lo referente a la prestación de estos servicios.

A partir de los años 80-90, se implementaron importantes reformas del sector agua potable y saneamiento (APyS) en la mayoría de los países de la región. En general, estos cambios no estuvieron basados en la búsqueda de eficiencia o mejora del servicio, sino que obedecieron a desencantos con la gestión pública, ideologías políticas, crisis financieras del sector público e influencias externas.

Hubo muchas tendencias comunes en las reformas efectuadas en los países de la región:

- Las reformas fueron acompañadas por un cambio del rol del Estado, separando la definición de políticas públicas, de la regulación (creación de entes de regulación y control) y de la prestación/operación.
- Hubo una tendencia a la descentralización, en muchos casos al nivel más bajo (municipal).
- Hubo entusiasmo por la participación privada, aunque este interés se ha revertido en los últimos años. Se privatizaron servicios en paralelo con la creación de los entes de regulación y control.
- Se propició que las tarifas financiaran los servicios, y en algunos casos se acompañó esta idea con la creación de subsidios para grupos de menores ingresos.

En la región, se logró atraer participación privada relevante únicamente en Chile y Argentina. En Chile alcanzó al 100 % de la población urbana, lo cual se mantiene; la Dirección de Obras Hidráulicas (DOH) del Ministerio de Obras Públicas (MOP) se encarga de los sistemas rurales. En Argentina, se alcanzó un pico del 70 % de la población urbana a mediados de los 90; en la actualidad, el valor es de aproximadamente el 30 %.

En los esquemas actuales de gestión en América Latina, se busca separar el rol de la prestación de los servicios de otros tres roles que originalmente solían recaer también en el prestador del servicio y conspiraban contra la calidad de la prestación, especialmente ante la presencia de actores privados en la gestión de los APyS:

- La regulación económica para la fijación de las tarifas.
- La regulación de las condiciones de calidad de la prestación de los servicios.

El control de las condiciones de calidad y atención al usuario.

Se entiende por *regulación* la práctica de establecer, priorizar, fortalecer, modificar e interpretar reglamentaciones. Sus principales características son:

- Es una acción distinta y externa a la actividad regulada.
- Limita la libertad del regulado.
- Es una política pública de interés general.
- Presupone un patrón o modelo para simular el mercado.
- Debe ser un proceso permanente y dinámico de ajuste.

En lo que sigue, se reseñan los esquemas más usuales en materia de gestión de servicios de agua potable y saneamiento.

Tabla 3.9. Esquemas más usuales en materia de gestión de servicios de agua potable y saneamiento.

A partir de Ríos Pignatta, 2013.

Esquema	Explicación
Estado como prestador de servicios	Existen pocos países en donde esto ocurre. En América Latina era el esquema vigente hasta los años 90.
Concesión	El operador privado se hace cargo de las infraestructuras por un período de 20 o 30 años; financia las inversiones en ese período.
Arrendamiento	El operador privado garantiza la gestión del servicio y mantenimiento de las instalaciones por un período de 10 a 20 años; financia renovación de instalaciones existentes, pero no de nuevas.
Build, Operate, Train, Transfer (BOTT)	El operador privado financia, construye y opera nuevas infraestructuras, y luego factura a la autoridad pública por el servicio prestado. Luego de finalizado el contrato, las mismas son transferidas al Estado.
Contrato de explotación y mantenimiento	El operador tiene la responsabilidad completa de operar las infraestructuras y es remunerado por el Estado.
Contrato de asistencia	En general, contratos de asistencia para gestión y gerenciamiento. El operador debe efectuar un número limitado de tareas; es remunerado por el Estado.

El *control* se define como «el conjunto de actividades ejercidas por el abastecedor con el objetivo de verificar que la calidad del agua suministrada a la población cumpla con la legislación». Concretamente, el control se ocupa de verificar el cumplimiento de las reglamentaciones.

La *vigilancia*, por su parte, se define como «la determinación del grado de cumplimiento de las normativas y la evaluación del riesgo que representa para la salud pública la calidad del agua suministrada por el abastecedor». La responsabilidad de la vigilancia le compete a un organismo independiente (nacional, estatal, provincial) de los anteriores.

El control se diferencia de la vigilancia en la responsabilidad institucional, en la forma de actuación, en la frecuencia de muestreo, en la interpretación y aplicación de los resultados, pero tienen algo de común en el planeamiento y la implementación.

En cuanto a tarifas y subsidios, es necesario mencionar que, a pesar de la búsqueda permanente del autofinanciamiento del sector, en muchos países las tarifas no cubren los costos del servicio. Esto se traduce en una prestación ineficiente y no permite expandir la cobertura y mejorar la calidad de los servicios.

En la actualidad, los servicios APyS en Uruguay responden al esquema presentado en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10. Organismos vinculados a la gestión de agua potable y saneamiento en Uruguay.

Adaptada de Ríos Pignatta, 2013.

<p>Estado DINAGUA (Dirección Nacional de Aguas, del MA)</p>	<p>Cometidos de la DINAGUA Formular políticas nacionales de agua y saneamiento, en cumplimiento de lo dispuesto por el artículo 47 de la Constitución de la República.</p>
<p>Ente de regulación y control URSEA (Unidad Reguladora de Servicios de Energía y Agua)</p>	<p>Funciones de la URSEA Controlar el cumplimiento de las normas vigentes. Establecer los requisitos que deberán cumplir quienes realicen actividades comprendidas dentro de su competencia. Dictaminar preceptivamente en los procedimientos de selección de concesionarios a prestar servicios dentro de su competencia. Resolver, en vía administrativa, las denuncias y reclamos de usuarios. Proponer al Poder Ejecutivo las tarifas técnicas de los servicios regulados. Prevenir conductas anticompetitivas y de abuso de posición dominante. Proteger los derechos de usuarios y consumidores.</p>
<p>Prestador de los servicios (operadores públicos o privados) OSE (Obras Sanitarias del Estado)</p>	<p>OSE es un servicio descentralizado y es el único prestador y operador autorizado.</p>

9. Historia de la tecnología de potabilización en América

El desarrollo de las tecnologías de potabilización en América ha tenido una evolución lenta, que empezó luego de que en 1804 se instalaran filtros lentos para abastecer a una población completa en Paisley, Escocia. En la ciudad de Somerville (Nueva Jersey), se construyó en 1885 el primer filtro rápido que contaba con un sistema de coagulación con sales de hierro.

Las primeras plantas de potabilización completas con coagulación, sedimentación y filtración construidas en América fueron las de Louisville en 1898 y la de Little Falls (Nueva Jersey) diseñada por George Fuller en 1902 (Arboleda, 2003).

La disminución de muertes por causas relacionadas con las enfermedades de transmisión hídrica estuvo relacionada directamente con la propagación de la desinfección con cloro a principios del siglo XX. En 1908, Jersey City (Nueva Jersey) fue la primera ciudad donde se empezaron a tratar las aguas con cloro (Arboleda, 2003). Filadelfia, en 1913, fue la primera gran ciudad que utilizó cloro líquido en América, y en Chicago se comenzó a clorar en 1916 (Arboleda, 2003).

La cloración se propagó rápidamente en Latinoamérica. En la década del 30 las ciudades capitales de esta región ya contaban con un sistema de desinfección mediante cloro; sin embargo, un porcentaje alto de la población no recibía agua desinfectada. Hasta fines de los años 50, las plantas de tratamiento de América Latina eran casi idénticas a las norteamericanas o europeas, proyectadas por una gran cantidad de ingenieros

latinoamericanos que viajaron a Estados Unidos y a Europa a especializarse en el tratamiento del agua (Arboleda, 2003).

Con la fundación en 1944 del Banco Mundial y en 1959 del Banco Interamericano de Desarrollo, todas las ciudades latinoamericanas de cierta importancia construyeron sus plantas de potabilización, con tecnología de manto de lodos. Fue entonces a partir de la década del 50 que otra tecnología se instaló en América Latina: las plantas patentadas. Ejemplo de esto son las plantas de La Atarjea, en Lima (Perú), y en Uruguay las plantas de Aguas Corrientes (Canelones) y Laguna del Sauce (Maldonado). La modalidad «llave en mano» afectó negativamente el desarrollo tecnológico local en materia de potabilización de aguas, que resurgió algunos años después con un perfil propio.

En Latinoamérica, a partir de los trabajos de Jorge Arboleda en 1970, los sistemas de sedimentación de alta tasa se propagaron y hoy son muy utilizados. El uso de medios filtrantes múltiples (arena y antracita) se empezó a difundir a partir de los años 70 en América Latina, en sustitución de los medios de arena sola. Con el objetivo de incrementar las tasas de filtración, se comenzaron a cambiar los medios convencionales por otros de arena y antracita.

La primera planta que modificó sus lechos fue la de La Mariposa, en Caracas (Venezuela) en 1967. En los años siguientes muchas otras plantas hicieron modificaciones similares, como las plantas de Tibitoc, en Bogotá (Colombia) en 1968 y la de Cúcuta (Colombia) en 1970 (Arboleda, 2003).

El sistema de control de los filtros se revolucionó a partir de trabajos de John Cleasby en 1969, quien demostró que era posible convertir una batería de filtros de tasa constante a tasa declinante (Arboleda, 2003).

La hidráulica del lavado se simplificó cuando Greenleaf demostró, a fines del 60, que era posible lavar un filtro con el agua proveniente de otros filtros de la batería. Esta innovación permitió en América Latina el diseño de plantas de tratamiento muy simples, con decantadores de placas y filtros multicelulares de lavado mutuo, que no requieren de controles de velocidad de filtración y reducen a un mínimo el uso de equipos, consumiendo muy poca energía (Arboleda, 2003).

El primer proyecto de filtros de lavado mutuo fue implementado por Blume y Arboleda en 1971 en El Imperial (Perú).

Posteriormente, el ingeniero Severo Vega, en el Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS), desarrolló el proyecto de la planta de Cochabamba (Bolivia) y se efectuaron trabajos de SANEPAR/CEPIS en Paraná (Brasil) diseñados por el ingeniero Carlos Richter.

Actualmente, hay más de 500 plantas de este tipo en América, algunas tan grandes como la de los Berros de México, de $24 \text{ m}^3/\text{s}$, o la batería de Aguas Corrientes habilitada en 2011, que puede filtrar hasta $10.000 \text{ m}^3/\text{h}$.

Otra tecnología importante que se desarrolló en América Latina fue la doble filtración (filtración ascendente-descendente), partiendo de ideas originales de Inglaterra, Holanda y Rusia de principios del siglo XX. El ingeniero Bernardo Grimplastsch fue uno de sus promotores en 1970, y posteriormente, Richter y Arboleda diseñaron en Paraná, en 1972, sistemas modulares de filtros ascendentes-descendentes.

Más tarde, el ingeniero profesor Luiz di Bernardo, en la Universidad de San Carlos (San Pablo), completó los estudios de este tipo de filtros a través de una serie de valiosas tesis de grado (Arboleda, 2003).

10. Breve historia de los servicios de abastecimiento de agua en Uruguay

10.1. Evolución institucional (1866-1952)

La siguiente línea de tiempo fue tomada de la página institucional de OSE.

- 1866-1867: Montevideo enfrenta un verano de sequía extrema y una epidemia de cólera en el verano de 1868. El abastecimiento de agua se realizaba a través de pozos.
- 1867: el Gobierno nacional llama a propuestas para dotar de un servicio permanente de agua a Montevideo (70.000 habitantes, 9.000 viviendas).
- 29/4/1868: se otorga concesión para el suministro de agua corriente a Montevideo a Enrique Fynn, Plácido Lezica y Anacarsis Lanús.
- 1868: inicio de las obras. Fuente de captación río Santa Lucía en el Salto de las Rocas Coloradas, a 56 km del centro de Montevideo. Desde la usina a vapor construida en Aguas Corrientes (capacidad de bombeo 18.000 m³/día) se bombeaba agua del río Santa Lucía, sin tratar, a través de la primera línea de bombeo, de 24" de diámetro, de hierro fundido, a un tanque próximo a La Paz (Cuchilla Pereira), desde donde llegaba a Montevideo por gravedad.
- 18/7/1871: inauguración del servicio Fuente Plaza Constitución.
- 1879: Lezica, Lanús y Fynn ceden la concesión a The Montevideo Waterworks Co., que brindó el servicio hasta el 1.º de febrero de 1950.
- 1886-1887: tercera epidemia de cólera en Uruguay. Problemas con la calidad del agua corriente. El estado exige mejorar las condiciones del servicio. En 1891 se inaugura la primera planta de potabilización, que incluye decantadores y filtros lentos.
- 1952: por la Ley 11.907, del 19 diciembre de 1952, se crea la Administración de las Obras Sanitarias del Estado (OSE), como servicio descentralizado del MOP. Surge de la fusión de la Compañía de Aguas Corrientes (empresa privada nacionalizada) y la Dirección de Saneamiento del MOP, quedando así, a cargo de OSE, la prestación del servicio de agua potable en todo el país y el servicio de saneamiento en el interior. En su Ley Orgánica, artículo 3.º se establece que: «La prestación del servicio de obras sanitarias, y los cometidos del organismo, deberán hacerse con una orientación fundamentalmente higiénica, anteponiéndose las razones de orden social a las de orden económico».

10.2. Datos recientes

Los datos que se presentan en la Tabla 3.11 y las figuras 3.8 y 3.9 fueron tomados del sitio oficial de OSE (<http://www.ose.com.uy/>) el 24/6/2023.

Cobertura de abastecimiento de agua potable

- 99 % de la población nucleada del país:
 - 1.123. 500 conexiones
 - 3.304.300 habitantes

Servicio

- 91 plantas UPA (unidad potabilizadora de agua) instaladas en 54 localidades (a mayo de 2018)
- 77 plantas potabilizadoras, más de 900 perforaciones
- 17.400 km de redes de distribución

Producción

Los datos de producción más recientes publicados por OSE corresponden a 2016. En ese año se elevaron 356,4 millones de m³ de agua potable, de los que 322,7 (90,5 %) correspondieron a agua superficial. El 65 % del total de agua potabilizada ese año, que es el 72 % del agua superficial, fue producido por la planta potabilizadora de Aguas Corrientes (Área Metropolitana de Montevideo). En la Figura 3.8 se presentan la tabla de datos y el gráfico en que se comparan porcentualmente los porcentajes anuales de agua potable de origen superficial y subterráneo. Nótese que las dos únicas regiones que se abastecen únicamente con agua superficial son el Área Metropolitana, que depende de la Usina de Aguas Corrientes, y la zona abastecida por la UGD Maldonado, que se abastece de la Usina de Laguna del Sauce.

Tabla 3.11. Plantas potabilizadoras de OSE.

A partir de <http://www.ose.com.uy/>

	Localidad	Fuente de Agua	Producción anual (m ³)
Plantas de la cuenca del río Negro	Aceguá	Cañada s/n	99,001.
	Andresito	Arroyo Grande	23,893
	Ansina	Río Tacuarembó Grande	157,958
	Cerrillada	Cañada s/n	11,413
	Durazno	Río Yi	2,427,775
	Fraile Muerto	Arroyo Fraile Muerto	227,756
	Mercedes	Arroyo Bequeló	4,053,277
	Minas de Corrales	Arroyo Corrales	274,960
	Paso de los Toros	Río Negro	626,925
	Rivera	Arroyo Cuñapirú	1,181,627
	San Gregorio	Río Negro	242,130
	Santa Clara de Olimar	Arroyo Pablo Páez	16,871
	Sarandí Grande	Arroyo del Sauce	54,541
	Sarandí del Yí	Río Yi	493,307
	Tacuarembó	Arroyo Tacuarembó Chico	3,663,537
	Trinidad	Arroyo Porongos	1,927,468
Vichadero	Cañada s/n	99,001	

	Localidad	Fuente de Agua	Producción anual (m ³)
Plantas de la cuenca del río de la Plata	Montes	Arroyo Solís Grande	697.942
	Ecilda Paullier	Arroyo Pavón	s/d
	Nueva Helvecia	Río Rosario	1.099.340
	Rosario	Río Rosario	562.210
	Carmelo	Arroyo Las Vacas	1.409.101
	Colonia	Río de la Plata	2.508.252
	Juan Lacaze	Río de la Plata	949.953
	Laguna del Cisne	Laguna del Cisne	3.776.431
	Solís de Mataojo	Arroyo Mataojo	169.193
	Laguna del Sauce	Laguna del Sauce	19.960.490
	La Floresta	Arroyo Sarandí	221.076
Plantas de la cuenca del río Santa Lucía	Florida	Río Santa Lucía Chico	2.233.972
	25 de Mayo	Cañada Isla Mala	60.615
	Paso Severino	Río Santa Lucía Chico	65.740
	Minas Maggiolo	Arroyo San Francisco	3.033.192
	Minas (UPA)	Río Santa Lucía	25.003
	Tala	Arroyo Vejigas	159.640
	Fray Marcos	Río Santa Lucía	139.975
	San Ramón	Río Santa Lucía	1.316.364
	Santa Lucía	Río Santa Lucía	623.598
	Aguas Corrientes	Río Santa Lucía	225.127.528
	San José	Río San José	3.633.708
Plantas de la cuenca del río Uruguay	Bella Unión	Río Uruguay	529.869
	Artigas	Río Uruguay	529.869
	Salto	Río Uruguay	9.961.239
	Paysandú	Río Uruguay	9.751.533
	Guichón	Arroyo Guayabo Chico	170.824
	Fray Bentos	Río Uruguay	2.437.244
	Dolores	Río San Salvador	1.260.762
	La Chinita	Río Daymán	9.940
	Nueva Palmira	Río Uruguay	676.085

	Localidad	Fuente de Agua	Producción anual (m ³)
Plantas de la cuenca de la Laguna Merín	Enrique Martínez	Río Cebollatí	82.935
	José Pedro Varela	Arroyo Corrales	409.414
	Vérgara	Arroyo Parao	254.574
	Battle y Ordóñez	Arroyo Nico Pérez	172.342
	Aiguá	Arroyo Corrales	409.414
	Treinta y Tres	Río Olimar	2.687.935
	Lascano	Río Cebollatí	598.498
	Río Branco	Río Yaguarón	1.055.100
	Melo	Río Tacuarí	4.956.742
	Bañado Medina	Arroyo Bañado Medina	8.288
	Lago Merín	Lago Merín	117.900
	Cerro Chato	Cañada Salto de Agua	210.975
Plantas cuenca del océano Atlántico	Aguas Dulces	Laguna García	101.871
	Rocha	Arroyo De los Rocha	1.903.495
	La Paloma (UPA Costa Azul)	Arroyo La Palma	136.635
Plantas desferrificadoras de aguas subterráneas	Río Branco	--	1.055.100
	Planta La Paloma	--	299.798
	Bassotti	--	17.407
	Barra del Chuy	--	s/d
	Valizas	--	s/d
Plantas con tratamiento por ósmosis	Ósmosis Andresito	--	s/d
	Ósmosis Villa Pasano	--	s/d
	Ósmosis Palo Solo	--	s/d

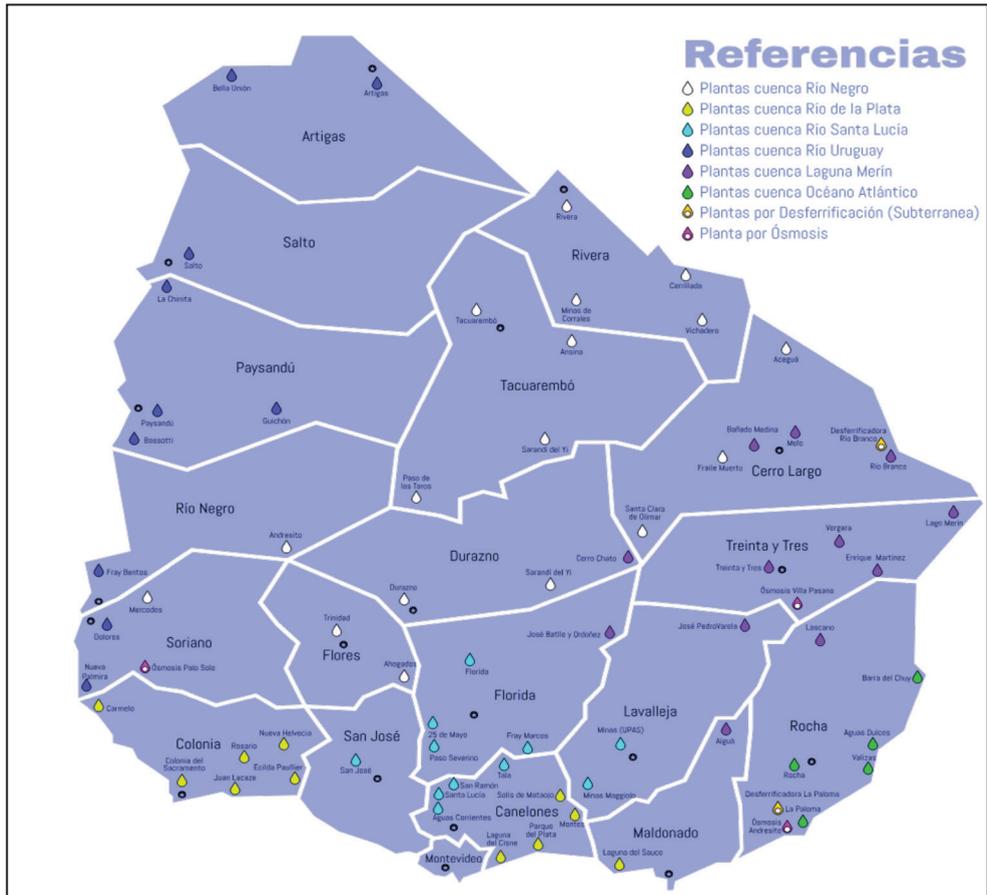


Figura 3.8. Ubicación de las plantas potabilizadoras de OSE.
Tomada de <http://www.ose.com.uy/>

Procedencia por Región | Año 2016 | Fuente SDF

Gerencia Regional	Superficie (m3/año)	Superficial (%)	Subterránea (m3/año)	Subterránea (%)	Elev-Tot (m3/año)
CENTRO	10.639.672,6	70,3	4.490.615,3	29,7	15.130.288,0
LITORAL NORTE	28.509.357,5	75,8	8.142.818,7	24,2	33.652.176,2
LITORAL SUR	18.344.204,2	71,0	7.477.204,7	29,0	25.821.408,9
METROPOLITANA	233.272.473,0	100,0	0,0	0,0	233.272.473,0
NORESTE	14.039.510,9	58,3	10.040.583,2	41,7	24.080.094,1
SURESTE	10.803.321,7	75,0	3.597.514,3	25,0	14.400.836,0
UGD MALDONADO	20.090.436,0	100,0	492,0	0,0	20.090.928,0
TOTAL PAIS (m3/año)	322.698.9076,0		33.749.228,1		356.448.204,2
TOTAL PAIS (%)		90,5		9,5	100,0

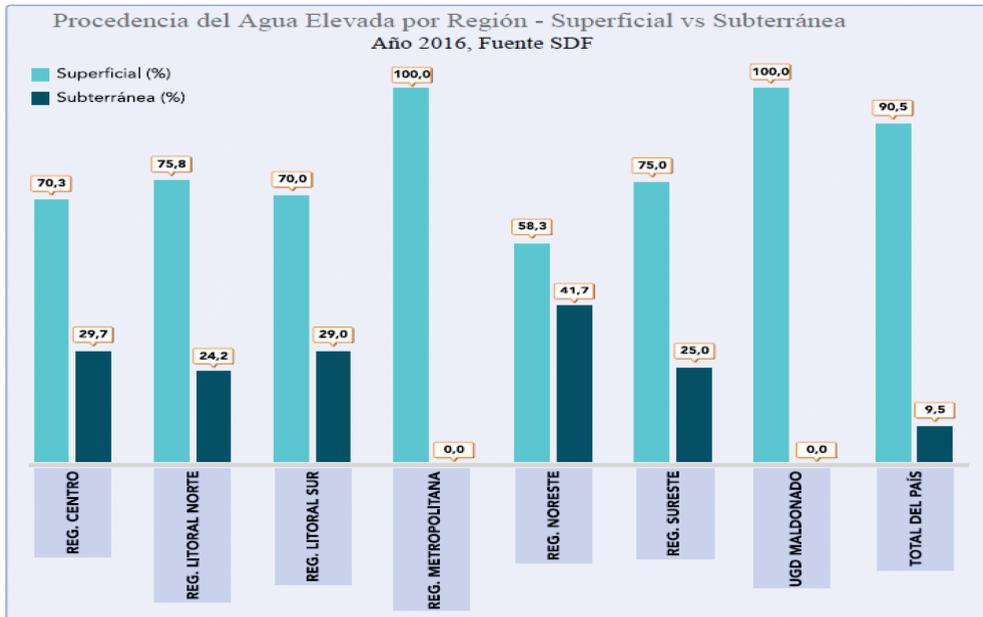


Figura 3.9. Producción de agua potable en el año 2016.

Tomada de <http://www.ose.com.uy>

Referencias bibliográficas

- Arboleda, J. (2003). *Historia del desarrollo de la tecnología de la purificación del agua*. Página de la División Agua Potable (DIAGUA) de Aidis Interamericana.
- Astillero Pinilla, M. J., Elortegi Gabikagogeaskoa, A., García Vázquez, R. y Palanca Cañón, D. (2012). Planes de Seguridad del Agua. Análisis de peligros y evaluación de los riesgos en un abastecimiento de Bizkaia. Aplicación a una captación. *Revista Salud Ambiental*, 12(2), 122-125.
- Borbolla-Sala, Manuel E., Cruz-Vázquez, L. de la; Piña-Gutiérrez, O. E.; Fuente-Gutiérrez, J. C. de la y Garrido-Pérez, S. M. G. (2003). Calidad del agua en Tabasco. *Salud en Tabasco*, 9(1), 170-177. Villahermosa: Secretaría de Salud del Estado de Tabasco.
- Di Bernardo, L. (1993). *Métodos e técnicas de tratamiento de agua*. Río de Janeiro: Abes.
- Ente Nacional de Obras Hídricas de Saneamiento (2000). *Guías para la presentación de proyectos de agua potable*.
- Gehrig, J. y Rogers, M. M. (2009). *Agua y conflicto. Incorporar la construcción de paz al desarrollo de agua*. Baltimore: Catholic Relief Services.
- Gil, M. J., Soto, A. M., Usma, J. I. y Gutiérrez, O. D. (2012). Contaminantes emergentes en aguas, efectos y posibles tratamientos. *Revista Producción + Limpia*, 7(2), 52-73
- Gobierno de la República de Panamá. (2016). *Plan Nacional de Seguridad Hídrica 2015-2050: Agua para Todos*. Consejo Nacional del Agua, República de Panamá.
- Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente (2017). *Plan Nacional de Aguas*.
- Monteiro, T. (s. f.). Planes de Seguridad del Agua. Avances, oportunidades y retos en la LAC. PAHO/WHO ETRAS.
- Obras Sanitarias del Estado (2015). *Potabilización y calidad del agua. Evento Maldonado*. http://www.ose.com.uy/calidad_del_agua/evento_2.html
- Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura-World Water Assessment Programme (2015). *Informe de las Naciones Unidas sobre los Recursos Hídricos en el Mundo 2015: agua para un mundo sostenible. Resumen ejecutivo*.
- Organización Mundial de la Salud (2004). *Guías para la calidad del agua potable* (3.ª ed.).
- Organización Mundial de la Salud (2017). *Progresos en materia de agua potable, saneamiento e higiene: informe de actualización de 2017 y línea de base de los ODS* [Progress on drinking water, sanitation and hygiene: 2017 update and SDG baselines]. Ginebra: Organización Mundial de la Salud y el Fondo de las Naciones Unidas para la Infancia.
- Organización Mundial de la Salud (2018). *Guías para la calidad del agua de consumo humano: cuarta edición que incorpora la primera adenda* [Guidelines for drinking-water quality: fourth edition incorporating first addendum]. Ginebra: Organización Mundial de la Salud; 2018. Licencia: CC BY-NC-SA 3.0 IGO.
- Ríos Pignatta, D. (2013). *Material del curso Potabilización de Aguas*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Rojas, R. (2006). Planes de Seguridad del Agua (PSA), OMS/OPS/SDE/CEPIS-SB OPS. Hojas de divulgación técnica N.º 100.

Bibliografía

- Administración de las Obras Sanitarias del Estado (2012). Norma Interna de Calidad de Agua Potable. Aprobada por R/D N.º 1628/12 del 21/11/2012.
- Amézquita-Marroquín, C. P., Pérez-Vidal, A. y Torres-Lozada, P. (2014). Evaluación del riesgo en sistemas de distribución de agua potable en el marco de un plan de seguridad del agua. *Revista ELA*, 11(21), 159-169. <http://dx.doi.org/10.14508/reia.2014.11.21.159-169>
- Arboleda, J. (2000). *Teoría y práctica de la purificación del agua*. (3.ª ed.). Bogotá: McGraw-Hill.
- Dirección Nacional de Impresiones y Publicaciones Oficiales. www.impo.gub.uy
- Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. Norma UNIT 833:2008. Reimpresión corregida julio 2010. Agua Potable-Requisitos. <http://www.who.int>

López Díaz, J. (2016). *Material del curso Introducción a la Ingeniería Sanitaria*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.

<https://medlineplus.gov/spanish/parasiticdiseases.html>

Orellana, J. A. (2005). *Ingeniería sanitaria*. Universidad Tecnológica Nacional, República Argentina.

Pérez Vidal, A., Torres Lozada, P. y Cruz Vélez, C. H. (2009). Planes de Seguridad del Agua. Fundamentos y perspectivas de implementación en Colombia. *Revista Ingeniería e Investigación*, 29(3), 79-85.

Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura-Programa Hidrológico Nacional (2012). *Octava fase. Seguridad hídrica: respuestas a los desafíos locales, regionales, y mundiales. Plan estratégico PHlgVIII 2014-2021*. Traducción: Comité Nacional del PHI de México e Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).

Regional Office for the Americas of the World Health Organization (2018). *El sistema HACCP: los siete principios*. www.paho.org

Richter, C. A. (1991). *Tratamiento de agua*. San Pablo: Blucher.

Rickert, B., Schmoll, O., Rinehold, A. y Barrenberg, E. (2014). *Water safety plan: a field guide to improving drinking-water safety in small communities*. Copenhagen: World Health Organization.

Unidad Reguladora de Servicios de Energía y Agua (2018). Reglamento de Planes de Seguridad del Agua en Uruguay. https://www.gub.uy/unidad-reguladora-servicios-energia-agua/sites/unidad-reguladora-servicios-energia-agua/files/documentos/noticias/Reglamento_PSA-Marzo_2018.pdf

Sistemas de saneamiento

1. Generalidades

El saneamiento provee la infraestructura necesaria para el alejamiento de las aguas residuales desde su punto de generación. La instalación sanitaria interna de un padrón debe ser concebida acorde al tipo de sistema de saneamiento público del lugar donde se emplaza.

Los sistemas de saneamiento se suelen agrupar en *dinámicos* y *estáticos*, según que los líquidos en ellos tengan velocidad de escurrimiento significativa o no. Hoy en día hay una nueva agrupación denominada *alternativos*. Los sistemas de saneamiento estáticos son necesarios cuando no existen redes de saneamiento y se integran en la instalación sanitaria interna, dado que deben construirse dentro del padrón. Existen por lo menos tres variantes: depósito fijo filtrante, depósito fijo impermeable y fosa séptica. Esta última tiene como necesidad la colocación de otro sistema aguas abajo y puede también formar parte de un sistema de saneamiento dinámico de tipo alternativo, reteniendo los sólidos y enviando al colector únicamente los residuos líquidos.

Los sistemas dinámicos implican la existencia de colectores o redes de saneamiento que conducen las aguas residuales, una vez fuera del padrón, hacia un punto de tratamiento o disposición final de estas. Existen, por lo menos, dos variantes de sistemas de saneamiento dinámico: las redes unitarias y las separativas; un tercer caso es el de los colectores mixtos, de los que hay pocos ejemplos en nuestro país.

2. Clasificación de los sistemas de saneamiento

A continuación, se presenta una posible clasificación de los distintos sistemas de saneamiento que son utilizados o son de potencial uso en nuestro país.

2.1. Sistemas estáticos

Los sistemas estáticos, en líneas generales, consisten en un depósito de acumulación que recibe los líquidos residuales generados en la vivienda —eventualmente, en el conjunto de viviendas— a la que sirve. Existen variantes en su concepción y diseño: depósito fijo filtrante, depósito fijo impermeable, fosa séptica como unidad intermedia aguas arriba de otro sistema.

2.1.1. Baño seco

El baño seco es un sistema que busca reciclar y recuperar la materia orgánica y los nutrientes provenientes de las excretas humanas, con el fin de reutilizarlos en plantas y evitar la propagación de enfermedades. Sus elementos constitutivos se pueden apreciar en la Figura 4.1: inodoro y separador (separa las heces de la orina).

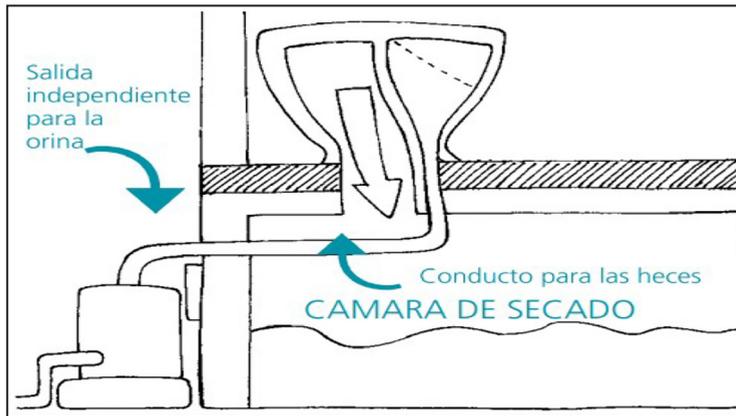


Figura 4.1. Esquema de un baño seco.
Tomada de <http://ecotec.unam.mx/>

2.1.2. Depósito fijo filtrante

Cuando se debe dar solución en materia de saneamiento a viviendas aisladas o considerablemente espaciadas entre sí (por ejemplo, viviendas rurales), es posible plantearse el empleo de depósitos fijos filtrantes. Obviamente, esto solo es posible si las características del terreno lo permiten, pues debe tratarse de suelos preferiblemente arenosos o al menos con permeabilidad significativa y con la napa freática alejada.

Como su nombre lo indica, este tipo de depósito permite que los líquidos filtren al terreno a través de sus paredes —y, eventualmente, también del fondo—, las que normalmente se construyen con ladrillos o bloques a junta abierta. Por esa razón su uso se restringe a viviendas aisladas, para evitar riesgos asociados a la contaminación de la napa freática. Además, aun tratándose de una única vivienda, es necesario que el depósito filtrante para retención de las aguas servidas se ubique aguas abajo del pozo de abastecimiento de agua y a la máxima distancia posible de él. Las recomendaciones al respecto son variadas: la Intendencia de Montevideo (IM) fija un valor mínimo de 100 m a cualquier pozo de agua para abastecimiento y a la medianera; la Intendencia de Canelones no la considera una opción válida en zonas urbanas ni suburbanas de su jurisdicción; el Decreto 253/979 fija distancias mínimas para infiltración al terreno de 50 m a cursos de agua o pozos manantiales.

Por las condiciones en las que es correcto usar este tipo de depósitos, su dimensionado no suele estar sujeto a limitaciones de espacio. No suelen construirse de volumen inferior a los 3 m³ ni sobrepasar el valor de 8 m³. En general, se suele prever 1 m² de superficie filtrante efectiva por habitante servido, valor que en general resulta compatible con la vida útil de estos depósitos, que depende de la capacidad filtrante efectiva. Por ejemplo, para una familia tipo de 4 personas, se requerirá una superficie efectiva filtrante de 4 m²; si se piensa en un pozo prismático con 4 paredes de 1 m x 1 m, el fondo resulta ser también de 1 m x 1 m, y el volumen útil será de 1 m³. En este caso, el criterio que primará en el dimensionado será el del volumen mínimo de 3 m³. Al momento de dimensionar este tipo de depósito, no se suele tomar en cuenta el área del fondo como superficie filtrante efectiva, debido a que esta se colmata rápidamente. Si bien el material que retienen los pozos filtrantes es mucho menor que el total de los aportes que reciben, a lo largo del tiempo no solo se van acumulando sólidos en el depósito, sino que las paredes permeables (las juntas)

se van colmatando por las propias partículas sólidas que viajan en el líquido que filtra y, en consecuencia, la capacidad filtrante va decayendo hasta dejar de ser efectiva. Finalmente, acaba por ser necesario el abandono de ese pozo. El abandono de un depósito requiere que se lo cierre y tape para evitar accidentes y condiciones favorables para el desarrollo de vectores. El relleno debe realizarse con materiales como escombros, arena o tierra, colocados siempre de mayor a menor tamaño para minimizar las oquedades remanentes. Eventualmente, puede aplicarse una capa de cal como sello sanitario.

El depósito filtrante debe ventilarse; el circuito de ventilación se establece colocando una reja de aspiración que permita la entrada de aire a un nivel próximo al de la tapa del depósito y evacua por una columna de ventilación que debe tener una altura mínima de 2 m. La columna de ventilación debe estar protegida con un sombrerete para evitar la entrada de aguas pluviales, animales u objetos extraños.

Asimismo, todo depósito filtrante debe tener tapa y contratapa. En la cámara anterior al depósito fijo filtrante se debe colocar un sifón desconector a modo de barrera hidráulica para los gases que se producen en el interior del depósito durante los procesos de descomposición de materia orgánica que allí tienen lugar.

En la Figura 4.2 se muestra un esquema de un depósito fijo filtrante, con todos los elementos que lo componen.

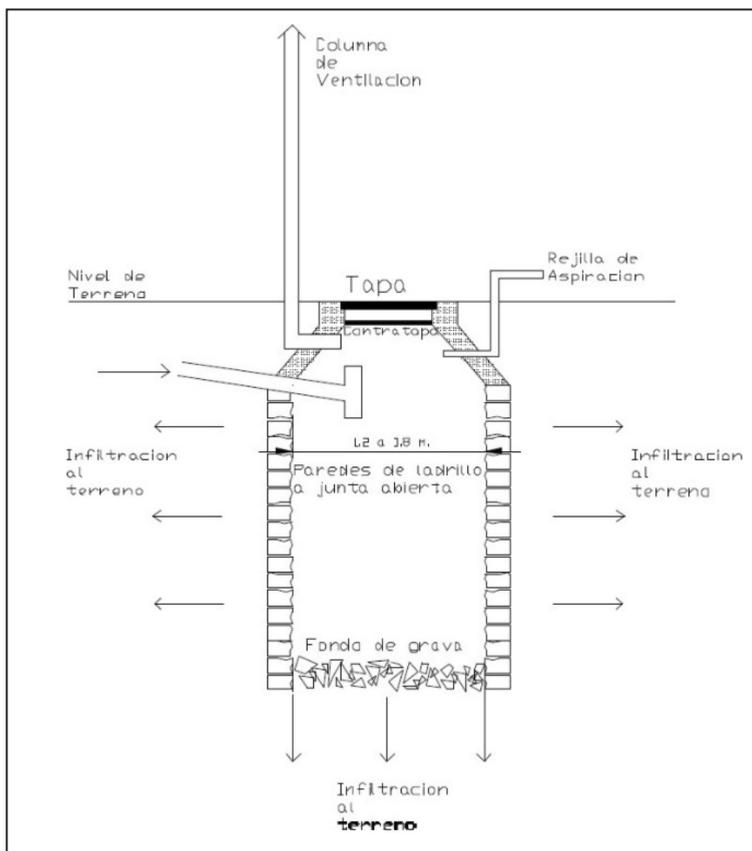


Figura 4.2. Depósito fijo filtrante.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

2.1.3. Depósito fijo impermeable

En zonas que no cuentan con colectores de saneamiento, pero la densidad de viviendas no permite considerarlas como aisladas, no deben colocarse depósitos fijos filtrantes como solución de saneamiento. En tal caso, corresponde que el depósito fijo sea impermeable. La impermeabilidad del depósito debe garantizarse no solo en la elección de materiales y proceso constructivo: estos depósitos deben ser revocados interiormente y lustrados con lechada de cemento. El fondo del depósito debe tener pendiente, de modo que el punto más bajo se ubique enfrente a la boca de acceso para vaciado. Se trata de una solución de relativamente baja inversión inicial.

Se debe ventilar del mismo modo que los depósitos fijos filtrantes (reja de aspiración y columna elevada protegida con sombrerete), y lleva tapa y contratapa.

Los volúmenes admisibles de los depósitos fijos impermeables que sirven a una única vivienda deben equilibrar facilidad operativa con costos de mantenimiento. La Norma del Área Metropolitana de Montevideo indica una capacidad mínima útil de 5.000 litros y aclara que, en caso de agrupamiento de hasta 5 unidades locativas, se contemplará una reducción de hasta 3.000 litros por unidad.

En función del número de usuarios que aportan al depósito fijo impermeable y de su consumo de agua diario (dotación), dado un volumen de depósito queda definida la frecuencia aproximada de su limpieza. Dicha limpieza se lleva a cabo a través de camiones barométricos, para los cuales se debe considerar y proveer accesibilidad al momento de la ubicación del depósito. Por ejemplo, para una familia tipo de 4 personas con un consumo de agua de 150 L/hab.día, suponiendo un aporte a los desagües del 90 % del agua consumida (135 L/hab.día), un depósito de 5 m³ debería ser limpiado cada unos 9 días ($5000/(135*4)$); en tanto uno de 8 m³ debería ser limpiado cada dos semanas.

Estas frecuencias de limpieza, que obviamente redundan en costos e incomodidades para los propietarios del depósito, son los que terminan forzando las prácticas prohibidas, pero habituales, de los «robadores» de los pozos por los cuales se evacuan los líquidos del depósito al cordón cuneta o a la cuneta, y se retienen únicamente los sólidos, logrando incrementar el período de tiempo entre limpiezas. Lo que en principio el propietario del depósito «pinchado» ve como un beneficio, acaba por ser una condición de deterioro ambiental que sufre él mismo y que impone a sus vecinos, implicando a su vez riesgos sanitarios especialmente para los niños que juegan en la calle. Por otro lado, el servicio barométrico muchas veces genera incomodidades entre los vecinos por malos olores, desbordes y dificultades en el tránsito.

De acuerdo con la Norma del Área Metropolitana de Montevideo, los depósitos fijos impermeables deben estar situados en espacio abierto, próximo a la vía pública, con previsiones de conexión a futuro colector, retirado un mínimo de 2 m del predio lindero y 10 m de cualquier captación de agua subterránea con destino a consumo. Esta disposición no existe para depósitos fijos filtrantes pues, como se ha dejado en claro, solo deben ser construidos para el caso de viviendas aisladas o muy espaciadas.

En la cámara anterior al depósito fijo impermeable (cámara 1), se debe colocar un sifón desconector a modo de barrera hidráulica para los gases que se producen en el interior del depósito durante los procesos de descomposición de materia orgánica que allí ocurren.

La vida útil de estos depósitos solo está condicionada por la calidad de su construcción, puesto que las operaciones de limpieza y mantenimiento son inevitablemente rutinarias y frecuentes.

La ubicación de los depósitos fijos debe ser siempre al frente de la vivienda. Esto no solo facilita las operaciones de limpieza, sino que en el momento en que se construya una red de saneamiento a la que la vivienda se pueda conectar, es la forma más sencilla y económica de propiciar la conexión, porque la instalación sanitaria interna ya se ha construido evacuando hacia el frente.

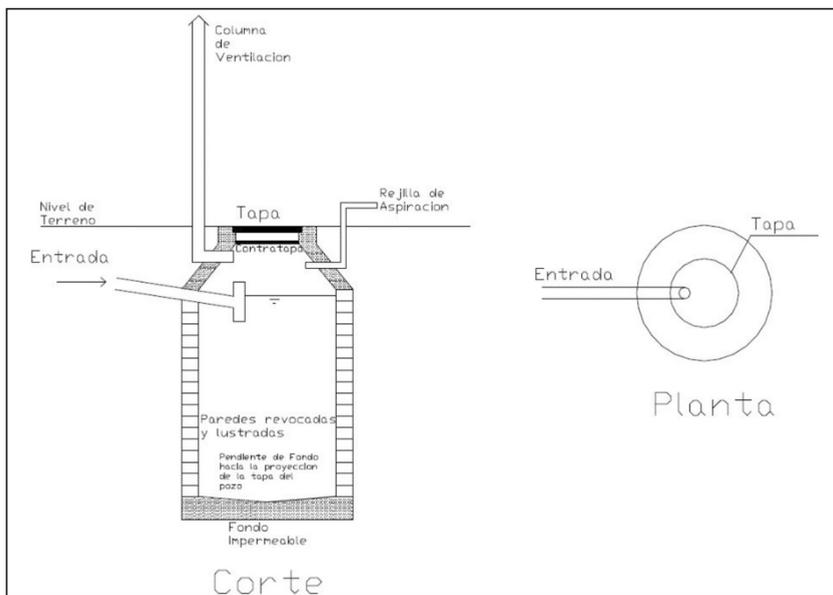


Figura 4.3. *Depósito fijo impermeable.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Si el depósito estuviera colocado al fondo del terreno y la instalación estuviera en consecuencia construida con pendiente hacia el corazón de la manzana, es posible que al construirse la red de saneamiento frentista —a la que por ley es obligatorio conectarse— el vecino necesite levantar los pisos de su vivienda para corregir las pendientes de la red interna, y eventualmente puede tener dificultades para desaguar a la red pública en función de la longitud a recorrer y la profundidad a la que se haya construido el colector (la cota de conexión disponible).

2.2. Fosa séptica

La fosa séptica es una variante de saneamiento estático que es además compatible con alguna concepción de saneamiento dinámico o que puede anteceder a algunos tipos de planta de tratamiento de efluentes. Por ende, es una unidad de pretratamiento de las aguas residuales. Tiene en común con el depósito fijo impermeable su estanqueidad, el circuito de ventilación, la existencia de tapa y contratapa, y las pendientes de fondo orientadas hacia las bocas de acceso para limpieza.

Sin embargo, la fosa séptica prevé en su diseño la evacuación de los líquidos residuales, a diferencia del depósito fijo impermeable, que acumula la totalidad de los residuos, líquidos y sólidos (Figura 4.4).

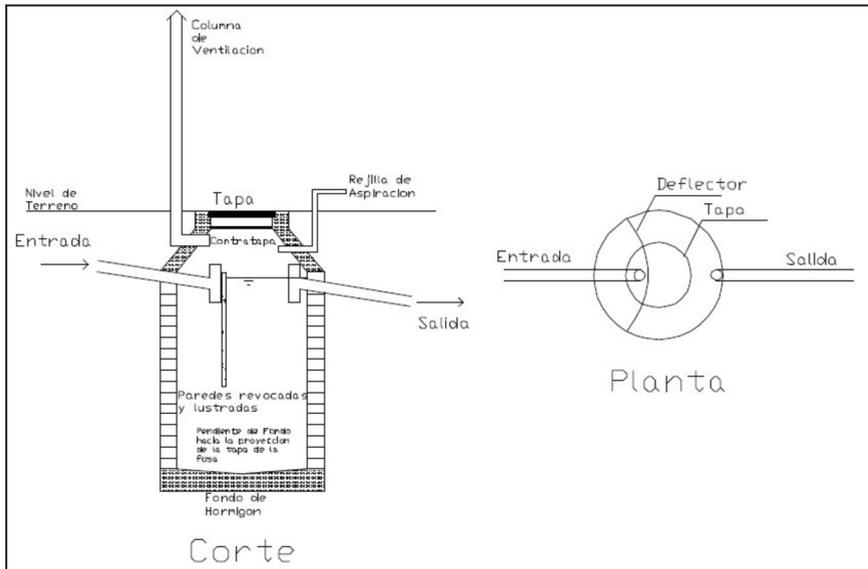


Figura 4.4. Fosa séptica.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Las principales funciones de la fosa séptica son la remoción de parte de la materia orgánica presente en el agua residual mediante procesos anaerobios (degradación anaeróbica), la remoción de sólidos suspendidos (sedimentación) y material flotante (flotación), además de funcionar como un atenuador de picos de descarga.

Habitualmente, están compartimentadas en su interior, con un recinto inicial donde se acumulan los sólidos y un segundo recinto destinado principalmente a los líquidos, pero este diseño no es obligatorio. Es habitual encontrar variantes de fosas sépticas sin compartimentar.

Tanto la entrada como la salida de una fosa séptica suelen materializarse con sendas T sanitarias; a veces pueden tener también tabiques que direccionen la entrada del líquido y eviten la salida de flotantes o grasas.

La salida del efluente de una fosa séptica puede conducirse a una red de efluentes decantados, a una planta de tratamiento que, por lo general, es de tipo tratamiento natural (humedales artificiales u otras variantes), a infiltración al terreno, rara vez y solo en casos especiales a riego, o eventualmente a un pozo de bombeo que impulse hacia otro sistema de saneamiento. Esto último está previsto a modo de excepción en el Reglamento para el Trámite y Ejecución de Redes de Distribución de Agua Potable y de Redes de Saneamiento, Solicitadas por Terceros de OSE (2019), que es de aplicación para todos los casos excepto para cooperativas de viviendas con financiación del Ministerio de Vivienda y Ordenamiento Territorial para conjuntos de MEVIR (Movimiento de Erradicación de la Vivienda Insalubre Rural), ya que en ambos casos el organismo tiene reglamentos específicos. Cuando se coloque una fosa séptica previo a un pozo de bombeo, el reglamento prevé que su capacidad se calcule con un volumen de 300 L diarios por vivienda servida.

El diseño de las fosas sépticas se basa en los siguientes principios:

- Tiempo de retención de las aguas residuales en la unidad suficiente para que se produzca la separación de los sólidos.
- Volumen suficiente para la acumulación de lodos y espumas.
- Evitar zonas muertas, así como cortocircuitos.
- Asegurar la correcta ventilación de los gases.

Las disposiciones constructivas que prevé la Norma del Área Metropolitana indican que la capacidad debe ser la equivalente al volumen diario del líquido residual vertido por la unidad o unidades locativas servidas, con un mínimo de 2400 litros. Para tanques de sección rectangular fija, dimensiones mínimas B x L de 1 m x 2 m con una profundidad mínima útil H de 1,2 m y cumpliendo $B/H < 2$. Para tanques de sección circular, el diámetro mínimo D es de 1,6 m y la profundidad mínima útil H es también de 1,2 m, cumpliendo $D < 2H$.

Para determinar la capacidad requerida por la fosa séptica ha de considerarse la contribución de aguas residuales y lodo fresco al sistema. La Tabla 4.1 está basada en la Norma brasileña ABNT NBR 7229/1993 y en recomendaciones de OSE.

Tabla 4.1 *Aporte de agua residual y lodo en L/día por unidad.*

Basada en Norma ABNT NBR 7229/1993 y en recomendaciones de OSE.

Edificio	Unidad	Aguas residuales	Lodo fresco
Ocupantes permanentes			
Poblaciones de más de 20.000 habitantes	Habitante	200	1
Poblaciones de menos de 20.000 habitantes	Habitante	150	1
Hotel (excepto lavandería y cocina)	Huésped	120	1
Alojamiento provisorio	Huésped	80	1
Ocupantes temporales			
Fábrica (no incluye agua residual industrial)	Funcionario	70	0,30
Oficina	Funcionario	50	0,20
Edificios públicos o comerciales	Funcionario	50	0,20
Escuelas	Estudiante	50	0,20
Bares	Cliente	6	0,10
Restaurantes (excepto cocina)	Plato servido	25	0,10
Cines y teatros	Butaca	2	0,02
Baños públicos	Inodoro	480	4

El volumen de efluente se calcula multiplicando la dotación diaria por un coeficiente de retorno que generalmente puede ubicarse en el rango de 0,80 a 0,90. El valor que emplea OSE es de 0,90 (Viapiana *et al.*, 2016). La dotación diaria se considera 200 L/hab d para poblaciones de más de 20.000 habitantes y de 150 L/hab d para poblaciones de menos de 20.000 habitantes.

Los pasos a seguir para el diseño, según la Norma brasileña ABNT NBR 7229/1993, se indican en lo que sigue:

1. Determinación de la contribución de aguas residuales y lodo fresco al sistema de saneamiento:

$$Q = N \times \text{Dot}_{AR}$$

Siendo:

Q: caudal de contribución de aguas residuales en la unidad de aporte (L/d)

N: número de personas o unidades contribuyentes (unidad)

Dot_{AR} : contribución de aguas residuales por cada unidad de aporte [L/(unidad.d)] de

Tabla 4.1

2. Determinación del tiempo de retención hidráulico (T_r)

Este dependerá del caudal contribuyente a la unidad, según lo especificado en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Tiempo de retención hidráulico.

Tomada de Norma ABNT NBR 7229/1993

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención	
	Días	Horas
Hasta 1.500	1.00	24
De 1.501 a 3.000	0.92	22
De 3.001 a 4.500	0.83	20
De 4.501 a 6.000	0.75	18
De 6.001 a 7.500	0.67	16
De 7.501 a 9.000	0.58	14
Más de 9.000	0.50	12

3. Determinación de la tasa de acumulación total de lodo (K)

Como se muestra en la Tabla 4.3, esta dependerá del intervalo de limpieza fijado al momento del diseño y de la temperatura ambiente.

Tabla 4.3. Tasa de acumulación de lodo según intervalo de limpieza y temperatura ambiente.

Tomada de Norma ABNT NBR 7229/1993.

Intervalo entre limpiezas (años)	Valores de K según intervalo de temperatura ambiente (t) en °C		
	$t \leq 10$	$10 \leq t \leq 20$	$t > 20$
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

4. Cálculo del volumen útil de la fosa séptica. Este se determina a partir de la siguiente ecuación:

$$V = 1000 + N \times (D_{otAR} \times T_r + K \times L_f)$$

Donde:

V: volumen útil de la fosa séptica (L)

N: número de personas o unidades contribuyentes

D_{otAR} : contribución de aguas residuales por cada unidad de aporte [L/(unidad d)]

T_r : tiempo de retención (d)

K: tasa de acumulación total de lodo (d)

L_f : contribución de lodo fresco [L/(unidad d)]

5. Determinación del número de cámaras

La fosa séptica se puede diseñar con varias cámaras en serie. Este uso múltiple se recomienda especialmente para unidades de volúmenes pequeño a mediano, que sirvan hasta a 30 personas. Por lo general, se utilizan dos cámaras.

6. Consideraciones geométricas al momento del diseño

Las fosas sépticas pueden diseñarse cilíndricas o prismáticas; estas últimas son las de mayor uso. Las consideraciones a tener en cuenta son las siguientes:

- Diámetro interno mínimo: 1.10 m (fosas cilíndricas).
- Ancho interno mínimo: 0.80 m (fosas prismáticas).
- Relación largo/ancho: 2:1 a 4:1 (fosas prismáticas).
- Pendiente de fondo: entre 1 % y 4 %.
- Largo mínimo de cada compartimento: 0.60 m.
- Profundidad útil según Tabla 4.4.

Tabla 4.4. *Profundidades útiles de fosas sépticas.*

Volumen útil (m ³)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
Hasta 6	1.20	2.20
De 6 a 10	1.50	2.50
Más de 10	1.80	2.80

Para profundidades mayores a 2 m es recomendable que el tiempo entre limpiezas sucesivas no exceda los 2 años.

Si bien la ubicación de las fosas sépticas depende del destino final del efluente líquido, siempre debe tenderse a que las fosas individuales estén ubicadas al frente de la vivienda, previendo el mantenimiento (vaciado) periódico. Esto es frecuente en redes de saneamiento de efluentes decantados. En conjuntos de viviendas, suele dejarse un predio previsto para la fosa séptica colectiva y el pozo de bombeo dentro del propio fraccionamiento interno del conjunto. Cuando el destino del efluente es una planta de tratamiento, un humedal artificial (*wetland*) o un conjunto de pozos o zanjas de infiltración, la ubicación de la fosa será función de la ubicación de estos otros elementos en el terreno.

La Figura 4.5 muestra la formación de la costra de espuma en la superficie y del depósito de lodos en el fondo de la fosa. Las recomendaciones prácticas para uso y conservación de la fosa séptica en buenas condiciones incluyen comprobar periódicamente la profundidad y consistencia de los barros depositados y de la costra de flotantes. Es, además, imprescindible

contar con tapa removible para la limpieza de las piezas que materializan la entrada y salida del líquido a la fosa séptica.

Tanto el piso como las paredes deberán ser impermeables, y el piso además ser de hormigón armado para evitar cualquier desbalance físico.

Se debe verificar la no flotabilidad de la unidad.

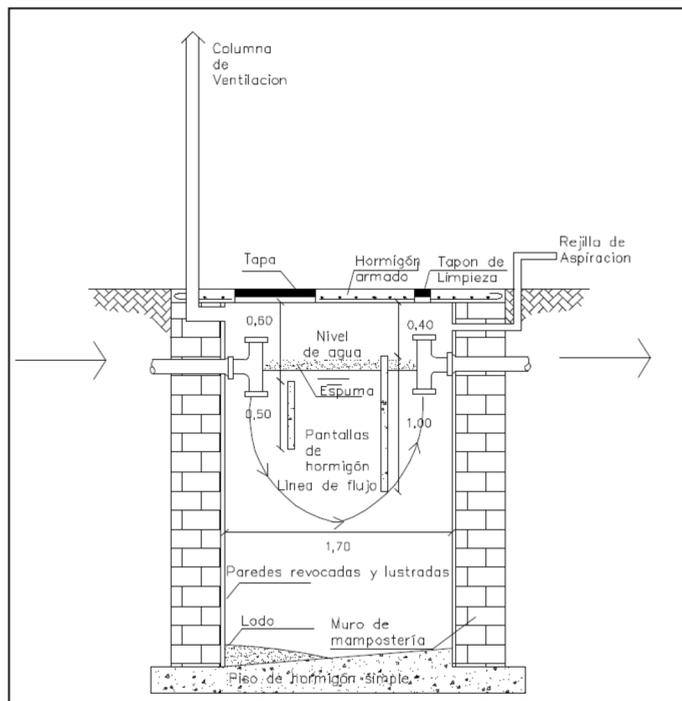


Figura 4.5. Fosa séptica.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Se mencionan aquí algunas recomendaciones para la puesta en marcha y mantenimiento de la fosa séptica:

1. Antes de poner en servicio una fosa séptica, se debe llenar con agua e inocular con lodos provenientes de otra fosa séptica para acelerar el crecimiento de los organismos anaerobios.
2. La fosa séptica debe ser inspeccionada cada 12 meses en caso de instalaciones domésticas, y cada 6 meses si la fosa corresponde a escuelas, establecimientos públicos, industriales y recintos similares.

Al abrir la tapa de la fosa séptica para hacer la inspección o la limpieza, se debe esperar un tiempo suficiente para asegurarse de que se haya ventilado adecuadamente, ya que los gases acumulados pueden causar explosiones o asfixia (no se debe inspeccionar utilizando fósforos, encendedores y otros elementos que puedan producir combustiones).

2.3. Sistemas de saneamiento dinámico

Los sistemas de saneamiento dinámico también se designan como *redes de saneamiento*, *colectores* o, simplemente, *saneamiento*. En la bibliografía se referencian también como *cloacas* o *alcantarillas*. Las variantes incluyen redes separativas, redes unitarias, redes de efluentes decantados y redes condominiales (que serán abordados como sistemas alternativos), y colectores mixtos.

Como se verá en la descripción de cada tipo de sistema incluido dentro de esta clasificación, los sistemas dinámicos presentan grandes ventajas frente a otros sistemas.

En primer lugar, se cuenta con un sistema que es independiente de los predios particulares; no requiere autorizaciones de los propietarios para su ejecución, operación y mantenimiento. En segundo lugar, produce un impacto positivo en la calidad de vida de la comunidad, ya que, entre otros, se elimina el uso de barométricas, los malos olores asociados a estas y a los sistemas en sí, se minimizan los riesgos de contaminación por desbordes, se disminuye la contaminación sonora producida por los camiones y su operación, entre otras ventajas. Al ser estos sistemas dinámicos, no presentarán olores, mosquitos, ni alimañas. En contraparte, constituyen los sistemas con mayor costo inicial de inversión.

En la siguiente sección se mencionan las características principales de cada tipo de sistema.

2.3.1. Colectores unitarios

Los sistemas de saneamiento unitario conducen por un mismo colector las aguas servidas domésticas y las aguas pluviales. Las aguas servidas y pluviales de cada padrón llegan al colector por medio de las conexiones de saneamiento de la vivienda o conjunto de viviendas, y las pluviales externas a los padrones se captan en la calzada en las captaciones correspondientes (bocas de tormenta y regueras) y son desde allí también enviadas al colector. Por consiguiente, cuando el saneamiento existente es de tipo unitario, es obligatorio evacuar todas las aguas pluviales que se generan en el padrón junto con las aguas servidas, a través de la conexión del mismo al colector.

Por su función de conducir aguas pluviales, los colectores unitarios son de mayores dimensiones respecto a aquellos que solo llevan aguas servidas. Asimismo, el hecho de que en nuestro país las lluvias sean frecuentes permite que estos colectores tengan asegurada su autolimpieza con el caudal pluvial en ocasiones de avenidas, y en consecuencia pueden construirse con pendientes muy bajas.

En Uruguay la única ciudad que tiene parte de su sistema de saneamiento construido en la modalidad de saneamiento unitario es Montevideo; se trata de las zonas que cuentan con saneamiento más antiguo, como Ciudad Vieja, Centro, Cordón, Parque Rodó, parte de la Aguada, de Pocitos, de Buceo, de Malvín, de Punta Gorda, de La Blanqueada, entre otros barrios.

La primera red de saneamiento existente en la ciudad de Montevideo es la conocida como «red de Arteaga». En el año 1852, el empresario Juan José de Arteaga presentó una propuesta para la construcción de esta red, que comenzó a funcionar (los primeros tramos) por el año 1856, constituyendo así la primera red de saneamiento de Sudamérica.



Figura 4.6. *Colectores unitarios en la ciudad de Montevideo.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Las tendencias actuales apuntan hacia la construcción de colectores separativos, más fácilmente modulables y económicos en su construcción. Además, los colectores unitarios difícilmente permiten el tratamiento efectivo en forma permanente de las aguas que conducen, puesto que las plantas de depuración, especialmente cuando incluyen procesos biológicos, no suelen resistir los cambios de caudal y de características del líquido afluente entre extremos tan variables como el tiempo seco y las grandes avenidas concentradas, o los períodos lluviosos de varios días consecutivos.

En los casos de redes de saneamiento unitarias, son necesarias estructuras de alivio, «aliviaderos», que descargarán directamente al cuerpo de agua más cercano cuando los caudales de la tormenta superen los utilizados en el diseño.

2.3.2. *Colectores separativos*

Los colectores separativos solo conducen un tipo de agua: así, los colectores de saneamiento solo llevan aguas servidas y los colectores pluviales solo aguas pluviales. Al igual que en el caso anterior, las aguas servidas llegan al colector separativo de saneamiento por las conexiones domiciliarias, en tanto las pluviales acceden al colector pluvial exclusivamente a través de las bocas de tormenta ubicadas en la calzada.

Cuando el sistema de saneamiento es separativo está expresamente prohibido enviar aguas pluviales de los padrones al colector, por lo que todas las pluviales del padrón (de techos, patios interiores y demás) deben evacuarse al cordón de la vereda y recorrer siempre caminos separados de los de las aguas servidas. Para que esto se cumpla, se debe tener un eficiente control, puesto que, si no, se darán conexiones irregulares (clandestinas) de las aguas pluviales a colectores de aguas residuales. Las aguas de lluvia, al ser vertidas por los colectores pluviales directamente a los cursos de agua, no están mezcladas con aguas residuales, por lo que tienen menor poder contaminante. Además, se reduce considerablemente la extensión de colectores de gran diámetro (los pluviales), dado que no es necesario construir colectores pluviales en todas las calles; las canalizaciones se pueden realizar por cordón cuneta, por ejemplo, hasta llegar a las captaciones.

Los colectores separativos de saneamiento son de dimensiones considerablemente menores que los unitarios. Aunque la práctica habitual es usar como diámetro mínimo 200 mm, en el interior de conjuntos de viviendas y en tramos de cabecera de redes se suele aceptar la construcción de colectores aun de 160 mm. Dimensiones de tuberías menores implicarán menores costos de inversión iniciales.

Los criterios de diseño pueden ser diferentes, pero todos apuntan a asegurar la autolimpieza de los colectores, incluso con los pequeños caudales que puedan llevar en los tramos iniciales. Los métodos de diseño más habituales son los de tensión tractiva para asegurar una velocidad mínima de autolimpieza y tirante máximo a final de período de previsión.



Figura 4.7. *Colector pluvial Alaska.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

En nuestro país, las redes de saneamiento del interior del país son separativas, así como también las de los barrios de Montevideo saneados con posterioridad a la década del 70. Los colectores pluviales se construyen, en general, después que los sanitarios, debido a la urgencia que impone el alejamiento de las aguas servidas domésticas cuando la densidad de urbanización crece y, por otro lado, debido a que los colectores pluviales comienzan a ser necesarios cuando en la cuenca de aporte se alcanza un grado de impermeabilización que eleva el coeficiente de escorrentía a valores incompatibles con la capacidad hidráulica de cunetas y cordones cuneta.

Al no tener una mezcla de aguas, no se perjudica el sistema de tratamiento de aguas residuales previo al vertido (gran problema en los sistemas unitarios, donde los caudales aumentan en época de lluvia y a la vez diluyen las aguas residuales).

2.3.3. *Colectores mixtos*

Este tipo de colectores es poco frecuente en nuestro país. Corresponde al caso en que las aguas servidas y las pluviales son conducidas por colectores diferentes, pero el colector sanitario comparte su traza con el colector pluvial. Un ejemplo es el colector empleado en el entubamiento de un tramo de la cañada Casavalle, en Montevideo, donde por la topografía del terreno no existía otra alternativa para resolver el trazado de ambos colectores que no fuera colocar la sección del colector unitario dentro de la del colector pluvial.

A su vez, esta clase de sistema consiste en un híbrido entre los sistemas separativo y unitario. Los colectores secundarios de la red transportan únicamente aguas residuales, mientras que los colectores principales conducen tanto aguas pluviales como servidas.

Otro ejemplo es el colector costero de la zona sur de Montevideo, que en condiciones de normal funcionamiento trabaja como colector mixto (secciones independientes para aguas servidas y aguas pluviales), transformándose en unitario en casos de eventos de precipitación extremos al entrar en comunicación ambas secciones.

A veces esta designación se emplea en forma poco precisa para colectores que son unitarios pero que tienen una sección menor para el caudal de estiaje (aguas servidas) y que solo ocupa el resto de la sección cuando el caudal supera cierto límite de diseño, lo que en general ocurre en ocasiones de lluvias. Como las aguas pluviales y servidas no son en ningún caso transportadas por secciones independientes, no pueden calificarse como colectores mixtos.

2.3.4. Puntos de inspección en la red

Por lo habitual, las redes de saneamiento, de cualquier tipo que sean, deben tener puntos de acceso para inspección, limpieza, mantenimiento y, eventualmente, desobstrucción. Estos puntos son los registros o las cámaras de inspección, que en líneas generales no deben estar espaciados más de 100 m (máximo admisible por razones de mantenimiento: 120 m).

Particularmente, han de ser colocados en:

- Cruces de colectores
- Saltos (diferencia de cotas de zampeado)
- Cambio de dirección de colector
- Cambio de pendiente de colector
- Cambio de diámetro de colector
- Comienzo de un colector

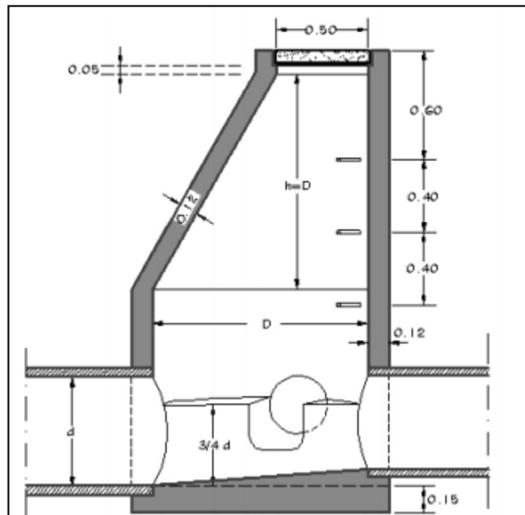


Figura 4.8. Registro de primera categoría.
Tomada de Intendencia de Montevideo.



Figura 4.9. Registro: cámara de inspección.
Tomada de Intendencia de Río Negro.

2.4. Sistemas de saneamiento alternativo

Se describirán aquí aquellos sistemas de saneamiento alternativo que podrían ser de aplicación en nuestro país.

2.4.1. Sistemas de saneamiento de efluentes decantados

Los sistemas de efluentes decantados están incluidos en el Decreto 78/2010 acerca de criterios para soluciones adecuadas (punto C). Incorporan en su concepción elementos estáticos y dinámicos.

Cada vivienda cuenta con una fosa séptica para retención de sólidos y material flotante, y los efluentes líquidos se envían a través de la conexión domiciliar a una red de colectores separativos. El hecho de que en la red no se transporten sólidos y que exista un primer amortiguamiento de los picos de caudal en la fosa séptica (por ejemplo, ante descargas de cisternas), permite el empleo de colectores de menor diámetro (se suele emplear 110 mm) y con menor pendiente.

También la limpieza de la fosa séptica puede hacerse en forma muy espaciada en relación con los tiempos de vaciado de un depósito impermeable (comúnmente, se habla de períodos de entre 1 y 5 años de acumulación de sólidos entre limpiezas consecutivas, aunque no es recomendable exceder los 2 años).

Estos sistemas conducen a ahorros significativos en la inversión inicial, fundamentalmente en movimiento de tierra (excavación), pero también en materiales y puesta en obra. Es particularmente adecuado cuando el terreno es muy plano, cuando la napa freática es muy alta y genera dificultades en la obra, cuando por las características del subsuelo se requiere el uso de explosivos para el desarrollo de la obra, y muy especialmente cuando las viviendas existentes ya tienen su depósito impermeable construido al frente —como corresponde—, pues la conversión del depósito en fosa séptica es un costo menor que facilita la rápida conexión de las viviendas al construirse el colector.

Como contrapartida, implican la comprensión de su responsabilidad de mantenimiento por parte de los usuarios, que pese a tener redes de saneamiento deben encargarse —una vez cada 1 a 5 años, según el caso— de la limpieza de su fosa séptica (con camión barométrico o limpieza manual). Además, si el vaciado se hace con barométrica, no se está eliminando esta variable y se debe tener especial cuidado al momento del diseño de la ubicación de la fosa para que sea fácilmente accesible por el camión. Estos lodos retirados requerirán tratamiento posterior.

Los sistemas de efluentes decantados tienen en nuestro país un amplio uso; el ejemplo más relevante es el de los sistemas de saneamiento de los conjuntos del programa MEVIR, que están casi en su totalidad construidos bajo esta modalidad de diseño.

2.4.2. Sistema de saneamiento condominial

Al igual que el caso anterior, el sistema de saneamiento condominial es otro tipo de sistema de saneamiento alternativo que incorpora elementos estáticos y dinámicos.

Utiliza ramales condominiales (que se encuentran dentro del predio) conectados entre sí, que descargan a un colector principal instalado en la vía pública. La diferencia con los anteriores es que en lugar de que cada vivienda tenga una conexión individual a la red pública, es un grupo de viviendas (condominio) el que se conecta una sola vez a dicha red pública. Este sistema ha sido bastante usado en nuestro país, especialmente en la construcción de conjuntos de viviendas promovidos por la Administración (por ejemplo, conjuntos de la Dirección Nacional de Viviendas construidos a fines de los años 90 e inicios de este milenio).

Constituye una solución económica y de fácil implantación (comparado con sistemas convencionales) que amplía la posibilidad de universalización del acceso a servicios de saneamiento. La adopción de este sistema requiere la concientización de la comunidad sobre la importancia del servicio para la salud.

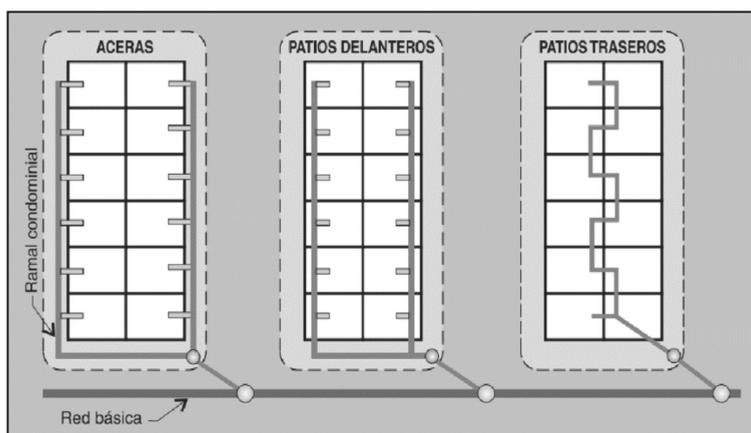


Figura 4.10. Saneamiento condominial.
Tomada de Water and Sanitation Program, 2007.

Desde el punto de vista del dimensionamiento hidráulico y con relación a los parámetros de proyecto, no presenta innovaciones con respecto a los sistemas presentados anteriormente. La diferencia se encuentra en la concepción del proyecto, que transfiere para el interior del condominio el pasaje de los colectores de la red. Se podría decir que el trazado permite mayor flexibilidad en el diseño frente a redes convencionales.

Se dispone de tres tipologías de ramales condominiales: ramal por fondo de vivienda, ramal por frente de vivienda (por jardín) y ramal por acera. Normalmente, queda a cargo de la comunidad del condominio, en conjunto con los técnicos proyectistas, la elección de la tipología a implementar. Estas tipologías, en primer lugar, economizan longitudes de colectores necesarias, requieren tuberías de menor diámetro, ya que los caudales son

relativamente bajos, y permiten ampliar el porcentaje de población servida. Otro aspecto es que pueden ser instaladas a bajas profundidades, puesto que las conducciones no están sometidas a tráfico.

Es una solución muy atractiva utilizada al momento de querer construir la red de colectores en una zona donde las sanitarias internas están todas dirigidas (por pendientes mínimas necesarias) hacia el fondo del padrón (práctica habitual que se realizaba antiguamente).

La participación de la comunidad es la base del sistema condominial, puesto que constituye un elemento fundamental en la metodología e implementación de este tipo de soluciones; incorpora a la población en la solución colectiva de los problemas locales de saneamiento.

3. Diseño de redes de colectores de aguas residuales

Esta sección está orientada a sistemas dinámicos separativos, en lo que hace a los colectores de aguas residuales. Es el tipo de sistema de saneamiento más utilizado en nuestro país, en Montevideo (saneamiento posterior a la red de Arteaga) y en el interior del país (excepto en complejos y planes de viviendas, donde la solución específica dependerá de la propuesta del proyectista, que debe ser luego avalada por OSE).

3.1. Componentes de la red

Una red separativa está compuesta por varios elementos:

- **Red colectora.** Conjunto de canalizaciones destinadas a recibir y conducir las aguas residuales generadas en los padrones. La sanitaria interna de la edificación se conecta directamente a la red de colectores por lo que se conoce como conexión domiciliaria. La red colectora está compuesta por colectores secundarios —aquellos que reciben directamente las conexiones prediales— y por los colectores troncales —colector principal de una cuenca de drenaje que recibe las contribuciones de los colectores secundarios conduciendo las aguas hacia un interceptor o emisario—.
- **Interceptor.** Canalización que recibe los colectores a lo largo de su longitud, pero no recibe conexiones prediales directas.
- **Emisario.** Canalización destinada a conducir las aguas residuales a un sitio de disposición final, sin recibir contribuciones.
- **Estación de bombeo.** Conjunto de instalaciones destinadas a elevar las aguas residuales desde una cierta cota hacia otra cota más alta o a trasvasar las aguas residuales desde una cuenca de saneamiento hacia otra.
- **Planta de tratamiento.** Conjunto de instalaciones destinadas a la depuración de las aguas residuales antes de su disposición final.

Las redes colectoras de aguas residuales deben ser siempre proyectadas para funcionar como conducciones a superficie libre con el fin de mantener un régimen uniforme (preferentemente, de tipo subcrítico) y que no genere remansos que puedan provocar desbordes por registros, cámaras, aparatos sanitarios, etcétera, y de permitir la liberación de los gases formados en la descomposición de la materia orgánica durante el transporte de las aguas residuales.

3.2. Vida útil

Siempre que se proyecta una obra de ingeniería se considera la vida útil que dicho proyecto tendrá. Así, por ejemplo, se tienen valores de referencia para distintas obras.

- Redes de colectores: 20-30 años
- Estaciones de bombeo: 30-40 años la obra civil, 10-15 años el equipamiento electromecánico
- Plantas de tratamiento: 30-40 años la obra civil, 10-15 años el equipamiento electromecánico
- Emisario subacuático: 40-50 años

En este caso se debe prestar atención al período de previsión para redes de conducción de aguas residuales, las cuales usualmente se proyectan con un período de previsión de 30 años. Para esto será necesario proyectar la demanda de las redes a futuro, lo que implica prever proyección de población a 30 años, coeficientes de pico, etcétera.

3.3. Estudios para la proyección de las redes de colectores

Las principales actividades a desarrollar durante el diseño de redes colectoras son:

- a. Definición del área de proyecto (ejemplo: localidad) y del período de previsión.
- b. Estudios de campo: relevamiento topográfico, estudio de suelos (conocer tipo de subsuelo, profundidad de la napa freática, etcétera), relevamiento de interferencias (canalizaciones preexistentes, etcétera).
- c. Estudio de la proyección de población de la localidad y de su distribución por áreas, delimitando áreas con distintas densidades demográficas y usos de suelo (denominadas áreas homogéneas).
- d. Establecer los criterios para la estimación de los aportes de aguas residuales: dotaciones de agua potable, relación entre el consumo efectivo de agua potable y la contribución de aguas residuales por persona (coeficiente de retorno), coeficientes de pico diario y horario (día y hora de mayor contribución a la red), tasas de infiltración.
- e. Estimación de aportes de aguas residuales por grandes contribuyentes: industrias, hospitales, escuelas, centros comerciales, grandes edificios en general, etcétera. Estos contribuyentes han de ser localizados y sus caudales de aporte, establecidos.
- f. Determinación de las poblaciones de inicio y fin de período, y de las densidades demográficas por áreas (de acuerdo a los resultados de la etapa c).
- g. División de la ciudad en cuencas y subcuencas de aporte (a partir del relevamiento de la etapa b).
- h. Trazado de colectores y ajuste de las cuencas y subcuencas de aporte definidas en la etapa anterior.
- i. Determinación de los caudales de aporte de aguas residuales por cada área y por cada tramo de colector (a partir de los datos de las etapas d, e y h).
- j. Diseño de colectores (determinación de diámetro, pendiente, tapada y profundidad, tramo por tramo).

3.4. Localización de los colectores en la vía pública

Las ubicaciones típicas de las redes de colectores son bajo la acera o bajo el eje de la calle. En principio, se intenta prever el trazado por eje de calle, para minimizar la longitud de colectores a construir. Sin embargo, la elección dependerá, entre otros factores, del conocimiento previo de las interferencias (tuberías y conexiones de agua potable, electricidad, gas, entre otros), la profundidad proyectada de los colectores, el tránsito, el largo y ancho de calle y aceras.

3.5. Profundidades máximas y mínimas

La tapada mínima se establece para garantizar que el colector resista los esfuerzos que se ejercen sobre él. Dependerá del material del colector (PVC, hormigón, PRFV u otro) y de los esfuerzos previstos, es decir, de si la instalación se realiza bajo la acera o bajo la calzada, y en este último caso del tipo de calzada (por ejemplo, calle peatonal, avenida).

La profundidad máxima se limita para racionalizar el costo de la obra. Depende de las características del subsuelo: presencia de roca, suelos de baja resistencia, profundidad del nivel freático. Cuando los colectores alcanzan la máxima profundidad preestablecida, se hace necesario construir una estación de bombeo de recalque.

3.6. Diseño de redes de colectores

Las aguas residuales están compuestas por los efluentes domésticos, el agua de infiltración desde la napa hacia los colectores y los aportes puntuales comerciales e industriales. El aporte de aguas residuales domésticas depende de la población en el área de proyecto (número de habitantes, nivel socioeconómico, hábitos higiénicos), de las características de la localidad (nivel de actividad industrial, zona turística, área urbana), del clima, de las características del abastecimiento de agua para consumo (red de agua potable, presión en la red, calidad de agua), de las pautas de uso del agua (coeficiente de retorno y coeficientes de variación de aporte). A continuación, se describe cada uno de estos factores.

Vistas las distintas contribuciones que tienen las redes de saneamiento se tiene entonces que el caudal que transportarán estará dado por:

$$Q = Q_d + Q_{puntual} + Q_{inf}$$

Q: caudal a transportar por red de colectores

Q_d : caudal doméstico

$Q_{puntual}$: caudales puntuales (industrias, espacios públicos)

Q_{inf} : caudal de infiltración

Cada uno de los términos se desarrolla brevemente en lo que sigue.

3.6.1. Contribución per cápita

La contribución de aguas residuales a la red de colectores depende, habitualmente, del abastecimiento de agua y tiene una relación directa con el consumo de agua. En Uruguay, se utiliza el consumo de agua potable por habitante para el diseño de las redes colectoras (dotación de agua potable).

El consumo por cada habitante es un parámetro extremadamente variable entre diferentes localidades, dependiendo de diversos factores, como hábitos de higiene y culturales de la comunidad, instalaciones y aparatos hidráulico-sanitarios instalados en las viviendas, los controles ejercidos sobre el consumo, el precio de la tarifa, la existencia de subsidios sociales o políticos, la intermitencia o regularidad del abastecimiento de agua, la presión en la red, la temperatura media de la región, nivel socioeconómico de la comunidad, pérdidas en la red, entre otros. En Uruguay se consideran como valores de dotación:

Montevideo: 150-200 L/hab d

Interior: 150 L/hab d

Los consumos de agua, y por ende de aporte a la red de colectores, varían según el uso, que puede clasificarse como:

- **Doméstico.** Para consumo humano. Categoría más homogénea (baja variabilidad de consumo).
- **Comercial.** Se incluyen desde pequeños a grandes consumidores (bares, restaurantes, hoteles, lavaderos, clubes, tiendas, centros comerciales).
- **Industrial.** Incluye el consumo humano, para limpieza y mantenimiento del área, para el proceso de producción e incorporación al producto. Este consumo es altamente variable dependiendo del tipo de industria.
- **Público.** Incluye agua para riego de parques, lavado de calles, agua para fuentes, piscinas públicas, hidrantes antincendios, entre otros.

Los aportes comercial, industrial y público se consideran como puntuales en el diseño.

La contribución de aguas residuales por habitante se obtiene de multiplicar el consumo de agua por el coeficiente de retorno.

$$Q_{AR} = \text{Dot} \times \text{Pob} \times \text{Coef.retorno}$$

Q_{AR} : caudal de agua residual

Dot: dotación de agua potable (L/hab d)

Coef.retorno: coeficiente de retorno (adimensionado)

Usualmente, el rango dentro del cual se ubica el coeficiente de retorno es de 0,8 a 0,9, y su valor depende de las características de la zona (zonas de edificios, zonas de casas con jardines). La IM fija en 0,85 el coeficiente de retorno, mientras que OSE lo considera de 0,9.

3.6.2. Coeficientes de pico

Una vez conocida la población servida al final del período de previsión, el consumo de agua por habitante y el coeficiente de retorno, se puede calcular el caudal medio de descarga de aguas residuales a la red de colectores. No obstante, este caudal no se distribuye uniformemente a lo largo del día y del año.

La descarga de aguas residuales varía a lo largo del día, meses y estaciones del año, dependiendo de diversos factores, como ser horas del día y de la noche, temperatura, entre otros.

Para las proyecciones de las redes de colectores de aguas residuales es importante considerar los siguientes coeficientes de pico:

- K_1 : coeficiente de pico diario. Relaciona el caudal máximo diario verificado en el año y el caudal medio diario en ese mismo período.
- K_2 : coeficiente de pico horario. Relaciona el caudal máximo horario observado en un día y el caudal medio horario de ese mismo día.
- K_3 : coeficiente de mínimo diario. Relaciona el caudal mínimo diario verificado en el año y el caudal medio diario en ese mismo período.

Estos coeficientes se expresan de la siguiente forma:

- Coeficiente de pico máximo diario: $K_1 = Q_{\max,d} / Q_{\text{med},d}$
- Coeficiente de pico máximo horario: $K_2 = Q_{\max,h} / Q_{\text{med},h}$
- Coeficiente de pico mínimo horario: $K_3 = Q_{\min,d} / Q_{\text{med},d}$

Estos valores de K_1 , K_2 , K_3 son considerados constantes a lo largo del tiempo y pueden determinarse a partir del análisis de los registros históricos de consumos de agua y aportes a la red de colectores. Cuando no se cuenta con datos de consumo de agua, pueden considerarse recomendaciones bibliográficas de coeficientes para ser adoptados.

La IM establece los coeficientes para el caso en que no se cuente con datos reales en $K_1 = 1.3$, $K_1 * K_2 = 2.50$ y $K_3 = 0.5$. Por su parte, OSE recomienda tomar los siguientes valores: $K_1 = 1.5$, $K_2 = 1.5$.

3.6.3. Caudal de infiltración

Dentro de la red de colectores se tienen aportes indeseados, pero que no se pueden evitar, que corresponden a agua freática que ingresa hacia los colectores. Cuando los colectores se encuentran por debajo del nivel de la napa freática, ya sea por diseño o debido a precipitaciones excesivas que suben el nivel freático, ingresa un aporte a la red a través de:

- Juntas de los colectores
- Paredes de colectores
- Puntos de inspección, pozos de bombeo, etcétera

Cuánto infiltrará dentro de la red de colectores dependerá de los materiales empleados para la construcción de las redes, el estado de conservación, el asentamiento de los colectores, el nivel de la napa freática, el tipo de suelo y su permeabilidad.

La IM establece que se ha de considerar:

- 0,2 L/s/km para redes nuevas
- 0,35 L/s/km para redes existentes

OSE establece los siguientes valores:

- 0,2 L/s/km para redes nuevas
- 0,4-0,8 L/s/km para redes existentes

3.6.4. Conexiones clandestinas

Dada la definición de redes separativas, las aguas pluviales no deberían llegar a la red de colectores de aguas residuales domésticas. Pero la realidad es que siempre se cuenta con contribución pluvial, no solamente debido a defectos de las instalaciones, sino también por conexiones clandestinas.

La IM suele considerar aporte pluvial, aun en redes separativas, debido a la posible conexión clandestina de desagües pluviales, fijando un criterio de cierto porcentaje de padrones como aportando el escurrimiento pluvial de techos y patios.

OSE, por su parte, suele no considerar aportes pluviales en los diseños de las redes separativas, mientras que para la readecuación de redes existentes considera que dichos aportes se estiman a partir de estudios previamente realizados para las zonas en cuestión.

3.6.5. Aguas residuales industriales

Al proyectar una red de colectores de aguas residuales, es necesario conocer las contribuciones de las industrias. Se deberá conocer específicamente la calidad y cantidad de agua que será vertida a la red de colectores, así como el patrón de descarga (horario de descarga, variación de los caudales de descarga).

3.7. Criterios para el dimensionamiento de los colectores

El proyecto hidráulico-sanitario de las redes de colectores de aguas residuales debe considerar ciertos aspectos principales:

- Hidráulicos. Los colectores deberán en todo momento funcionar como canales a superficie libre, tanto con los caudales mínimos como máximos al final del período de previsión.

- Depósito/sedimentación de materiales sólidos. Se deberá garantizar la autolimpieza de los colectores, que implica que al menos una vez al día se den las condiciones necesarias para el arrastre del material que hubiera sedimentado.
- Reacciones bioquímicas. Se debe minimizar la liberación de gas sulfhídrico en las redes de colectores, para lo que se debe cuidar la condición de autolimpieza, el funcionamiento como conducción a superficie libre, la minimización de resaltos y cambios en el régimen hidráulico (diseñando conducciones en régimen subcrítico).

3.7.1. Caudal mínimo considerado para el dimensionamiento hidráulico

El caudal mínimo a considerar para el dimensionado de cada colector deberá ser aquel resultante al inicio del período de previsión. Este debe compararse con el valor mínimo de 1,5 L/s correspondiente al pico instantáneo de descarga de una cisterna de inodoro, puesto que este será el mínimo caudal real que se puede asegurar transitará por el colector. Así, en caso de que el caudal mínimo calculado sea menor al caudal pico de descarga de una cisterna, se tomará por defecto el caudal de esta última para el dimensionamiento. En caso contrario, se utilizará el caudal mínimo determinado.

3.7.2. Diámetro mínimo

Según la normativa que se aplique a la hora del diseño, se establecerá el diámetro mínimo a ser utilizado. La IM establece un diámetro mínimo de 200 mm para conducciones en redes separativas. El Reglamento para el Trámite y Ejecución de Proyectos y Obras de Saneamiento (OSE) del año 2000 establece como diámetro mínimo de diseño 200 mm.

La Norma brasileña NBR 9649 admite un diámetro mínimo de 110 mm; en la ciudad de San Pablo se admiten diámetros mínimos de 150 mm.

3.7.3. Autolimpieza de colectores

Se considera que, para garantizar la autolimpieza de los colectores de aguas residuales, es decir, para evitar la deposición de materiales sólidos o generar su arrastre, se debe asegurar un determinado esfuerzo o tensión sobre las paredes del colector que genere la resuspensión y arrastre de los sólidos junto con la corriente de agua.

Inicialmente, se consideraba como criterio que debía mantenerse cierta velocidad mínima para garantizar el arrastre, independientemente del diámetro de la tubería. Debido a que el mecanismo básico para la acción de autolimpieza es la fuerza hidrodinámica ejercida sobre las paredes del conducto, hoy se utiliza la tensión tractiva o tensión de arrastre para el dimensionado de las tuberías en sustitución del criterio de velocidad mínima.

La tensión tractiva se define como la tensión tangencial ejercida sobre las paredes de un conducto por el líquido que escurre, o sea, es la componente tangencial del peso del líquido sobre una unidad de área de pared de colector y que actúa sobre el material sedimentado promoviendo su arrastre.

En la Figura 4.11 se considera el escurrimiento de un líquido a través de una tubería circular.

Si se analiza el tramo L en el conducto, el peso del líquido contenido está dado por:

$$P = \rho V g = \gamma V = \gamma A L$$

La componente tangencial del peso del líquido es:

$$T = P \text{ sen}(\alpha) = \gamma A L \text{ sen}(\alpha)$$

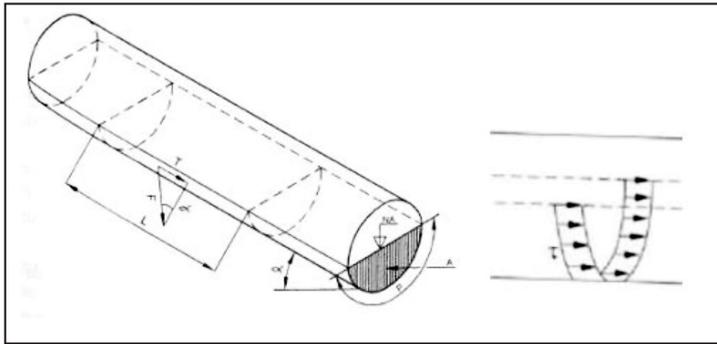


Figura 4.11. Sección de colector.
Tomada de López Díaz, 2016.

La tensión se define como la relación entre fuerza/área, por ende, la tensión tractiva en un tramo de largo L y perímetro mojado P_m es:

$$\tau = T / (\text{Área de tensión}) = T / (P_m L)$$

Sustituyendo:

$$\tau = (\gamma A L \text{sen}(\alpha)) / (P_m L) = \gamma (A / P_m) \text{sen}(\alpha)$$

Para ángulos pequeños, se tiene que:

$$\text{sen}(\alpha) \approx \text{tg}(\alpha) = I \text{ (pendiente)}$$

Resultando en:

$$\tau = \gamma R_h I$$

Siendo:

τ : tensión tractiva media (Pa)

γ : peso específico del líquido (N/m^3)

R_h : radio hidráulico (m)

I : pendiente del colector (m/m)

Tensión tractiva y arrastre de materiales sólidos

Los materiales sólidos que se encuentran en las aguas residuales consisten en partículas orgánicas e inorgánicas. Debido a la gravedad, cualquiera de estas partículas con densidad mayor a la del agua tiende a depositarse en el colector.

Las partículas sólidas son normalmente depositadas en los colectores en las horas de menor contribución de caudal. La tensión tractiva crítica es definida como la tensión mínima necesaria para el arrastre de las partículas sedimentadas.

Luego de una serie de investigaciones, se determinó que la tensión tractiva mínima para asegurar el arrastre de las partículas sedimentables es de 1.0 Pa.

Como ya se ha visto, la tensión tractiva depende de la pendiente, por consiguiente, es la pendiente mínima la que se establece en la proyección de la red de colectores. En la Tabla 4.5 se indican las expresiones para la pendiente mínima en función del número de Manning. El Reglamento para el Trámite y Ejecución de Proyectos de Obras de Saneamiento de OSE establece una pendiente mínima admisible de 0,45 % y 0,8 % para tramos iniciales.

Tabla 4.5. Pendientes mínimas en función del número de Manning.

Coefficiente de Manning (n)	Pendiente mínima (m/m)
0,009	$I = 0,0035 Q^{-0.49}$
0,010	$I = 0,0061 Q^{-0.49}$
0,011	$I = 0,0058 Q^{-0.49}$
0,012	$I = 0,0056 Q^{-0.48}$
0,013	$I = 0,0055 Q^{-0.47}$
0,014	$I = 0,0051 Q^{-0.47}$
0,015	$I = 0,0049 Q^{-0.47}$

3.7.4. Pendiente máxima

Se establecen también pendientes máximas admisibles. Estas serán aquellas que generan una velocidad máxima igual a 5 m/s al final del período de proyección. Si se considera $n=0.013$, se tiene:

$$I_{\max} = 4.65 Q_f^{-0.67}$$

Donde:

I_{\max} : pendiente máxima (m/m)

Q_f : caudal del tramo al final del período de previsión (L/s)

3.7.5. Tirante máximo de agua

Las redes de colectores se diseñan de modo tal que el tirante (Y) máximo dentro de cada colector no supere el 75 % del diámetro interior (D), ya que es necesario contar con un espacio libre por encima del pelo de agua para que la conducción funcione como conducto a superficie libre, de manera de permitir la ventilación del sistema (liberación de gases) y poder absorber fluctuaciones imprevistas que puedan ocurrir en la red de colectores sin que se generen remansos hacia arriba.

El valor del 75 %, además, busca maximizar la capacidad de conducción y evitar un cambio de régimen indeseado dentro del colector. En la Figura 4.12 se puede ver la variación del caudal con el aumento del tirante. Se puede notar como para $Y/D=0,75$ el caudal que es conducido por el colector se encuentra próximo al caudal máximo que podría ser conducido.

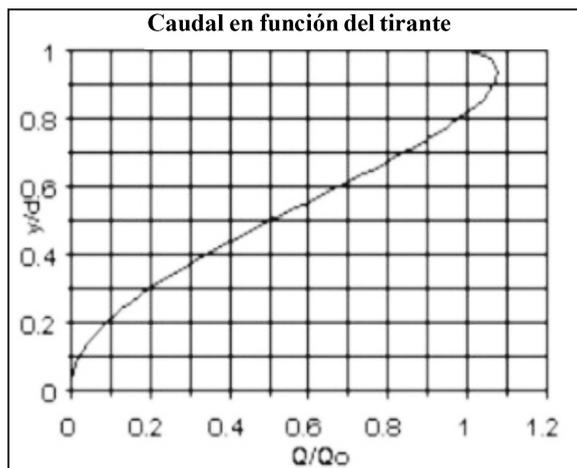


Figura 4.12. Caudal de descarga en función del tirante en un colector de sección circular.
Tomada de López Díaz, 2015.

Considerando la ecuación de Manning, $n=0.013$ y una relación Y/D , es posible determinar el diámetro mínimo que verifica esta condición a través de la ecuación:

$$D = \left(0,0463 \frac{Q_f}{\sqrt{I}} \right)^{0,375}$$

Donde:

D: diámetro interior (m)

Q_f : caudal máximo horario al final del período de previsión (m^3/s)

I: pendiente (m/m)

3.7.6. Condiciones para el control del remanso

Para evitar condiciones de remanso en la red, se debe garantizar que al ingreso a un punto de inspección, la cota de pelo de agua sea igual o mayor a la cota de pelo de agua del colector de salida del punto de inspección.

En el caso en que el/los diámetro/s de colectores de llegada al punto de inspección sean igual/es al de salida, se deberá asegurar como mínimo que la cota de zampeado del colector que llega más bajo sea mayor a la cota de zampeado del colector de salida. La práctica común, para estar del lado de la seguridad y considerar la propia pendiente de la conducción dentro del punto de inspección (ya sea un registro o una cámara), es bajar 2 cm la cota de zampeado del colector de salida. De todas formas, se deberá verificar las cotas de los pelos de agua resultantes a la entrada y salida del punto de inspección.

En el caso de que haya un cambio de diámetro, se deberán igualar las cotas de la clave del colector de llegada al punto de inspección con la del colector de salida del punto de inspección.

3.8. Profundidades mínimas de la red

Las profundidades mínimas de la red están directamente relacionadas con las cargas que deben soportar las conducciones. Además, están limitadas por las cotas de conexiones domiciliarias.

OSE establece una tapada mínima de 90 cm en el caso de existencia de tránsito vehicular (colectores por calzada) y de 60 cm en el caso de no circular tránsito vehicular por encima (colectores por acera).

Por otro lado, considerando las cotas de las instalaciones sanitarias internas más la conexión a la red, la IM fija una profundidad mínima de la red de colectores de 1,50 m (Figura 4.13).

En el caso del diseño de una red de colectores en zonas ya urbanizadas (donde las viviendas ya están construidas), será necesario hacer un relevamiento para determinar la profundidad mínima que deberá tener la red para habilitar la conexión del mayor número posible de viviendas.

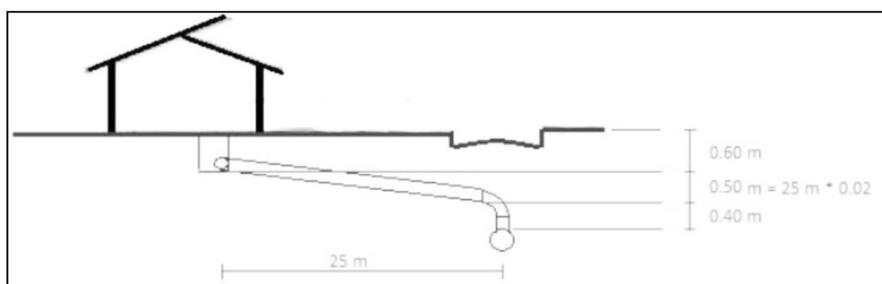


Figura 4.13. Profundidad mínima de la red de colectores.
Tomada de López Díaz, 2015.

4. Estaciones de bombeo

4.1. Criterios generales

Siempre que por algún motivo no sea posible, desde el punto de vista técnico y/o económico, evacuar las aguas residuales a través de colectores por gravedad, será necesaria una instalación que le pueda conferir al agua residual la energía suficiente para elevarse y luego seguir conduciéndose por gravedad. Por ejemplo, en terrenos planos, los colectores que transportan el agua residual hacia la estación de tratamiento se pueden profundizar de tal modo que se tornaría inviable la disposición final solo por gravedad. A dicha clase de instalación se le denomina *estación de bombeo de aguas residuales* o simplemente *estación de bombeo* o *pozo de bombeo*; su objetivo es elevar la cota del agua desde una cota inferior a otra superior.

En saneamiento, las aguas residuales son bombeadas con los siguientes propósitos:

- Traslado de cuenca.
- Iniciar un nuevo tramo de escurrimiento por gravedad (para conseguir una cota más elevada).
- Descarga en interceptores y/o emisarios o en cuerpos receptores donde es imposible hacerlo por gravedad.

Tal como se aprecia en la Figura 4.14, el equipo en cuestión deberá ser capaz de vencer la carga estática más las pérdidas de carga del sistema.

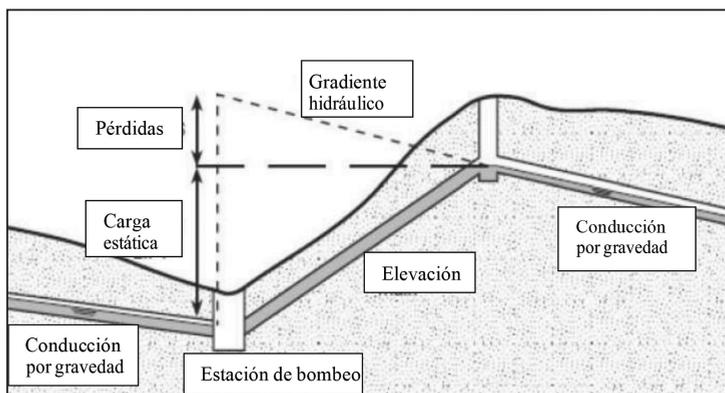


Figura 4.14. Esquema de ubicación de estación de bombeo.
Tomada de López Díaz, 2015.

Cabe mencionar que aquí se hablará de bombeo de aguas residuales, pero los conceptos sobre estaciones de bombeo aplican tanto para bombes de agua bruta, agua potable como para aguas residuales.

4.2. Bombas utilizadas en las estaciones de bombeo

Las bombas que usualmente son utilizadas en las estaciones de bombeo son:

- Bombas centrífugas
- Bombas tornillo
- Eyectores neumáticos

4.2.1. Bombas centrífugas

Estas bombas cuentan con un elemento rotativo con palas (álabes) capaz de realizar el trabajo mecánico necesario para vencer el desnivel. Está compuesto básicamente por dos partes: rotor y voluta.

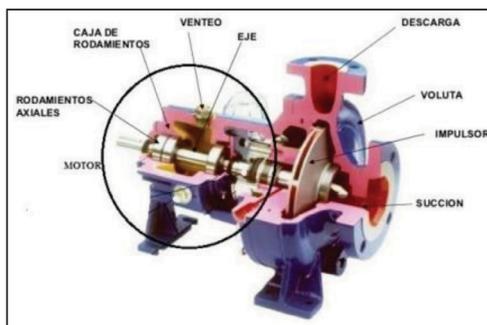


Figura 4.15. Esquema de bomba centrífuga.
Tomada de López Díaz, 2015.

Estas bombas pueden clasificarse según el tipo de flujo en bombas de flujo radial, de flujo mixto y de flujo axial. También pueden clasificarse según la disposición del conjunto motor-bomba en de eje horizontal, de eje vertical y sumergida.

Bombas de eje horizontal

Normalmente, este tipo de bombas es elegida por su facilidad de instalación, operación y mantenimiento (Figura 4.16).



Figura 4.16. *Esquema de bomba de eje horizontal.*
Tomada de López Díaz, 2016.

Tradicionalmente, la bomba funciona ahogada (nivel de pelo de agua por encima de ella), pero con riesgo frente a inundaciones. Hoy en día existen bombas que pueden ser colocadas sin funcionar ahogadas evitando así el riesgo frente a inundaciones. El tipo de «pozo» en este caso es seco, pues la parte exterior de la bomba no está en contacto con el agua.

Bombas de eje vertical

Dentro de estas bombas se pueden distinguir dos tipos, según que la voluta esté sumergida o no (Figura 4.17).



Figura 4.17. *Esquema de bomba de eje vertical.*
Tomada de López Díaz, 2016.

- **Voluta no sumergida:** este sistema permite que la bomba trabaje ahogada, mientras que mediante un eje alargado se acopla el motor, el cual es colocado en un nivel superior para poder protegerlo frente a inundaciones. Puede existir el caso en que el motor se acople directamente a la bomba, en cuyo caso el funcionamiento es similar a las bombas de eje horizontal (bomba de pozo seco).

- **Voluta sumergida:** en este caso la voluta se encuentra totalmente sumergida dentro del agua residual y el motor se instala en lugar seguro, fuera de peligro de inundación. La utilización de estas bombas reduce considerablemente las dimensiones de la estación de bombeo mientras que aumenta la dificultad de accesibilidad a la bomba para inspección y mantenimiento. En este caso, en que la parte exterior de la voluta se encuentra en contacto con el líquido, el «pozo» se denomina *húmedo*.

Bombas sumergibles

En este caso, la voluta y el motor se encuentran sumergidos en el agua residual (Figura 4.18). El acoplamiento se protege para darle estanqueidad al motor. Al estar todo el conjunto sumergido se reducen las áreas necesarias para la infraestructura, pero la aplicación de este tipo de bombas es limitada debido a sus capacidades de bombeo. Pertenece a la clasificación pozo húmedo.

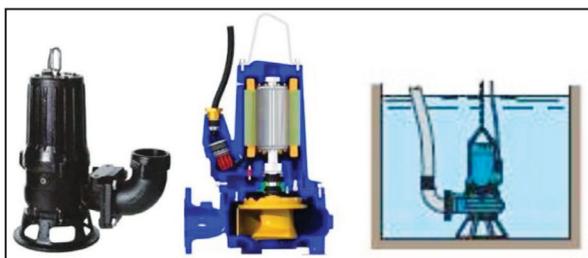


Figura 4.18. Esquema de bomba sumergible.
Tomada de López Díaz, 2016.

Tamaño del impulsor

Cuando se compra una bomba, debe especificarse que va a ser para bombeo de aguas residuales, ya que por el hecho de impulsar líquidos sucios que contienen material en suspensión, líquidos abrasivos, entre otros, esta debe contar con un tipo especial de rotor (impulsor). Este rotor posee diferente material y aberturas, entre otras características, con relación a los empleados para agua potable.



Figura 4.19. Algunos tipos de impulsores.
Tomada de López Díaz, 2016.

En las figuras 4.20 y 4.21 se muestran planta y corte de una estación de bombeo con bomba sumergible.

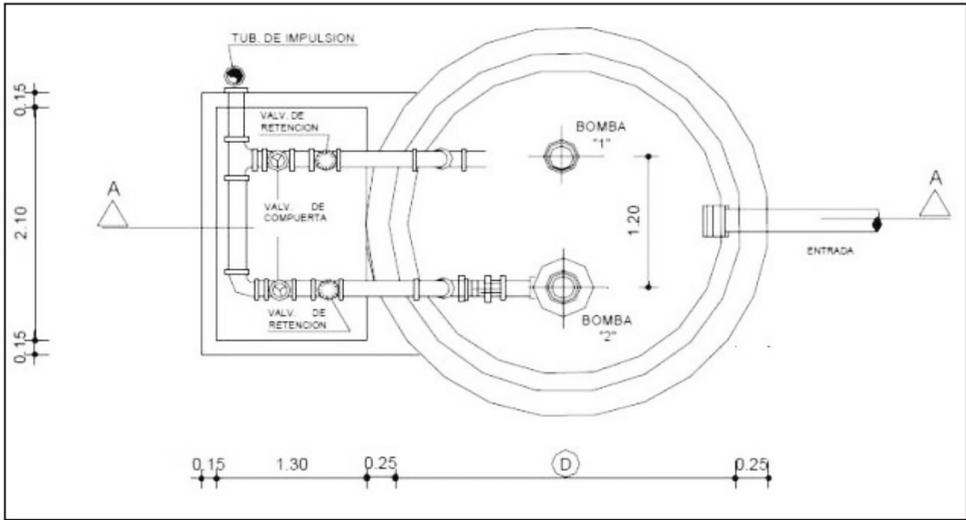


Figura 4.20. Estación de bombeo tipo. Bomba sumergible. Planta.
Tomada de López Díaz, 2015.

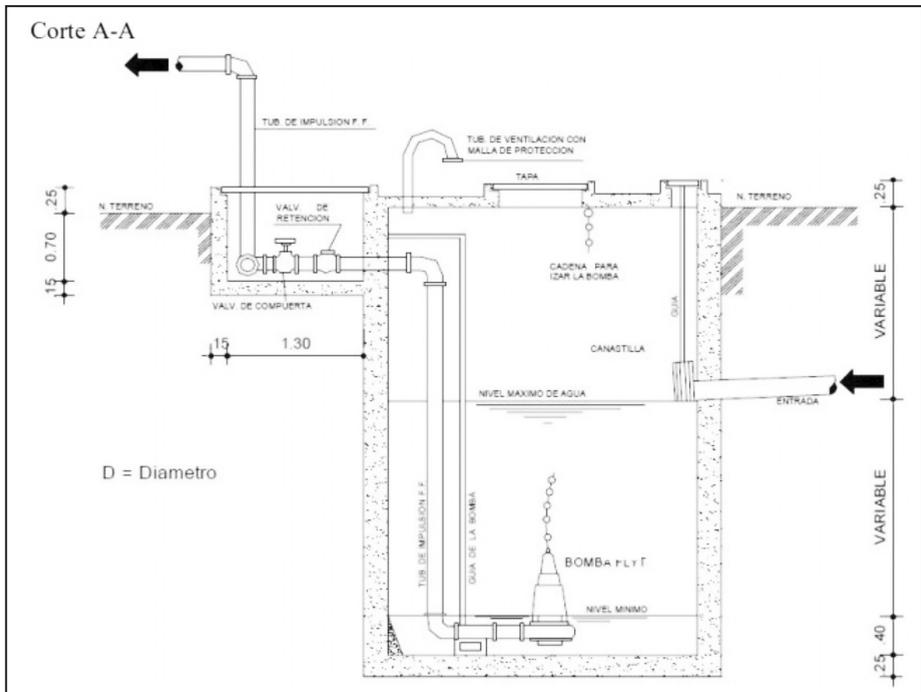


Figura 4.21. Estación de bombeo tipo. Bomba sumergible. Corte A-A.
Tomada de López Díaz, 2015.

En la Figura 4.22 se presenta planta y corte de una estación de bombeo con bomba de eje vertical en pozo seco.

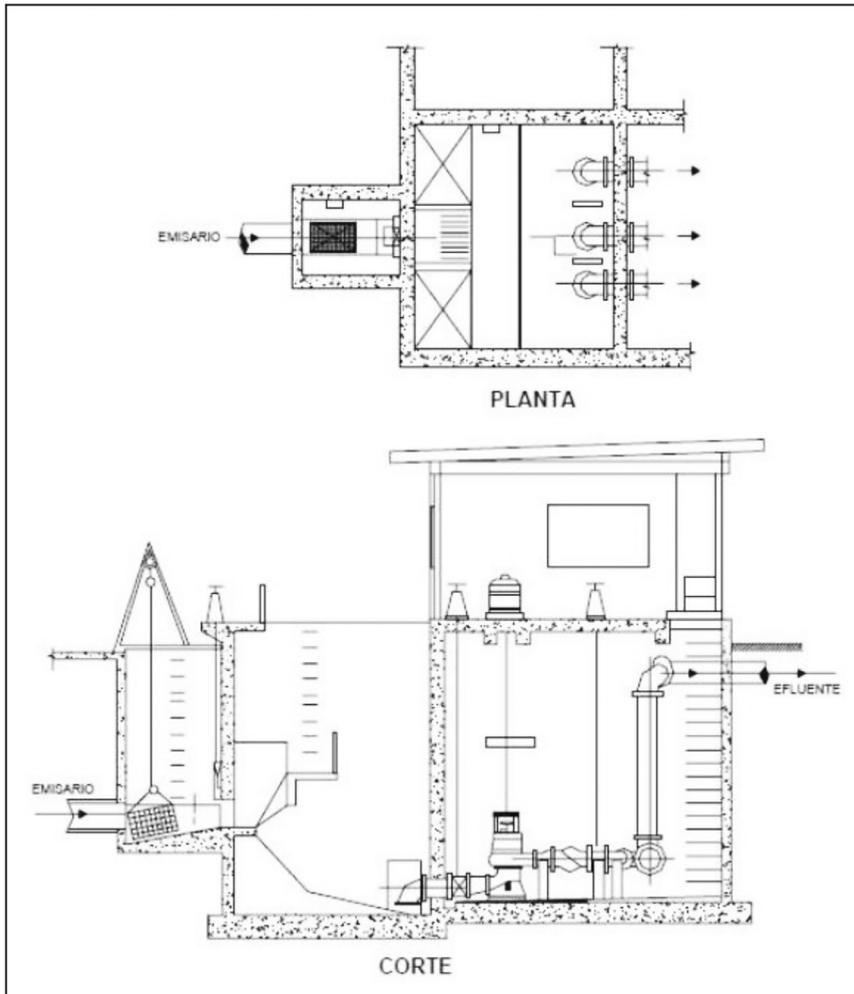


Figura 4.22. Estación de bombeo tipo. Bomba de eje vertical en pozo seco. Planta y corte.
Tomada de López Díaz, 2015.

4.2.2. Bombas tornillo

Este tipo de bombas son probablemente las más antiguas; su funcionamiento está basado en el principio de Arquímedes, en el que se tiene un eje rotativo acoplado a una, dos o tres láminas helicoidales que giran en un plano inclinado elevando las aguas residuales (figuras 4.23 y 4.24).

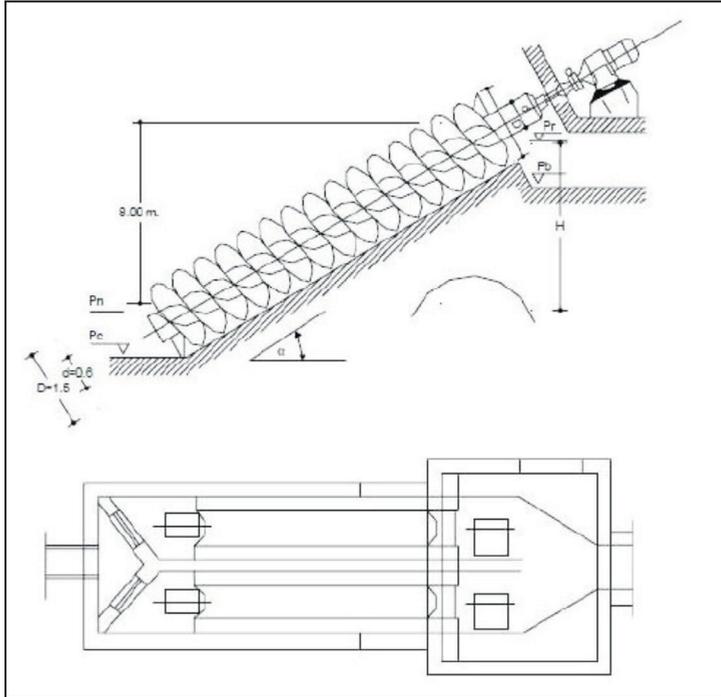


Figura 4.23. Bomba tornillo: corte y planta.
Tomada de López Díaz, 2015

La altura que estas bombas pueden salvar se ve limitada por temas estructurales. Además, para alturas mayores la eficiencia disminuye, dado que se empieza a producir un retorno de las aguas que estaban siendo elevadas.



Figura 4.24. Bombas tornillo.
Tomada de López Díaz, 2016.

Las principales características que presentan son:

- Funcionamiento al aire libre
- A presión atmosférica
- Altura que pueden vencer: desnivel entre extremidades del tornillo, colocado en su posición de funcionamiento.
- Particularidades en aspectos de transporte y colocación dentro de la planta.

Para cualquiera de los sistemas de bombeo vistos (y como se puede apreciar en algunas imágenes), siempre deberá existir un equipo de bombeo en *stand-by*; esto es, un equipo extra que puede entrar en funcionamiento en caso de rotura o mantenimiento de otro equipo igual.

4.3. Dimensionamiento del pozo de succión

El pozo de succión en una estación de bombeo es una estructura de transición, la cual recibe las contribuciones de afluentes y las pone a disposición de las unidades de bombeo.

El volumen requerido en el pozo de succión para un correcto funcionamiento dependerá del número de estaciones de bombeo, de la cantidad y secuencia operacional de las bombas.

Por otro lado, un aspecto importante es que se deberá mantener una adecuada sumergencia en la succión de los equipos (si se trata de bombas sumergibles o volutas sumergibles) para evitar la entrada de aire a la bomba.

La estructura deberá contar con paredes verticales y el fondo con una inclinación hacia las bombas, a fin de evitar deposición de materiales sólidos y facilitar su limpieza.

4.3.1. Volumen del pozo de succión

El volumen útil del pozo de succión está determinado por:

- El intervalo de tiempo entre bombeos sucesivos, llamado *tiempo de ciclo*.
- Caudal de entrada y de bombeo (salida).

El equipo de bombeo no estará funcionando las 24 horas del día, puesto que los caudales de llegada son variables; funcionará entre dos niveles que serán fijados al momento de proyectar el pozo de succión.

Esto está estrechamente relacionado con un parámetro clave en el diseño de un pozo de bombeo: el tiempo de ciclo.

Tiempo de ciclo

Este parámetro es fundamental, dado que cada vez que el motor se enciende se genera calor. Esta energía debe ser disipada, porque de no hacerlo se puede producir un recalentamiento y hacer que este deje de funcionar. El tiempo de ciclo (T_C) se define como:

$$T_C = t_{LL} + t_v$$

Donde:

t_{LL} : tiempo que demora en llenarse el pozo

t_v : tiempo de vaciado

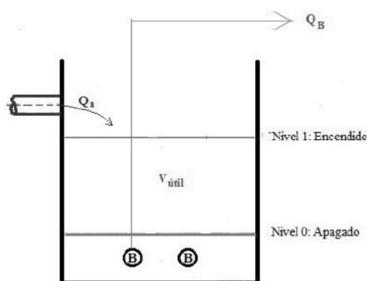


Figura 4.25. Esquema de pozo de succión.
Tomada de López Díaz, 2016.

A partir del esquema de la Figura 4.25 se obtiene que:

$Q_a = Q_{\max,d,\text{fin}}$ caudal afluente de entrada al pozo de bombeo al final del período de previsión. Estará ingresando de forma constante.

Q_B : caudal de bombeo. Saldrá de forma intermitente.

$V_{\text{útil}}$: volumen útil.

$$T_C = t_{LL} + t_V = \frac{V_{\text{útil}}}{Q_a} + \frac{V_{\text{útil}}}{Q_B - Q_a}$$

Puesto que se quiere encontrar el volumen útil mínimo, se halla la relación entre los caudales para el tiempo de concentración mínimo:

$$\frac{\partial T_C}{\partial Q_a} = 0 \rightarrow \frac{\partial}{\partial Q_a} \left(\frac{V_{\text{útil}}}{Q_a} + \frac{V_{\text{útil}}}{Q_B - Q_a} \right) = 0 \rightarrow Q_a = \frac{Q_B}{2}$$

Sustituyendo en la ecuación para T_C :

$$: = 4 \frac{V_{\text{útil}}}{Q_B} \Rightarrow V_{\text{útil}} = \frac{T_C \times Q_B}{4}$$

Finalmente, para determinar el volumen útil se debe considerar que:

$$\frac{V}{Q_{\text{med},i}} \leq 30 \text{ min}$$

- El tiempo de permanencia de las aguas residuales en el pozo podrá ser, a lo sumo, de 30 minutos para el inicio del período:
Tiempos mayores provocarán producción de malos olores, desprendimiento de gases y acumulación de lodos en el fondo del pozo.
- Número máximo de arranques de la bomba por hora, dato que es brindado por el fabricante. En general, las bombas de pozos seco tienen entre 4 y 6 arranques por hora ($T_C=15-10$ min), mientras que las bombas de pozo húmedo, por lo común, tienen unos 10 arranques por hora ($T_C=6$ min).

4.3.2. Diseño hidráulico del pozo de succión

La profundidad total del pozo de succión estará dada (considerando la cota del terreno) por:

- Cota de entrada del afluente.
- Altura requerida para la instalación de la bomba y piezas especiales (considerando la altura útil).
- Nivel mínimo de sumergencia (refrigeración, no cavitación).

4.3.3. Dispositivos complementarios

Se requieren de los siguientes dispositivos auxiliares:

- Instalaciones de rejillas previo a la entrada al pozo de succión:
 - Todas las bombas, independientemente de su tamaño, pueden obstruirse con trapos y otros materiales normalmente presentes en el agua residual. El tamaño de pasaje de la rejilla estará dado por el tamaño máximo admisible por el rotor de la bomba.

- Normalmente de limpieza automática.
- Compuertas.
- Sistema de protección antiarriete (para tuberías de impulsión).
- Aliviaderos y *by-pass* (en caso de haber algún problema en el sistema de bombeo). Deberá contar con reja.
- Puente grúa para elevación del sistema de bombeo (sistema de izaje).
 - Controles y alarmas:
 - Controles automáticos. Se basan en el control del nivel de agua en la cámara de aspiración. Los sistemas de control generalmente utilizados son los flotadores, los electrodos, los tubos de burbujas, los medidores sónicos y los tubos de capacitancia.
 - Controles manuales. Además del control automático, las bombas deben ser accionadas manualmente durante emergencias en las que los controles automáticos no funcionen.
 - Alarmas. Deben incluir los siguientes elementos:
 - *Nivel máximo del agua en la cámara de aspiración.
 - *Nivel mínimo del agua en la cámara de aspiración.

4.4. Tuberías de impulsión

Los materiales utilizados para el bombeo dependen de los diámetros de tubería necesarios, las presiones de servicio, las características de los líquidos a bombear (aguas residuales, agua bruta, agua industrial), la pendiente y tipo de terreno, costo económico, entre otros.

Las características que debe cumplir el material a utilizar son:

- La sección de la tubería no deberá sufrir modificaciones y su rugosidad interna no deberá sufrir alteración sensible a lo largo del tiempo, de forma de asegurar el caudal de escurrimiento deseado.
- Deberá resistir a los esfuerzos internos (incluso durante transitorios hidráulicos).
- Deberá satisfacer las condiciones técnicas al menor costo, tener durabilidad, permitir el menor número de juntas y facilitar la operación y el mantenimiento.

En cuanto al diámetro, al tratarse de aguas residuales se recomienda no utilizar diámetros menores de 75 mm.

Materiales usuales

- Tubos metálicos:
 - Fundición gris (no se corroe)
 - Fundición dúctil (mayor flexibilidad que la fundición gris)
 - Acero (es flexible, pero necesita protección contra la corrosión)
- Tubos no metálicos:

Hormigón pretensado (para grandes diámetros)

- PEAD (polietileno de alta densidad)
- PRFV (plástico reforzado con fibra de vidrio)
- En aguas residuales los materiales más utilizados son la fundición dúctil y los plásticos.

5. Normativa vigente en Uruguay

5.1. Normativa nacional

La normativa con la que cuenta el país respecto a saneamiento y tratamiento de efluentes incluye los siguientes decretos:

- Decreto 253/979, que establece las condiciones de vertido requeridas para prevenir la contaminación ambiental.
- Decreto 78/010, que reglamenta la Ley 18.610, acerca de sistemas de saneamiento.
- Decreto reglamentario 59/013 de la Ley 18.840, acerca de la obligatoriedad de conexión al saneamiento.

5.1.1. Decreto 78/010 del 24 de febrero de 2010

La Ley 18.610, previamente presentada, fue reglamentada luego por el Decreto 78/010, que constituye una de las herramientas más importantes con las que se cuenta a nivel de sistemas de saneamiento. Establece ciertos aspectos referidos a la aprobación, evaluación y revisión de los planes de cobertura de saneamiento. Queda establecido que la implementación de los sistemas de saneamiento deberá garantizar condiciones adecuadas de salubridad, ambientales y territoriales, como también su viabilidad económica.

El Decreto 78/010 establece, asimismo, los tipos de soluciones de saneamiento que pueden ser considerados como válidos dentro del territorio nacional (artículo 3.º):

Transporte de las aguas residuales y excretas, por medio de una.

Almacenamiento de las aguas residuales y excretas en pozos estancos, transporte en camiones barométricos y disposición final en planta de tratamiento.

Transporte de los líquidos residuales por alcantarillado a una laguna de tratamiento, con retención de sólidos “in situ”, que luego son transportados para su disposición final en una planta de tratamiento.

Almacenamiento y disposición final “in situ” con pozos filtrantes y/o infiltración al suelo.

Sistemas mixtos que resultan de la combinación de componentes de los sistemas anteriores.

5.1.2. Decreto reglamentario 59/013 del 18 de febrero de 2013

La Ley 18.840, promulgada el 23 de noviembre de 2011 junto con sus modificaciones, y el Decreto reglamentario 59/013 tratan acerca de la obligatoriedad de conexión a la red de saneamiento existente o en construcción.

5.2. Prestadores del servicio de saneamiento en Uruguay

En Uruguay, el servicio de saneamiento es brindado por parte de dos instituciones: en el departamento de Montevideo está a cargo de la IM, mientras que en el resto del país los sistemas dinámicos son de responsabilidad de OSE.

El servicio de limpieza de los sistemas estáticos (depósitos fijos) a través de camiones barométricos puede ser brindado por las Intendencias o por particulares por ellas autorizados.

Los sitios de disposición final de los líquidos-lodos generados en este servicio son de responsabilidad municipal.

6. Soluciones de saneamiento existentes en Uruguay

6.1. Perspectiva nacional

En la actualidad, en nuestro país coexisten diversas variedades de modalidades de saneamiento, algunas de las cuales no son consideradas como soluciones adecuadas de acuerdo al Decreto 78/010.

Se tiene dentro de las grandes categorías (las señaladas con * no son estrictamente catalogables como «soluciones», ya que carecen de alguna característica fundamental):

- Red de alcantarillado-red de colectores:
 - Con planta de tratamiento de efluentes previo al vertido final.
 - Con vertido directo a curso de agua, sin tratamiento previo (esta solución no sería adecuada de acuerdo al Decreto 78/010)*.
- Depósito impermeable:
 - Con vaciado periódico mediante camión barométrico, que descarga los líquidos-lodos en una planta de tratamiento de efluentes.
 - Con vaciado periódico mediante camión barométrico, cuya descarga de líquidos-lodos no es adecuada (por ejemplo: vertido a curso de agua o al terreno), por lo que no sería una solución adecuada de acuerdo al Decreto 78/010*.
 - Con robador o alivio, descargando al terreno, vía pública o infiltrando. Este sistema no puede ser considerado como una solución adecuada, dado que existe riesgo de contacto de las personas con las aguas residuales aliviadas o riesgo de contaminación de la napa*.
 - Utilizado solo para los efluentes primarios, con vaciado periódico mediante camión barométrico. El vertido de las aguas secundarias se da a la vía pública o a las cunetas pluviales existentes. Esta solución no es considerada como adecuada de acuerdo al Decreto 78/010 y de acuerdo a las Ordenanzas de Sanitarias Internas municipales*.
- Depósito filtrante. Esta solución únicamente se considera como adecuada, de acuerdo al Decreto 78/010, si se encuentra en el ámbito rural.
- Fosa séptica seguida de:
 - Depósito impermeable, con vaciado periódico mediante camión barométrico.
 - Sistema de infiltración al terreno (dren, parcela o depósito filtrante).
 - Sistema de riego.
 - Sistema de conducción de efluentes líquidos y planta de tratamiento para los líquidos, con vertido final a curso de agua (sistema denominado de efluentes decantados).
 - Sistema de conducción de efluentes líquidos y humedal artificial con disposición final al terreno mediante sistema de infiltración o sistema de riego.
- Humedal artificial: seguido de vertido a curso de agua o infiltración al terreno.
- Planta de tratamiento de efluentes para uso individual, seguida de infiltración al terreno o sistema de reúso para riego.

- Vertido directo a través de robador, alivio a la cuneta, o en forma no controlada al terreno para su infiltración y evaporación. Este sistema no puede ser considerado como una solución adecuada, dado que existe riesgo de contacto de las personas con las aguas residuales aliviadas*.

Según los datos censales del Instituto Nacional de Estadística, como se puede ver en la Tabla 4.6 la cobertura de saneamiento que arrojaría el último censo poblacional es de al menos 97 %. También la definición del sistema de saneamiento puede llevar a ciertas discusiones, ya que, por ejemplo, se toma como un sistema de saneamiento la fosa séptica cuando esta es solamente un dispositivo de retención de algunos compuestos.

Tabla 4.6. Población con servicio de saneamiento.
Tomada de Instituto Nacional de Estadística, 2011.

% Población por tipo de servicio sanitario	Total del país	Urbana	Rural
Red general	55 %	58 %	0 %
Fosa séptica, pozo negro	41 %	38 %	92 %
Entubado hacia el arroyo	1 %	1 %	2 %
Otro (superficie, hueco en el suelo)	0 %	0 %	1 %
No tiene servicio sanitario	2 %	2 %	4 %
No relevado	2 %	2 %	1 %

6.2. Saneamiento en Montevideo

El saneamiento de la ciudad de Montevideo data del año 1852, hecho que la convirtió en la primera ciudad de América del Sur en contar con red de colectores. En un primer período (1854-1916), se construyeron 211 km de colectores en la modalidad de lo que hoy se conoce como concesión de obra pública, por parte de la empresa privada propiedad del señor Juan José de Arteaga.

El 28 de julio de 1913 se promulgó la Ley 4.799, cuyo primer artículo establecía que «el estudio, construcción y conservación del alcantarillado de Montevideo, quedará, en adelante, a cargo de la Junta Económico-Administrativa» (hoy, Intendencia de Montevideo). Así, a partir de la citada ley, entre los años 1913 y 1917 el servicio de saneamiento de Montevideo pasó a la órbita pública, más concretamente a jurisdicción municipal.

En 1920, el ingeniero Carlos M. Maggiolo formuló el Plan General de Obras para Montevideo, cuyo objetivo principal consistía en asegurar el saneamiento de la ciudad hasta el año 1950. El plan no fue cumplido en su totalidad y las previsiones de crecimiento poblacional se vieron ampliamente superadas. Ambas razones motivaron la existencia de un gran número de vertimientos en los cursos de agua, y con ello, su contaminación. Ya en las décadas de 1930 y 1940 se comenzaron a detectar síntomas de contaminación en la costa sur.

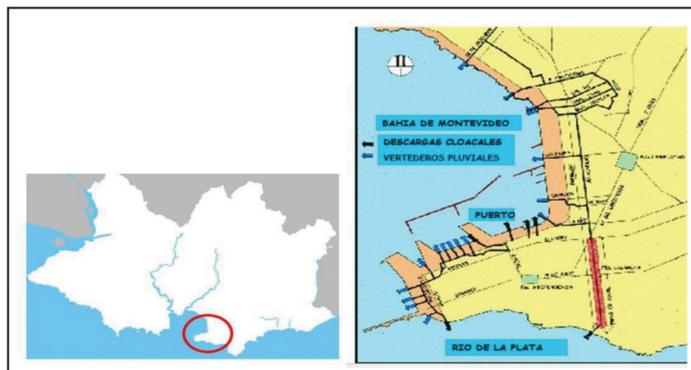


Figura 4.26. Red de Arteaga.
Tomada de Intendencia de Montevideo.

En 1972, se llevó a cabo el «Estudio de disposición final de las aguas residuales de la ciudad de Montevideo», que constituyó un plan de carácter parcial, pues su objetivo estuvo relacionado específicamente con la resolución de los problemas de contaminación de la faja costera. Su principal importancia radica en que estableció la conveniencia de uso de emisarios subacuáticos para esta ciudad y, fundamentalmente, en que permitió iniciar un amplio programa de obras con financiación parcial del Banco Interamericano de Desarrollo (BID): el Plan de Saneamiento Urbano (PSU) de la Ciudad de Montevideo. Como se puede ver en la Figura 4.27, Montevideo se dividió en 1972 en cuatro unidades funcionales, las cuales se mantienen hasta hoy en día: costa este, Paraguay, Miguelete y Pantanoso.



Figura 4.27. Disposición final de aguas servidas en Montevideo, 1972.
Tomada de Intendencia de Montevideo.

En una primera etapa, que se extiende desde 1854 al primer plan de saneamiento (PSU I), el sistema consistía en redes y conducciones que funcionaban por gravedad y vertían directamente en la costa. Existía muy escasa mecanización. Los bombes eran excepcionales y de pequeñas dimensiones. El sistema tenía muy baja necesidad de operación.

Recién entre 1992-1995 se realizó un verdadero nuevo Plan Director de Saneamiento, cuyo objetivo general era asegurar una mejora en la calidad de vida de la población del departamento a través de acciones específicas que permitieran:

- Mejorar el servicio de saneamiento de las áreas que ya tienen el servicio y extenderlo a aquellas que carecen del mismo, estableciendo una adecuada previsión de etapas para asegurar la sustentabilidad técnica, social, financiera y económica de las obras.
- Recuperar y proteger los cuerpos de agua del departamento, en función de una definición de su uso actual o futuro.

El Plan Director es entonces un instrumento de planificación a largo plazo (su horizonte final es 2035), pero también un documento de programación detallada de las acciones a emprender en el corto y mediano plazo.

La ciudad de Montevideo está «naturalmente» obligada a desaguar las aguas servidas generadas por la población y las industrias en el Río de la Plata. Durante años la inevitable consecuencia fue la aparición de graves problemas de contaminación en la costa y playas. La población, convencida de que las playas eran insalubres y fuente de enfermedades, empezó a disminuir fuertemente su uso (Figura 4.28).

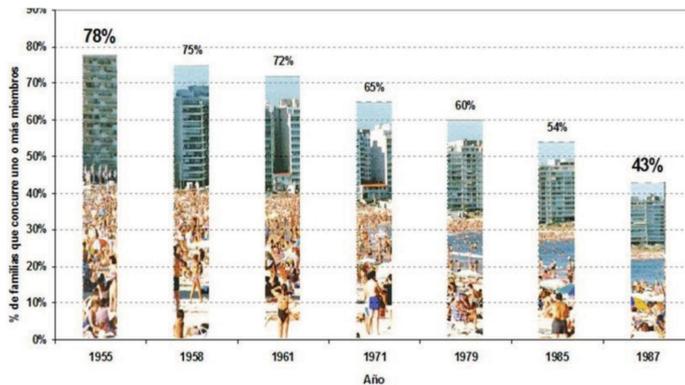


Figura 4.28. Concurrencia a las playas de Montevideo antes del Plan de Saneamiento Urbano. Tomada de Intendencia de Montevideo.

A efectos de resolver dichos problemas de contaminación, la IM comenzó, a partir de 1981, un amplio programa de obras, conocido como el PSU de la Ciudad de Montevideo, con horizonte de proyecto el año 2035. Su ejecución se ha venido desarrollando por etapas, siempre con financiamiento parcial del BID.

Los objetivos principales del PSU son:

- Inicialmente, resolver la contaminación costera.
- Ampliado luego a atender todos los problemas ambientales de los cuerpos de agua de la ciudad y las carencias de los sistemas de alcantarillado existentes y drenaje pluvial.
- Aumentar en porcentaje de cobertura.

A 2023, el sistema de saneamiento de Montevideo consta de 2.930 km de redes. Cuenta, además, con 33.000 bocas de registro (cámaras de inspección, pozos de bajada, terminales de colector, cámaras terminales, cámaras especiales) y 10.800 bocas de tormenta (<https://montevideo.gub.uy/saneamiento>).

PSU, etapa I (1981-1991)

Objetivo principal: descontaminar las playas ubicadas en la costa este de Montevideo.

Obras fundamentales:

- Interceptor para la costa este (12 km) con cuatro estaciones de bombeo
- Planta de pretratamiento (PPT) Punta Carretas
- Emisario subacuático Punta Carretas: 2.320 m
- Monto total del programa: U\$S 74.000.000



Figura 4.29. Obras del PSU, etapa I.
Tomada de Intendencia de Montevideo.

PSU, etapa II (1992-1996)

Objetivos principales:

- Descontaminar playas ubicadas en la costa oeste de Montevideo (desde la escollera Sarandí hasta Punta Carretas).
- Construcción de nuevas redes de saneamiento en la zona noreste de la ciudad.

Obras fundamentales:

- Interceptor para la costa oeste con 2 estaciones de bombeo. De Ciudad Vieja a Punta Carretas, llamado «Interceptor Costero Oeste».
- Construcción de redes colectoras.
- Mejoras en el funcionamiento de los sistemas de bombeo de la zona noreste de la ciudad.
- Monto total del programa: U\$S 48.000.000

PSU, etapa III (1996-2006)

Principales obras:

- Ampliación redes cloacales y drenaje pluvial.
- Construcción colectores troncales y estaciones de bombeo.
- Rehabilitación colectores en mal estado.
- Reasentamiento de familias afectadas por las obras.
- Monto del programa: U\$S 189.700.000

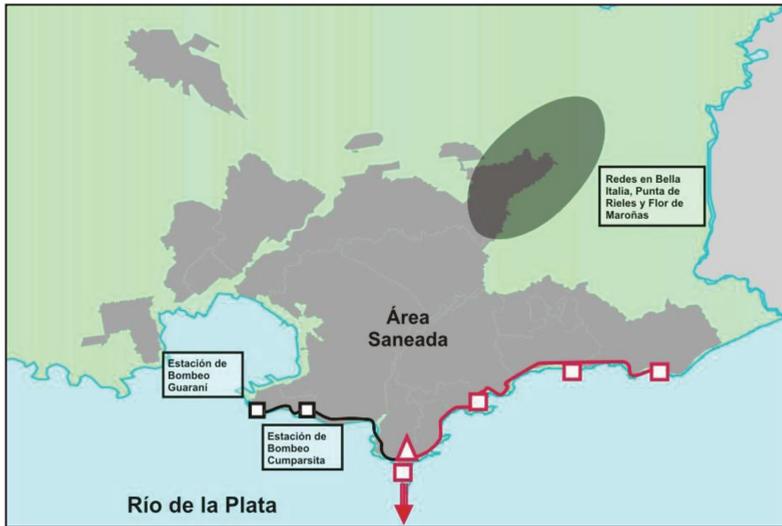


Figura 4.30. Obras del PSU, etapa II.
Tomada de Intendencia de Montevideo.



Figura 4.31. Obras del PSU, etapa III.
Tomada de Intendencia de Montevideo.

PSU, etapa IV (2006-2022)

Objetivos principales al año 2022:

- Aumento de la cobertura de saneamiento.
- Rehabilitación colectores dañados.
- Eliminación de contaminación por vertidos, principalmente, en la bahía de Montevideo y la playa del Cerro.
- Montos de ejecución: aporte del BID de U\$S 118.600.000 y de la IM de U\$S 20.900.000.



Figura 4.32. Obras del PSU, etapa IV.
Tomada de Intendencia de Montevideo.

PSU, etapa V (2017-2022)

- Aumento de la cobertura de saneamiento.
- Disminución de problemas de drenaje pluvial.
- Disminución de la contaminación de la bahía de Montevideo.
- Aumentar la eficiencia en la recaudación de tarifa de saneamiento y aumentar la tasa de conexión a la red.
- Montos de ejecución: aporte del BID de U\$S 60.000.000 y de la IM de U\$S 9.800.000.

Para profundizar sobre estas cuestiones, se recomienda acceder a <https://montevideo.gub.uy/saneamiento>

Referencias bibliográficas

- Carreón Petricioli, G., Morales G., A. L. y Fuentes G., A. (2022). *Manual de baños secos*. Morelia: Unidad de Ecotecnologías, IIES UNAM. <https://ecotec.unam.mx/publicaciones-ecotec>
- Instituto Nacional de Estadística (2011). *Censo 2011*.
- Intendencia de Montevideo. www.montevideo.gub.uy
- Intendencia de Río Negro. <https://www.rionegro.gub.uy/>
- López Díaz, J. (2015). *Material del curso Sistemas de Conducción en Ingeniería Sanitaria*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- López Díaz, J. (2016). *Material del curso Introducción a la Ingeniería Sanitaria*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Obras Sanitarias del Estado (2019). *Reglamento para el Trámite y Ejecución de Redes de Distribución de Agua Potable y de Redes de Saneamiento, Solicitadas por Terceros*. Montevideo: OSE, Organización y Gestión Documental.
- Rezzano Aguirre, M. y González, A. E. (2009). *Notas del curso Instalaciones Sanitarias Internas*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Viapiana, S., Milans, M. V., Olivera, M., Lützen, D., Arias, C. y Marrero, J. (2016). *Redes de alcantarillado y sistemas de bombeo. Aspectos de diseño. 1.º Congreso Nacional de Prestadores de Servicios de Saneamiento*. Montevideo: OSE, Gerencia de Saneamiento, Sistemas de Saneamiento.

Water and Sanitation Program (2007). *La ciudad y el saneamiento. Sistemas condominiales: un enfoque diferente para los desagües sanitarios urbanos*. Washington D. C.: Banco Mundial.

Bibliografía

- Convenio OSE-DIA. *Sistemas de Saneamiento Adecuado* (2012-2013). Montevideo: Fundación Julio Ricaldoni.
- González, A. E., Rezzano, N., D'Angelo, M. y Ríos, A. (2015). *Diseño, construcción, operación y mantenimiento de fosas sépticas. Informe final*. Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente, Dirección Nacional de Aguas, Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental.
- Tomoyuki, M. y Alem, P. (1999). *Coleta e transporte de esgoto sanitário*. San Pablo: Epusp/PHD.
- Ven Te Chow (2004). *Hidráulica de canales abiertos*. Bogotá: McGraw-Hill.

Tratamiento de efluentes

1. Introducción

Cuando un cuerpo receptor recibe una descarga en un punto definido (por ejemplo, la descarga de una planta de tratamiento o de un colector), esta es considerada como proveniente de una «fuente puntual». Cuando se presenta un desarrollo urbano o suburbano sin un sistema adecuado de saneamiento, las descargas de aguas residuales pueden alcanzar los cuerpos de agua cercanos en puntos diversos; lo mismo ocurre con las aguas de escorrentía que lavan las calles durante los eventos de precipitación. Las áreas de cultivo donde se produce escurrimiento superficial también pueden provocar que las aguas que escurren sobre ellas arrastren o lixivien contaminantes. Estos últimos casos son ejemplos de lo que se designa como «fuentes difusas».

Para preservar la salud pública, evitando las enfermedades de transmisión hídrica (cierre del ciclo fecal-oral) y para minimizar los impactos ambientales causados por los vertidos de aguas residuales (contaminación orgánica, patógena, eutrófica, física, estética) sin tratamiento adecuado, es que surge la necesidad de tratar las aguas residuales antes de su vertido, lo que conduce a la utilización de plantas de tratamiento de efluentes.

Los objetivos específicos de estas serán reducir los contenidos en las aguas residuales de:

- Materiales en suspensión y flotantes
- Materia orgánica biodegradable
- Microorganismos patógenos
- Nutrientes
- Sustancias tóxicas

El nivel de remoción necesario de los diferentes contaminantes presentes en un líquido residual para que su vertido sea admisible está establecido en nuestro país por el Decreto 253/979 y sus modificativos. En su artículo 11 establece estándares de vertido de acuerdo al tipo de receptor:

- Desagües a colector
- Desagües a curso de agua
- Infiltración al terreno

Se debe considerar también el cuerpo receptor para determinar si al cumplir con los límites de concentración admitidos por el Decreto 253/79 se garantizan las condiciones adecuadas para asegurar los usos hacia aguas abajo del punto de vertido.

Cuando se trata de las aguas residuales de una localidad, generalmente la disposición final de los efluentes tratados se realiza a curso de agua. La red de saneamiento conduce las aguas residuales hasta la planta de tratamiento, donde se lleva a cabo el acondicionamiento necesario para asegurar que el efluente final sea apto para el vertido al curso de agua en cuestión.

1.1. Contaminantes de interés en aguas residuales

Los principales contaminantes asociados con las aguas residuales se listan en la Tabla 5.1, acompañados de su origen/fuente más usual.

Tabla 5.1. *Características físicas, químicas y biológicas del agua residual y sus procedencias.*

A partir de Metcalf y Eddy, 2003.

Características	Procedencia
Propiedades físicas	
Color	Aguas residuales domésticas e industriales, degradación natural de materia orgánica.
Olor	Agua residual en descomposición, residuos industriales.
Sólidos	Agua de suministro, aguas residuales domésticas e industriales, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.
Temperatura	Aguas residuales domésticas e industriales.
Constituyentes químicos	
Orgánicos	
Carbohidratos	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Grasas animales, aceites y grasas	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Pesticidas	Residuos agrícolas.
Fenoles	Vertidos industriales.
Proteínas	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Contaminantes prioritarios	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Agentes tensoactivos	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Compuestos orgánicos volátiles	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Otros	Degradación natural de materia orgánica.
Inorgánicos	
Alcalinidad	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea.
Cloruros	Aguas residuales domésticas, agua de suministro, infiltración de agua subterránea.
Metales pesados	Vertidos industriales.
Nitrógeno	Residuos agrícolas y aguas residuales domésticas.
pH	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Fósforo	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales; aguas de escorrentía.
Contaminantes prioritarios	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Azufre	Agua de suministro; aguas residuales domésticas, comerciales e industriales.

Características	Procedencia
Gases	
Sulfuro de hidrógeno	Descomposición de residuos domésticos.
Metano	Descomposición de residuos domésticos.
Oxígeno	Agua de suministro; infiltración de agua superficial.
Constituyentes biológicos	
Animales	Cursos de agua y plantas de tratamiento.
Plantas	Cursos de agua y plantas de tratamiento.
Protistas	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial, plantas de tratamiento.
Virus	Aguas residuales domésticas.

Los contaminantes presentes en un líquido residual pueden eliminarse a través de métodos químicos, físicos y/o biológicos. Para evaluar las alternativas de tratamiento, se debe tener en cuenta la calidad del agua residual afluente, el punto de disposición final, los estándares de vertido, los métodos de disposición final, las posibilidades de operación, los costos, entre otros factores. La remoción de los distintos contaminantes presentes en las aguas residuales se puede efectuar, a modo de ejemplo, por medio de los siguientes tratamientos:

- Sólidos en suspensión: tamizado, desarenado, sedimentación, flotación, floculación/sedimentación.
- Materia orgánica biodegradable: sistemas de tratamiento biológico, sistemas fisicoquímicos.
- Microorganismos patógenos: desinfección (cloración, ozono o luz ultravioleta), lagunas de maduración.
- Nutrientes: procesos biológicos de nitrificación / desnitrificación, eliminación biológica del fósforo, precipitación química del fósforo, oxidación del nitrógeno.
- Sustancias tóxicas: procesos biológicos, procesos fisicoquímicos.

1.2. Etapas del proceso de tratamiento

Dentro de un proceso de tratamiento de efluentes, se distinguen cuatro etapas. Esto no significa que en toda planta de tratamiento de efluentes estén presentes las cuatro, sino que dependerá de la concepción del proyecto, en que se toma la decisión de qué etapas serán necesarias en función de la caracterización del líquido residual a tratar.

- **Pretratamiento (procesos físicos).** Eliminación de sólidos groseros, arenas y grasas (desbaste, desarenado, desengrasado).
- **Tratamiento primario (procesos físicos).** Eliminación de parte de los sólidos en suspensión y de una fracción de la materia orgánica (sedimentación primaria, tamizado).
- **Tratamiento secundario (procesos biológicos o fisicoquímicos).** Eliminación de la materia orgánica biodegradable (lodos activados, lagunas de estabilización, reactores anaerobios, coagulación-floculación-sedimentación).
- **Tratamiento terciario (tratamiento biológico o químico).** Eliminación de nutrientes (lodos activados, precipitación química) y de contaminantes específicos (precipitación química, desinfección).

La Figura 5.1 muestra algunos de los elementos que pueden componer cada etapa en un sistema de tratamiento. Tal como se puede apreciar, todo lo mencionado anteriormente

aplica tanto a sistemas de baja tasa (caudales aplicados por unidad de área superficial bajos) como las lagunas de estabilización y los humedales, así como a diversos sistemas de alta tasa, a saber, lodos activados (el sistema mayormente empleado en Uruguay), filtros percoladores, entre otros sistemas que serán presentados en secciones siguientes.

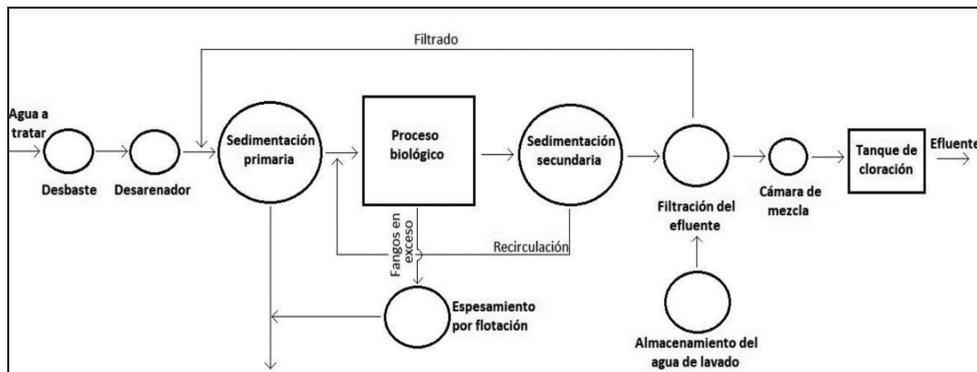


Figura 5.1 *Esquema posible de una planta de tratamiento. Operaciones unitarias.*
Redibujada de Metcalf y Eddy, 2003.

2. Pretratamiento

Los objetivos del pretratamiento son remover sólidos groseros, arenas y flotantes que llegan junto con el agua residual:

- En estaciones de bombeo, para proteger los equipos de bombeo.
- En plantas de tratamiento, para no interferir en los procesos posteriores.
- En aliviaderos, para evitar llegada de basura y flotantes al cuerpo de agua.
- En sistemas de disposición final, para evitar llegada de flotantes a la costa.

Así es que se acondicionan las aguas residuales para ser recibidas por las unidades que se encuentren aguas abajo. En esta etapa no se remueven los principales contaminantes de interés en aguas residuales.

Las etapas que componen el pretratamiento son:

- Desbaste. Remoción de sólidos groseros (basura).
- Desarenado. Remoción de arenas (sólidos de densidad significativamente mayor que 1 kg/L).
- Desengrasado. Remoción de grasas y flotantes.

2.1. Desbaste

El desbaste se materializa a través de rejillas con ciertas características que se colocan para detener el pasaje de sólidos groseros y permitir su extracción para llevarlos a disposición final en relleno sanitario. La selección del tipo de rejilla dependerá de:

- Características de las bombas a proteger (diámetro máximo de sólidos que admiten).
- Características y cantidad de material a retener.
- Dificultades y necesidades de operación de la instalación.

Las rejillas se construyen con planchuela metálica (es decir, sus barras son planas), lo que simplifica las tareas de limpieza con relación a lo que resultaría si fueran barras cilíndricas.

Se pueden clasificar por la separación entre barras y por su forma de limpieza.

De acuerdo con su separación entre barras, se tiene:

- Reja gruesa: abertura de 40 a 100 mm.
- Reja fina: abertura de 10 a 40 mm.

En cuanto a su forma de limpieza o remoción de los sólidos retenidos, pueden ser:

- Rejas de limpieza manual.
- Rejas de limpieza mecanizada.

Así, por ejemplo, se puede contar con una reja fina de limpieza mecánica o una reja gruesa de limpieza manual. En el caso de las rejas de limpieza manual, un operario debe acceder a ella para la remoción de los sólidos depositados, por lo habitual, empleando una pala o un rastrillo. En cuanto a las rejas de limpieza mecanizada, existen de distintos tipos y todas ellas son accionadas por motores.

A continuación, se muestran los sistemas más típicos que se encuentran en unidades con aguas residuales. Cabe decir que existe un abanico más amplio de sistemas de desbaste.



Figura 5.2. Rejas de limpieza manual (rejas canasto).

Tomada de López Díaz, 2015.



Figura 5.3. Rejas de barras de limpieza manual.

Tomada de López Díaz, 2015.

La Figura 5.4 muestra rejas de barras de limpieza mecanizada muy utilizadas. En este caso, la limpieza se realiza mediante un rastrillo. El sistema de izaje de este es mediante guías o cuerdas. Normalmente, son empleadas para efluentes municipales, industriales, en estaciones de bombeo de mediano o gran porte con cantidad de sólidos moderada. Una ventaja que presentan es que permiten la descarga de los sólidos a mayor altura.

La Figura 5.5 muestra una imagen de una estación de bombeo con rejas de barras con limpieza mediante grapo. El grapo limpia la reja y debe trasladarse al punto de descarga de los sólidos (por ejemplo, un contenedor). Se aplica tanto a efluentes municipales e industriales como a aliviaderos.



Figura 5.4. *Rejas de barra de limpieza mecánica con rastrillo.*
Tomada de López Díaz, 2015.



Figura 5.5. *Rejas de barra con limpieza mecanizada con grapo.*
Tomada de López Díaz, 2015.

La Figura 5.6 muestra un sistema de limpieza escalonada. Tal como lo indica su nombre, consta de escalones donde los sólidos son retenidos. Está compuesta por dos sistemas de escalones, uno fijo y otro móvil. Los escalones móviles van subiendo para transportar los sólidos para su remoción. Se aplica a efluentes municipales y en mayor medida a efluentes industriales.

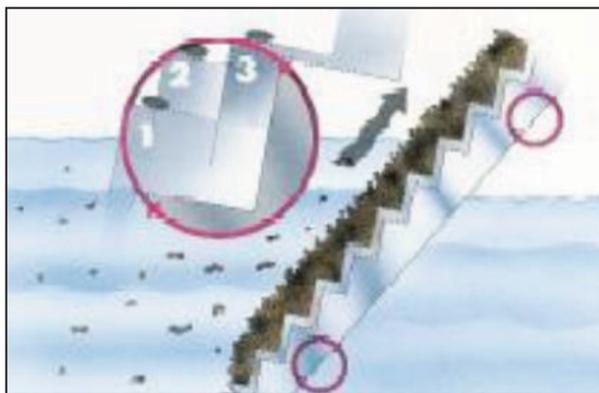


Figura 5.6. *Rejas de limpieza escalonada.*
Tomada de López Díaz, 2015.

El material retirado de las aguas residuales puede ser colectado directamente en carretillas o en contenedores, con sistemas de tornillo sin fin o cintas transportadoras hacia contenedor y, además, puede ser compactado en sitio.

2.2. Desarenado y desengrasado

Estas unidades suelen practicarse de manera conjunta. Las «arenas» a remover mediante el desarenado comprenden el material de peso específico mayor que los sólidos orgánicos (arenas, cenizas, cáscaras de huevo, granos de café y otros). Se deben separar estos materiales evitando que arrastren materia orgánica.

El objetivo es remover las arenas presentes en el agua residual para:

- Proteger los equipos mecánicos contra la abrasión.
- Reducir la formación de depósitos en tuberías, conductos y canales.
- Reducir la frecuencia de limpieza de arenas en las unidades de tratamiento.

En los desengrasadores se remueven las grasas y los elementos flotantes con peso específico menor al del agua. Es un proceso de separación sólido/líquido cuyo objetivo es remover los flotantes presentes en el agua residual para:

- Evitar interferencias o afectaciones en el funcionamiento de procesos de tratamiento posterior.
- En sistemas de disposición final mediante emisario, evitar que los flotantes regresen a la costa.

Los desarenadores y desengrasadores se ubican aguas abajo del sistema de rejas y pueden colocarse tanto aguas arriba como aguas abajo del bombeo del agua residual, siempre tomando en cuenta el tipo de bombas a instalar.

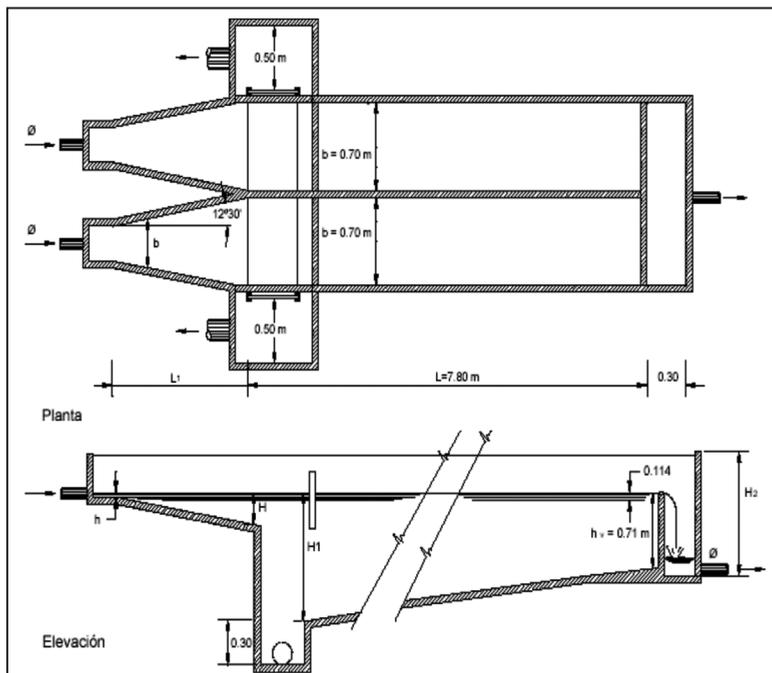


Figura 5.7. Desarenador y desengrasador. Planta y corte.
Tomada de López Díaz, 2015.

Para remover las arenas, los aceites y las grasas, se cuenta, en general, con un puente barreador. Este «barre» el fondo para llevar las arenas hacia una zona de acumulación desde donde luego son extraídas, y a la vez barre la superficie para conducir los aceites y grasas también hacia un punto de salida. Luego de extraídos estos materiales, son conducidos hacia una zona de acondicionamiento para luego ser trasladados.

3. Tratamiento primario

El objetivo de esta etapa de tratamiento es remover sólidos sedimentables y material flotante por medios físicos. Como resultado se logra reducir el contenido de materia orgánica y de sólidos suspendidos en forma significativa.

La sedimentación es un proceso natural en el que se separan las partículas que tienen densidad mayor que el líquido en el que se encuentran suspendidas. En la sedimentación primaria, las partículas que decantan son partículas floculentas (tienen un comportamiento «no discreto» durante la sedimentación; se van agregando unas a otras durante el proceso).

Las eficiencias en remoción esperadas son:

- Remoción de materia orgánica: DBO_5 25-40 %, DQO máximo 40 %
- Remoción de sólidos suspendidos totales (SST): 50-70 %

El tratamiento primario puede, en ciertos casos, omitirse. Eso se suele definir a partir del análisis de los sólidos sedimentables presentes en el líquido a tratar.

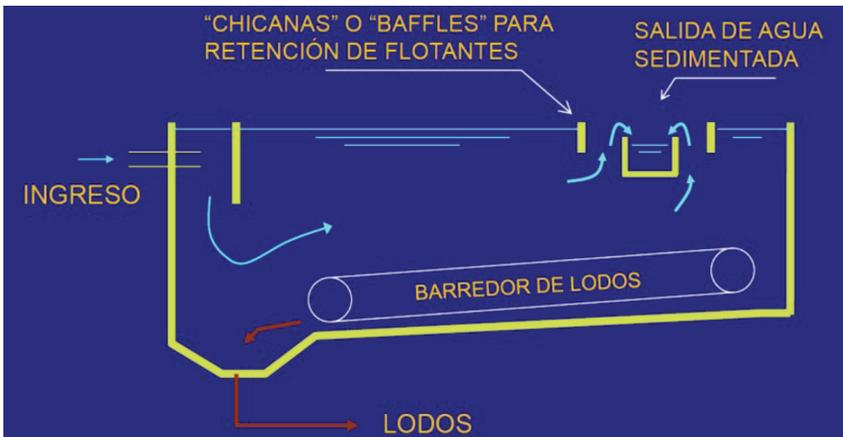


Figura 5.8. Sedimentador rectangular con puente barredor.
Tomada de López Díaz, 2015.

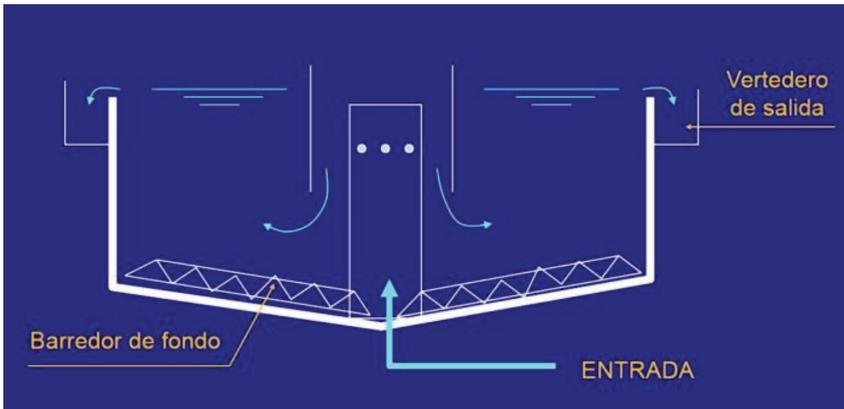


Figura 5.9. Sedimentador circular con puente barredor. Sistema de salida con deflector y canaletas de vertido. Sistema de salida de aceites y grasas por tubería.
Tomada de López Díaz, 2015.

4. Tratamiento secundario

La etapa de tratamiento secundario se refiere a los sistemas de tratamiento biológico. En estos sistemas se aprovecha el metabolismo de ciertos microorganismos cuya presencia se controla, para degradar la materia orgánica contenida en el agua residual, transformándola en biomasa sedimentable. De este modo, se logra reducir la DBO y DQO del líquido residual.

4.1. Clasificación de los procesos biológicos

4.1.1. Clasificación según el requerimiento de oxígeno para el proceso

- Proceso aerobio: existe oxígeno disuelto (OD) en el agua e intervienen microorganismos aerobios.
- Proceso anóxico: no existe OD, pero hay presencia de oxígeno combinado (nitratos).
- Proceso anaerobio: hay ausencia de OD e intervienen microorganismos anaerobios.
- Proceso facultativo: existen zonas aerobias y zonas anaerobias, e intervienen microorganismos facultativos.

4.1.2. Clasificación según el estado de la biomasa en la unidad

- Biomasa suspendida: los microorganismos se encuentran suspendidos dentro de la unidad —lodos activados, reactores anaerobios de flujo ascendente (UASB, por su sigla en inglés)—.
- Biomasa adherida: existe un medio inerte sobre el que se da el crecimiento microbiano —filtros percoladores, biodiscos, reactores biológicos de lecho móvil (MBBR), reactores biológicos de membrana (MBR)—.

En los sistemas de biomasa adherida, los microorganismos son retenidos dentro del reactor, a diferencia de los sistemas de biomasa suspendida, en los cuales los microorganismos salen con el efluente.

4.2. Sistemas aerobios

4.2.1. Lodos activados

El proceso de lodos activados es el más conocido y utilizado en el mundo; surge a principios del siglo XX en Inglaterra. Su principio de funcionamiento consiste en estabilizar la materia orgánica por medio de una masa de microorganismos aerobios en suspensión.

En la Figura 5.10, siguiendo el flujo de agua, se tiene que:

- El agua residual (afluente) ingresa al reactor, donde entra en contacto con la biomasa presente. El sistema cuenta con aireación externa.
- Luego de un tiempo de aireación, el efluente se conduce a un sedimentador secundario, donde la biomasa sedimenta y se obtiene un líquido clarificado.
- Una parte de esa biomasa se recircula para mantener en el reactor la concentración adecuada de microorganismos y el excedente se purga como lodo para mantener el sistema en condiciones estacionarias.

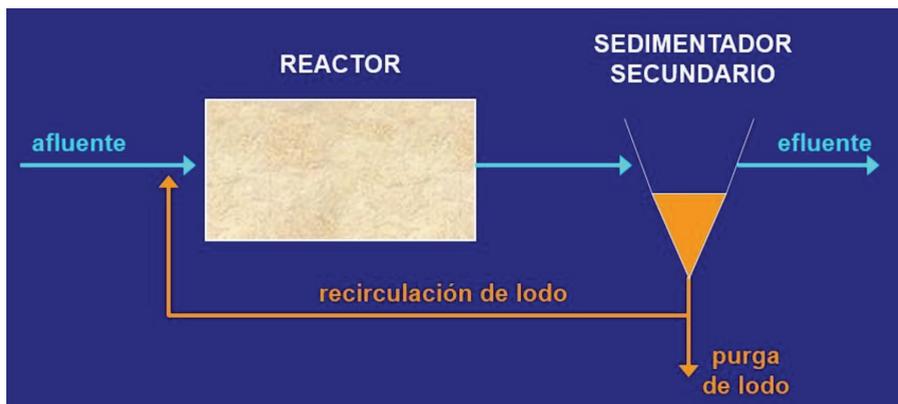


Figura 5.10. Sistema de lodos activados.
Tomada de López Díaz, 2015.

El proceso básico de lodos activados se integra por varios componentes que se interrelacionan entre sí:

- Tanque de aireación, en el que se dan los procesos de asimilación y de gradación aerobia de materia orgánica (el sustrato es transformado en biomasa).
- Fuente de aireación que permite transferir aire u oxígeno para garantizar condiciones aerobias y proporciona la mezcla que requiere el sistema.
- Sedimentador secundario, en el que se separan los sólidos biológicos del líquido tratado (sedimenta la biomasa y se obtiene un efluente clarificado).
- Sistema de tuberías y bombeo para recircular los sólidos biológicos del sedimentador hacia el reactor biológico, para garantizar una concentración suficiente de microorganismos para el proceso.
- Sistema de tuberías y bombeo para descartar el exceso de lodos biológicos del sistema (hacia su tratamiento y posterior disposición final).

Los sistemas de lodos activados tienen alta eficiencia en remoción de materia orgánica (80 %-90 % en DBO) y permiten tratar grandes caudales en plantas relativamente compactas.

Requerimientos ambientales

Se deben asegurar determinadas condiciones ambientales para el desarrollo de la biomasa.

- Nutrientes: los principales son N y P; en aguas residuales domésticas, por lo general, no hay escasez.
- pH: rango óptimo 6,5 a 7,5.
- Temperatura: rango óptimo 25 °C a 32 °C.
- OD: se debe suministrar oxígeno al tanque de aireación para mantener una concentración de $OD \geq 2\text{mg/L}$ en el reactor.

En la Figura 5.11 se puede observar un esquema típico de lodos activados actual. La aireación se produce a través de un sistema de difusores colocados en el fondo del reactor. Los difusores emiten burbujas pequeñas de forma tal que facilitan la transmisión de oxígeno a los microorganismos y, a su vez, el ascenso de burbujas favorece la mezcla dentro del reactor.



Figura 5.11. Esquema del sistema de lodos activados con aireación sumergida en el fondo.
Tomada de López Díaz, 2015.

En la Figura 5.12 se aprecia un sistema de lodos activados de planta circular con ingreso de aire por agitación superficial. Como se puede ver, claramente se obtiene una distribución no homogénea.

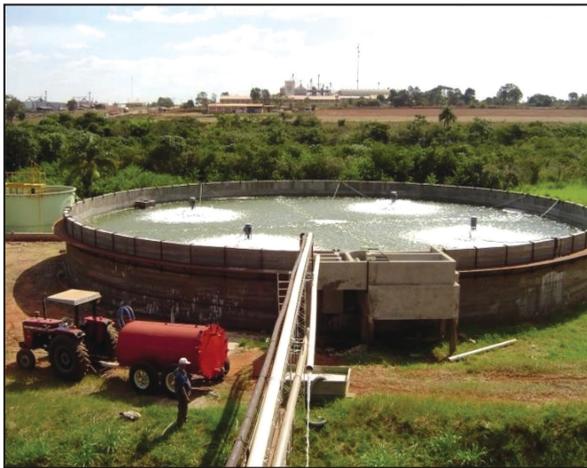


Figura 5.12. Lodos activados en reactor circular con fuente de aireación superficial.
Tomada de López Díaz, 2015.

4.2.2. Lechos percoladores

Este sistema, también conocido como *filtro percolador*, se trata de un proceso aerobio de biomasa adherida en el cual la depuración de las aguas ocurre sobre la superficie de un material soporte fijo, donde los microorganismos se desarrollan formando una película o biofilm. Este sistema requiere de una etapa previa de tratamiento primario (sedimentación) para evitar obstrucciones en el manto.

El material soporte puede ser de piedra partida (de distintos tamaños) o de piezas plásticas (estas han ganado terreno hoy en día, ya que disminuyen considerablemente la carga estructural y aumentan la superficie para formación de biofilm).

El líquido ingresa por un sistema de riego sobre el material soporte, percola por gravedad y es recogido en la parte inferior. Además, se promueve la ventilación con pequeñas ventanas que se abren en la parte inferior de los muros que contienen el material soporte.

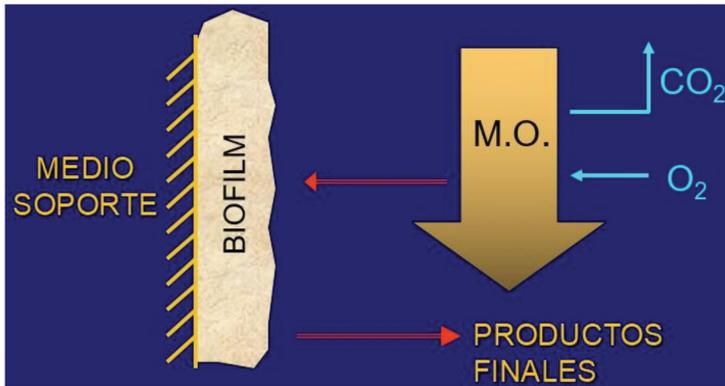


Figura 5.13. Esquema del funcionamiento de un lecho percolador.
Tomada de López Díaz, 2015.

4.2.3. Biodiscos

A diferencia del sistema de lechos percoladores, en este caso el soporte es móvil: el sistema está formado por una serie de placas o discos que giran sobre un eje central. Los discos están parcialmente sumergidos (aproximadamente un 40 %) y giran lentamente sobre el eje, con lo cual los microorganismos van alternando el contacto con la atmósfera (para obtener el oxígeno necesario) y el agua residual, de la que toman la materia orgánica y nutrientes.



Figura 5.14. Lecho percolador.
Tomada de López Díaz, 2015.

El exceso de microorganismos se desprende de los discos debido a fuerzas cortantes originadas por la rotación y se separan en el sedimentador secundario.



Figura 5.15. *Piloto de biodiscos.*
Tomada de López Díaz, 2015.

Al igual que los lechos percoladores, este sistema requiere de tratamiento primario y también de sedimentador secundario (es decir, un sedimentador para biomasa como el que se emplea en los sistemas de lodos activados).

4.2.4. *Moving-bed biofilm reactor (MBBR)*

Es un sistema de lodos activados con biomasa adherida a un material soporte (*packing*) suspendido o fijo dentro del reactor. Se utiliza para mejorar los procesos de lodos activados al permitir aumentar la concentración de biomasa en el tanque de aireación y/o reducir los volúmenes necesarios. Se utilizan distintos materiales sintéticos para el *packing*. Las piezas plásticas comercializadas hoy en día llegan a alcanzar áreas específicas cercanas a los $500\text{m}^2/\text{m}^2$; suelen ser piezas de polipropileno con forma cilíndrica. Requiere de sedimentador secundario para remover el biofilm desprendido. La ventaja de su utilización es que la aplicación de procesos de MBBR permite aumentar la capacidad de tratamiento de la planta al incrementar la superficie de contacto y promover mayor contacto con el sustrato.



Figura 5.16. *Piezas plásticas para MBBR.*
Tomada de López Díaz, 2015.

4.2.5. *Biorreactor de membrana (MBR)*

Es una combinación de tratamiento biológico mediante el proceso de lodos activados, en el cual se lleva a cabo la biodegradación de compuestos, con separación física mediante membranas de micro o ultra filtración, lo que elimina al sedimentador secundario.

Los MBR sustituyen a las fases de sedimentación (decantación), filtración y desinfección, con lo que el espacio necesario y los costos de inversión en obra civil disminuyen considerablemente. La operación se reduce a una etapa compacta en lugar de un sistema de varias etapas.

Ventajas de los MBR

- Clarifica el efluente. Baja turbiedad, bajo contenido de bacterias, SST y materia orgánica.
- Menor tamaño que un sistema de lodos activados.
- Menor producción de lodos.

Los MBR son muy utilizados cuando se plantea el reúso del agua. Es usual que se practiquen con un tanque anóxico a la entrada para la nitrificación (ver sección 5: «Tratamiento terciario»).

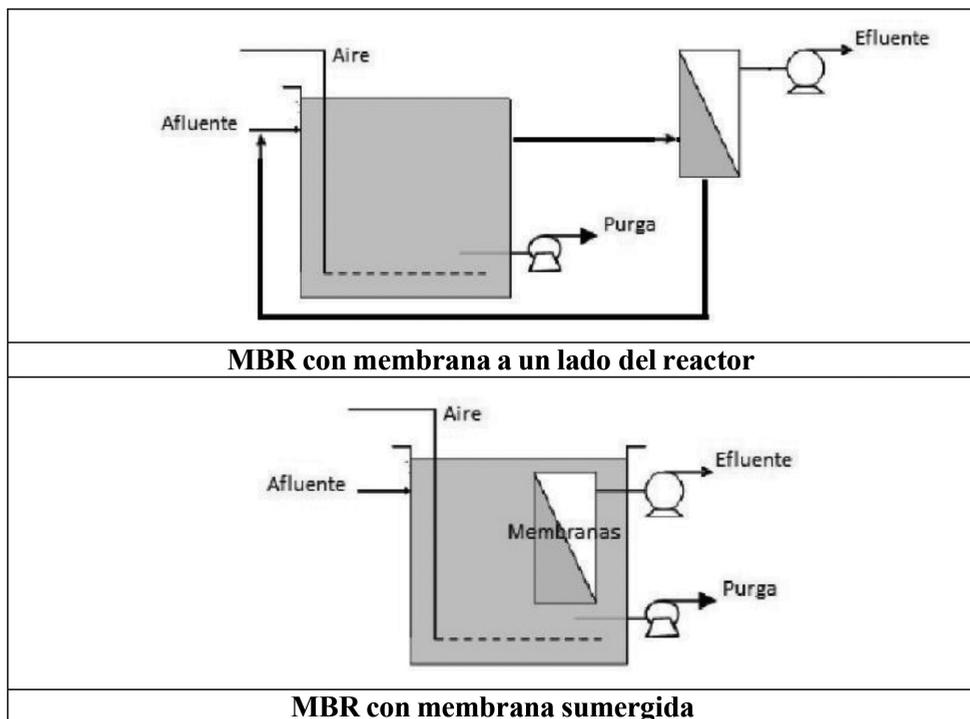


Figura 5.17. Esquemas de sistemas MBR.
Tomada de López Díaz, 2015.

4.3. Sistemas anaerobios

Los reactores anaerobios pueden ser utilizados para tratar efluentes domésticos o industriales con alta carga orgánica. Si bien admiten altas cargas orgánicas, requieren de unidades de postratamiento para producir un efluente final adecuado para disposición final a curso de agua.

En estos sistemas, la degradación de la materia orgánica se da por acción de microorganismos anaerobios. Los compuestos orgánicos son transformados en CH_4 y CO_2 que se liberan como gases. Comparados con los sistemas de tratamiento aerobio:

- Tienen menor consumo de energía; el metano puede recuperarse. Permiten obtener un lodo ya estabilizado.
- Tienen un período de arranque muy largo (si no se utiliza inóculo) y mayor sensibilidad a la variación de las condiciones ambientales.
- Tienen menor eficiencia en remoción de materia orgánica (entre 50 % y 70 %).

Los reactores anaerobios más conocidos y utilizados en tratamiento de aguas residuales domésticas son los reactores anaerobios de flujo ascendente (UASB).

4.3.1. Reactores UASB

Los reactores UASB no poseen material inerte como soporte para la biomasa. La inmovilización de la biomasa ocurre por autodensificación del manto de lodos. El flujo es ascendente, el líquido ingresa en la parte inferior y pasa a través del lecho de lodo denso para ser recolectado en la superficie por canaletas de recolección. La estabilización de la materia orgánica ocurre en todas las zonas del reactor.

Se debe tener especial cuidado al momento del diseño de la velocidad ascensional del flujo, ya que se buscará mantener el lodo «flotando» dentro del reactor. Si la velocidad aumenta demasiado, el lodo puede ser arrastrado y acabará saliendo con el efluente.

En la parte superior del reactor se ubica un sedimentador para evitar la salida de lodo con el efluente; existe también una zona de separación y captación de gases. Una vez captado, este biogás puede ser quemado o utilizado para generar energía.

Estos reactores se realizan con planta circular y rectangular.

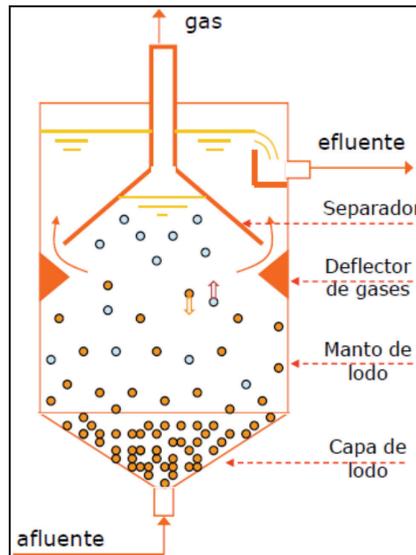


Figura 5.18. Reactor UASB.
Tomada de López Díaz, 2015.

4.3.2. Otros sistemas anaerobios

Se tiene una diversidad de sistemas anaerobios utilizados para el tratamiento de aguas residuales. En aguas residuales industriales son muy utilizados debido a la posibilidad de aplicación de altas cargas de materia orgánica y la ventaja de recuperación de biogás.

Esta clase de sistemas se basan en la digestión anaerobia (Figura 5.19). Existen dos clases de digestores que son mayormente utilizados: los de alta y baja carga. Dentro de los de alta carga, los hay de biomasa suspendida o de biomasa adherida. Dentro de los de biomasa adherida se encuentran aquellos similares a los MBBR aerobios, biodiscos totalmente sumergidos, reactores de lecho expandido o fluidificado, etcétera. Para los de baja carga, por lo general, no se calienta ni se mezcla el contenido presente en ellos y se tienen tiempos de retención de entre 30 y 60 días. Asimismo, en los digestores de alta carga, el contenido sí se calienta y mezcla completamente, y se tienen tiempos de retención de 15 días o menos.

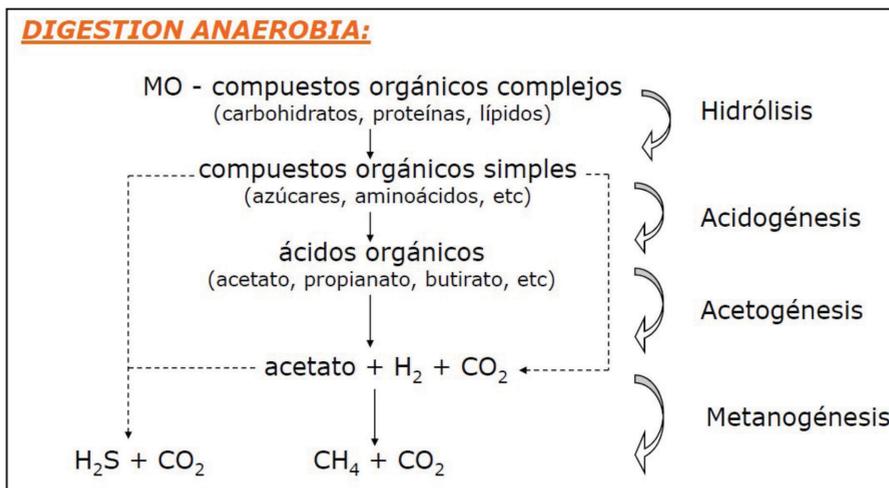


Figura 5.19. Digestión anaerobia. Etapas del proceso.
Tomada de López Díaz, 2015

El proceso de digestión consta de cuatro etapas:

- Hidrólisis. Los compuestos de alto peso molecular (carbohidratos, proteínas, lípidos) se transforman en otros que pueden ser empleados como fuente de energía y de carbono (azúcares, aminoácidos).
- Acidogénesis. Los compuestos producidos en la primera etapa se convierten en compuestos intermedios identificables y de menor peso molecular.
- Acetogénesis. Los ácidos previamente generados se convierten en acetato, hidrógeno gas y dióxido de carbono.
- Metanogénesis. Los compuestos intermedios se convierten en productos finales que son más simples, fundamentalmente, el metano y el dióxido de carbono.

5. Tratamiento terciario

Se trata de la última etapa de tratamiento, previo al vertido final del efluente. En consecuencia, constituye la fase de pulido final para asegurar que el efluente cumpla con la calidad adecuada para el vertido a curso de agua. La etapa de tratamiento terciario o avanzado puede incluir sistemas para remoción de:

- Nutrientes (N y P) Patógenos
- Contaminantes específicos

5.1. Remoción de nitrógeno

El nitrógeno se puede eliminar biológicamente mediante los procesos de nitrificación o desnitrificación:

- Nitrificación. Transformación del amonio (NH_4^+) en nitrato (NO_3^-) en ambiente aerobio (se debe suministrar el oxígeno necesario).
- Desnitrificación. Transformación del nitrato (NO_3^-) en nitrógeno (N_2) que se desprende como gas, en ambiente anóxico (se debe asegurar ausencia de OD).

La tasa de reproducción de los organismos nitrificantes es muy baja, por lo que se debe asegurar un tiempo de tratamiento suficiente para que la nitrificación ocurra.

En la Figura 5.20, se muestra un esquema típico de arreglo de unidades para la remoción de nitrógeno. La elección de colocar el reactor anóxico aguas arriba del aerobio responde a la demanda de materia orgánica rápidamente disponible por los microorganismos desnitrificadores. Esta materia orgánica rápidamente disponible ingresa al sistema y es la primera consumida por los microorganismos, cualquiera sea. Este arreglo obliga a realizar una recirculación interna para conducir el nitrato producido en el reactor aerobio hacia el reactor anóxico.

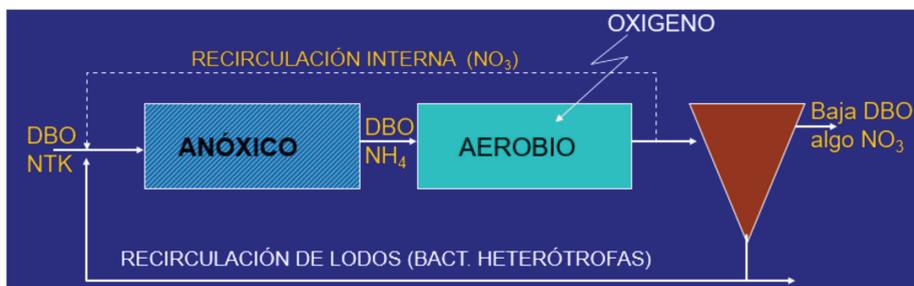


Figura 5.20. Remoción biológica de nitrógeno, reactor anóxico aguas arriba del aerobio. Tomada de López Díaz, 2015.

En caso de colocarse primero el reactor aerobio y luego el anóxico, se debe asegurar la disponibilidad de materia orgánica en el reactor anóxico (ya que puede haber sido removida con altas eficiencias en el reactor aerobio). En general, la materia orgánica no es suficiente y se debe agregar metanol.

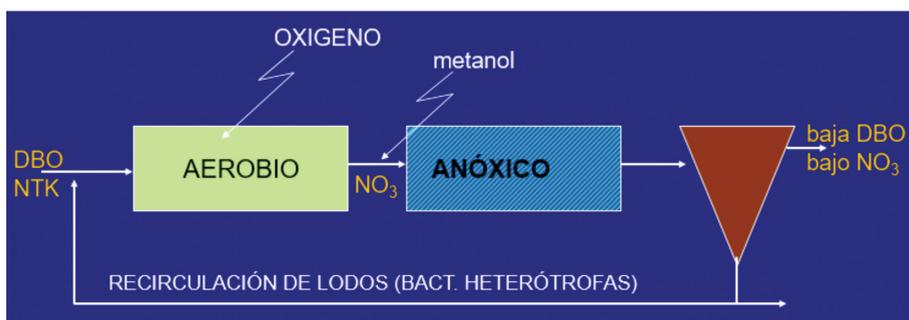


Figura 5.21. Remoción biológica de nitrógeno. Tomada de López Díaz, 2015.

5.2. Remoción de fósforo

El fósforo se puede remover por procesos biológicos o fisicoquímicos.

5.2.1. Remoción biológica de fósforo

El fósforo se puede eliminar por procesos biológicos mediante los siguientes pasos:

Estrés de bacterias acumuladoras de fósforo en reactor anaerobio.

Acumulación de fósforo en exceso por bacterias en reactor aerobio.

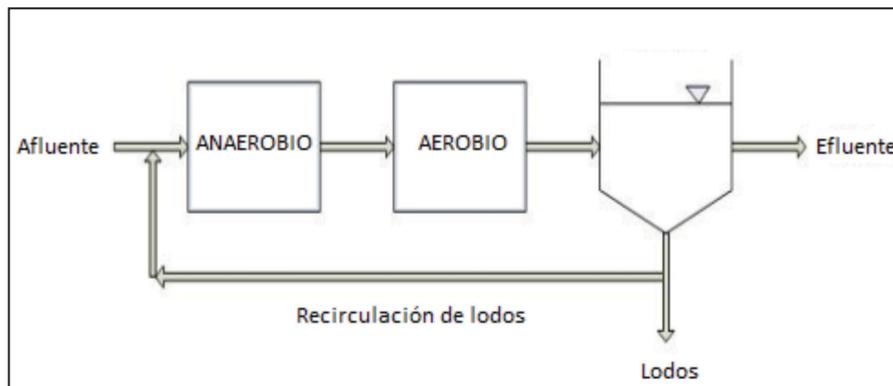


Figura 5.22. Remoción biológica de fósforo (esquema general).
Tomada de <https://www.lenntech.es/eliminacion-del-fosforo.htm>

5.2.2. Remoción fisicoquímica de fósforo

El fósforo se puede eliminar por procesos fisicoquímicos siguiendo las siguientes etapas:

1. Coagulación. Dosificación de una sal metálica (habitualmente, cloruro férrico $FeCl_3$) en una unidad de mezcla rápida, para desestabilizar las partículas.
2. Floculación. Agitación lenta para promover la formación de flóculos.
3. Sedimentación. Separación de los flóculos formados, lo que garantiza la remoción del fósforo presente.

En plantas de tratamiento biológico, puede intercalarse una etapa de dosificación y floculación previa al sedimentador secundario. A veces, la floculación puede darse por medio de las tuberías de conducción, por lo que puede que no se necesite una unidad física de floculación.

5.3. Desinfección

La etapa de desinfección tiene por objetivo la inactivación de los microorganismos patógenos presentes. Para el control de la eficiencia de desinfección se utilizan comúnmente los coliformes termotolerantes como indicadores. Se requiere lograr eficiencias de por lo menos 99,99 % (cuatro órdenes), dado que las aguas residuales domésticas contienen usualmente concentraciones del orden de 2×10^7 ufc/100 mL y para el vertido se debe lograr, de acuerdo con el Decreto 253/79, concentraciones menores a 5×10^3 ufc/100 mL.

Los métodos de desinfección usuales para aguas se pueden dividir en métodos físicos y químicos:

Tabla 5.2. *Métodos de desinfección.*

A partir de López Díaz, 2016.

Métodos físicos	Métodos químicos
Temperatura (inaplicable en el tratamiento de efluentes de alta tasa)	Cloro (Cl_2 gas, hipoclorito de sodio ClONa , dióxido de cloro Cl_2O)
Radiación UV	Ozono
Radiación electromagnética (rayos gamma; no se emplea en nuestro país)	Otros oxidantes (bromo, yodo, compuestos fenólicos, alcoholes, etcétera)

5.3.1. *Desinfección con cloro*

La desinfección con cloro en aguas residuales tiene dos etapas:

1. Cloración. Aplicación de cloro (gas, hipoclorito de sodio) para desinfectar el efluente.
2. Decloración. Remoción del cloro residual previo al vertido a curso de agua.

La Tabla 5.3 resume las ventajas y desventajas de la utilización de cloro, tanto gaseoso como hipoclorito de sodio.

Tabla 5.3. *Ventajas y desventajas de la desinfección con cloro.*

Tomada de López Díaz, 2016.

Ventajas	Desventajas
Bajo costo	Deja residual (importante para el caso de efluentes)
Facilidad de manejo y operación	
Gran conocimiento del producto	Forma subproductos de la desinfección
Eficiencia alta en desinfección	

5.3.2. *Desinfección con radiación UV*

La aplicación de sistemas de radiación UV asegura una adecuada desinfección del efluente, siempre que el efluente tenga una baja concentración de SST; de lo contrario, los microorganismos pueden «ocultarse» tras las partículas de sólidos y no ser alcanzados por los rayos UV.

La desinfección con radiación UV se puede hacer en canales como en tuberías. La disposición de las lámparas UV varía según los distintos diseños de los fabricantes. La Figura 5.23 muestra distintos arreglos.

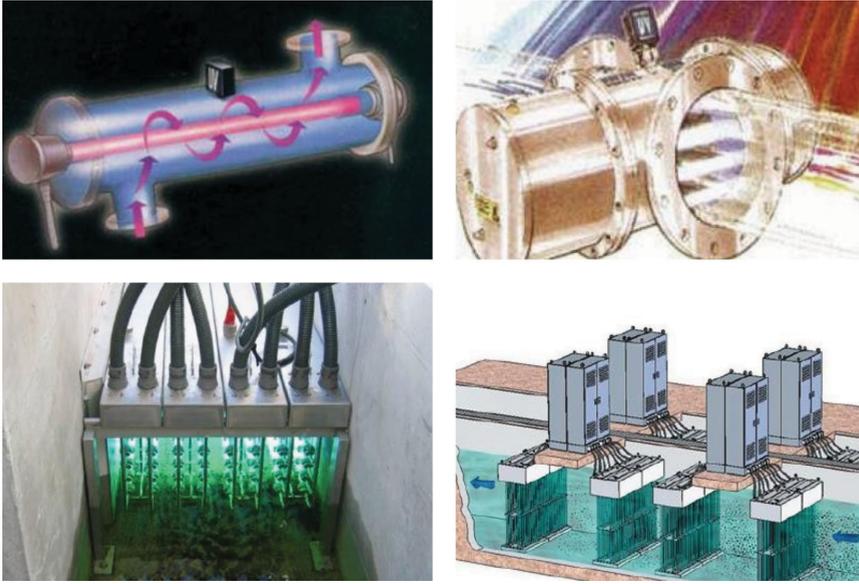


Figura 5.23. *Distintos arreglos de las lámparas UV en tuberías y canales.*
Tomada de López Díaz, 2015.

Es importante controlar el nivel de agua dentro de los sistemas de canales; el nivel no podrá subir más de lo indicado por encima de las lámparas para asegurar que toda el agua recibe radiación UV y no podrá bajar tal que deje lámparas sin sumergencia.

Existen distintas formas de control del nivel de pelo de agua. La Figura 5.24 muestra un ejemplo de un sistema de vertedero con tuberías.



Figura 5.24. *Sistema de control de pelo de agua en desinfección con UV*
(Planta de tratamiento de efluentes de Canelones).

La efectividad de la desinfección con UV depende de otros parámetros, como el sistema UV de desinfección, el sistema hidráulico, la presencia de partículas, las características de los microorganismos, las características químicas del agua y la transmitancia del agua.

La Tabla 5.4 muestra las ventajas y desventajas de la utilización de sistemas UV para desinfección de aguas residuales.

Tabla 5.4. Ventajas y desventajas de desinfección con radiación UV.
A partir de López Díaz, 2016.

Ventajas	Desventajas
No deja residual	Baja eficiencia ante alta concentración de SST
Gran poder bactericida	
Costo no es limitante	

6. Lagunas de estabilización

6.1. Aspectos generales

Las lagunas de tratamiento son estructuras simples, diseñadas para favorecer la degradación por mecanismos naturales de la materia orgánica y la inactivación de microorganismos patógenos presentes en el agua residual. Esto se hace al proveer de suficiente área y volumen para promover tiempos de retención elevados que aseguren la efectividad de los mecanismos de autodepuración en juego. Para lograrlo, deben ser diseñadas, construidas, operadas y mantenidas de forma adecuada.

En función del diseño del sistema, los sistemas lagunares pueden ser clasificados según su arreglo y/o contenido de OD:

- De acuerdo al arreglo, lagunas en serie o en paralelo.
- De acuerdo al contenido de OD, lagunas aerobias, facultativas, anaerobias.

Por otro lado, se encuentran las lagunas de maduración, diseñadas para la remoción de microorganismos patógenos (no remueven materia orgánica).



Figura 5.25. Sistema lagunar.

El tratamiento por sistemas de lagunas de estabilización se recomienda donde el precio de la tierra sea bajo, el clima sea favorable y se desee tener un método de tratamiento que no requiera de operadores especialmente capacitados. Las principales ventajas y desventajas de este tipo de sistemas se sintetizan en la Tabla 5.5.

Tabla 5.5. Ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento mediante lagunas de estabilización.

Tomada de González *et al.*, 2016b.

Ventajas	Desventajas
Simplicidad de construcción y operación	Necesidad de grandes extensiones de terreno
Costos bajos de operación (no se necesitan equipos mecánicos o energía eléctrica)	Necesidad de terrenos aptos para la ejecución de lagunas
Alta eficiencia en eliminación de patógenos	No hay modelos matemáticos completos para su diseño
Pueden tratar aguas residuales domésticas e industriales	Posibles problemas de olores
Sistemas robustos	Son sensibles a factores ambientales no controlables
No se requieren operadores calificados	Falsa idea de que no requieren control ni operación alguna

Existen factores controlables y no controlables que tendrán cierta influencia sobre el funcionamiento de las lagunas y por ende sobre sus eficiencias.

Tabla 5.6. Factores controlables y no controlables de los sistemas de tratamiento por lagunas de estabilización.

Tomada de González *et al.*, 2016b.

Factores no controlables	Factores controlables
La radiación solar (está directamente relacionada con la fotosíntesis algal y la inactivación de microorganismos)	La carga orgánica aplicada (esto se mide, por ejemplo, en kg DBO ₅ /d)
La temperatura del agua (influye en las tasas metabólicas de los microorganismos)	El tiempo de retención hidráulico (tiempo que permanece el efluente dentro de cada laguna)
Los vientos (constituyen la segunda fuente, luego de la fotosíntesis, de adición de oxígeno al tratamiento)	La geometría de la laguna (que influye en el régimen hidráulico)
La presencia de inhibidores (tóxicos)	El diseño y la ubicación de los dispositivos de entrada y salida
	El mantenimiento de las lagunas y de sus interconexiones

Para el diseño de los distintos tipos de lagunas, será necesario considerar su flujo, teniendo en cuenta dos posibles casos: flujo disperso y mezcla completa. Se considera *flujo disperso* el que ocurre cuando la relación largo/ancho de la laguna es de 2 a 4, mientras que se toma como *mezcla completa* el caso en que dicha relación es de 1 (laguna de sección cuadrada). Una de las diferencias centrales entre ambos radica en que en la mezcla completa la concentración en cualquier punto de la laguna es igual a la concentración a la salida. Un tercer caso es el de flujo tipo pistón, que es el que idealmente ocurre cuando $L \gg B$.

6.2. Lagunas anaerobias

6.2.1. Proceso de degradación anaerobia de la materia orgánica

En las lagunas anaerobias, la estabilización de la materia orgánica se da por acción de bacterias anaeróbicas, por lo que la existencia de condiciones anaerobias estrictas es esencial. Tales condiciones son alcanzadas a través del vertido de una elevada carga de DBO por unidad de volumen en la laguna, provocando que la tasa de consumo de oxígeno sea varias veces superior a la tasa de producción y restringiendo el área expuesta a reaireación atmosférica (área superficial); esto último se incentiva al no retirar la capa de flotantes (costra) que se va formando con el tiempo. Al admitir elevadas cargas orgánicas, estas unidades suelen colocarse al comienzo de los sistemas de tratamiento de efluentes.

Las lagunas anaerobias suelen emplearse para tratar aguas residuales con alto contenido orgánico, de materia en suspensión y sólidos sedimentables biodegradables. De todos modos, las eficiencias que se pueden alcanzar no son suficientes para alcanzar los estándares del Decreto 253/979 para vertido a curso de agua (en nuestro país), por lo que el efluente requerirá un tratamiento posterior (aerobio).

La ventaja de aplicación de una laguna anaerobia previo al ingreso a una laguna facultativa se puede ver en el área necesaria para su ejecución:

$$A_{\text{anaerobia}} + A_{\text{facultativa}} \approx \frac{2}{3} A_{\text{facultativa}}$$

En contrapartida, debe tenerse en cuenta que estas unidades pueden generar problemas de olores. Es esperable que solamente se presenten olores durante el arranque, pero debido a que el proceso es muy sensible a la temperatura, pequeñas variaciones pueden originar perturbaciones en el sistema y algunas de ellas podrían manifestarse como generación de olores.

De un modo simplificado, las conversiones anaerobias de la materia orgánica se llevan a cabo en cuatro pasos: hidrólisis, acidogénesis, acetogénesis, metanogénesis. Estas etapas pueden ser agrupadas en dos grandes fases:

- Licuefacción y formación de ácidos
- Formación de metano (CH_4)

En la primera fase, no hay remoción de materia orgánica en términos de DBO: los compuestos orgánicos complejos (proteínas, lípidos, glúcidos) son convertidos en moléculas más simples y finalmente en ácidos. En la segunda fase, sí se produce remoción de DBO, pues los ácidos producidos en la fase anterior se convierten principalmente en metano y dióxido de carbono (biogás). El carbono es removido de la fase líquida a través del biogás que se emite a la atmósfera.

Además de liberar CH_4 y CO_2 , en el proceso también se emiten gases fétidos (como H_2S) a causa de la degradación anaeróbica de compuestos orgánicos que contienen azufre. Dado que los organismos formadores de metano, entre ellos las bacterias metanogénicas, son muy sensibles a los cambios ambientales, pequeñas variaciones en las condiciones de operación de los sistemas pueden intensificar los problemas de olores. Si su tasa de reproducción se reduce, entonces habrá acumulación de ácidos de la primera fase, se interrumpirán los procesos de remoción de DBO y se intensificará la generación de olores ofensivos. Por esto, es de suma importancia lograr tener un balance entre las distintas comunidades de

microorganismos, considerando que la tasa de crecimiento de las bacterias metanogénicas es mucho menor que la de las acidogénicas y que las velocidades de reacción también son más bajas en la metanogénesis que en la acidogénesis.

Las condiciones óptimas para los organismos metanogénicos son:

- Temperatura del líquido > 15 °C
- pH próximo a 7
- Ausencia de OD

En la Figura 5.26 se muestra un esquema de una laguna anaerobia.

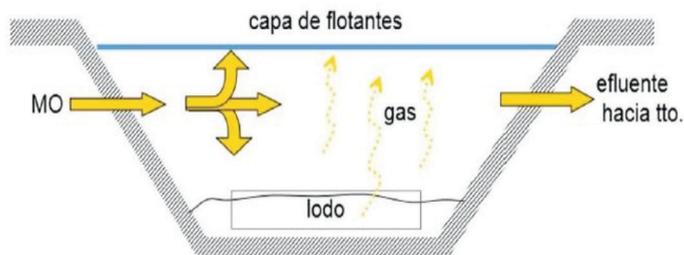


Figura 5.26. Diagrama del proceso dentro de laguna anaerobia.
Tomada de López Díaz, 2016.

Las lagunas anaerobias pueden ser vistas como la combinación de un reactor anaerobio y un sedimentador. Parte de la materia orgánica que ingresa a la unidad sedimenta en el fondo de esta, parte asciende conformando una capa de flotantes en superficie que contribuye a mantener la temperatura del líquido y a reducir la penetración de oxígeno atmosférico. La materia orgánica sedimentada se degrada por acción microbiana, hasta convertirse en CO_2 y CH_4 . Una vez finalizado este proceso, el volumen de lodo (masa estabilizada) acumulado en el fondo de la unidad disminuye al ser digerido a su vez. Los gases generados durante la degradación ascienden hacia la superficie generando un efecto de mezcla en la unidad. Como consecuencia, el efluente de una laguna anaerobia no contiene OD, es de color oscuro y aspecto turbio y debe ser sometido a tratamiento posterior para cumplir con los estándares de vertido a curso de agua (por ejemplo, en una laguna facultativa).

6.2.2. Dimensionamiento de lagunas anaerobias

Los procesos anaeróbicos son muy complejos, por esto se diseñan según criterios empíricos. Los principales parámetros para el diseño de las lagunas serán:

- Tiempo de retención hidráulico
- Profundidad
- Geometría (relación largo/ancho)
- Eficiencia

Se deberá considerar también el volumen para acumulación de lodos.

A continuación, se presenta el procedimiento para el dimensionamiento de las lagunas anaerobias.

Tiempo de retención hidráulico

Este criterio se basa en el tiempo necesario para la reproducción de las bacterias metanogénicas (dependerá de la temperatura).

El tiempo de retención hidráulico se define como:

$$\theta_H = V/Q$$

Donde:

θ_H = tiempo de retención hidráulico (d)

V = volumen útil de la laguna (m³)

Q = caudal de ingreso (m³/d)

Las recomendaciones establecen un rango de 3 a 6 días; la selección dependerá de las condiciones ambientales a las que estará sometida la laguna. Un valor generalmente adoptado para diseño en nuestro país es de 5 días.

Profundidad y geometría

Las lagunas anaerobias se diseñan, normalmente, con planta cuadrada para favorecer un flujo de tipo mezcla completa, ya que presenta mejor respuesta frente al ingreso de inhibidores o a grandes variaciones de carga. Cuando se tiene mezcla completa, la relación largo/anchura ha de ser cercana a 1. La concentración dentro de cualquier punto de la laguna es igual a la concentración a la salida.

La profundidad de las unidades debe garantizar condiciones anaerobias estrictas, evitando que puedan funcionar como facultativas; para ello, se debe disminuir la penetración de oxígeno desde la superficie. Se deberá garantizar siempre una profundidad total no menor a 3 m. Algunas recomendaciones establecen profundidades de entre 4 m y 5 m. Para tratamiento de aguas residuales municipales, en caso de que no haya remoción previa de arena, se debe dejar una profundidad adicional de 50 cm en la zona de entrada (en el primer 25 % de la longitud), para acumular los sólidos inorgánicos que allí sedimenten.

Eficiencia

Usualmente, se establece una eficiencia teórica en remoción de DBO que depende de la temperatura y se encuentra entre 40 % y 60 %. En el diseño deberá adoptarse la eficiencia esperada en el mes más frío. En la Tabla 5.7 se pueden ver eficiencias esperadas en remoción de DBO en función de la temperatura media del mes más frío. Se debe recordar que esta temperatura refiere a la del agua y no a la temperatura ambiente, que podrá ser bastante más baja.

Tabla 5.7. *Eficiencia de remoción de DBO en lagunas anaerobias en función de la temperatura del líquido en la unidad.*

Tomada de González *et al.*, 2016b.

Temperatura media mes más frío	Eficiencia en remoción de DBO
< 20 °C	< 50 %
> 20 °C	< 60 %

6.2.3. Ubicación

Las lagunas anaerobias deben ser localizadas lejos de poblados, a distancias mayores a 1 km y deseablemente viento abajo de la población en la dirección del viento más frecuente. Asimismo, es recomendable la colocación de cortinas de árboles y arbustos de hojas perennes para generar un menor impacto visual y evitar que los olores alcancen a la población.

6.2.4. Acumulación de lodo

El lodo que es acumulado en el fondo de lagunas para el tratamiento de efluentes domésticos se estima en 0,03 a 0,04 m³/hab.año.

El volumen total de la laguna deberá considerar el volumen previamente calculado para estabilizar la materia orgánica más el volumen necesario para la acumulación del lodo estabilizado.

6.2.5. Remoción de patógenos

Se suele asumir que la presencia de patógenos decae en un orden (es decir, se reduce un 90 %) en lagunas anaerobias.

6.3. Lagunas facultativas

Las lagunas facultativas son la variante más simple de los sistemas de lagunas de estabilización. Los procesos de estabilización de la materia orgánica ocurren en tres zonas definidas en la columna de agua: zona aerobia (superior), zona facultativa (central) y zona anaerobia (inferior).

6.3.1. Funcionamiento

En el estrato superior de las lagunas facultativas tiene lugar una zona aerobia, caracterizada por la penetración de la luz solar y la presencia de OD. En esta zona se desarrollan algas y bacterias aerobias.

Las bacterias son responsables de la degradación de la materia orgánica presente en el agua residual, mediante la respiración aerobia. El oxígeno empleado por las bacterias para la oxidación de la materia orgánica es suministrado a la columna de agua principalmente mediante la fotosíntesis realizada por las algas y la reaireación atmosférica (favorecida por el viento, la forma y orientación de la laguna). La fotosíntesis, al depender de la energía solar, ocurre principalmente en la zona próxima a la superficie de la laguna (zona fótica). A mayor profundidad, la penetración de la luz es menor, lo que ocasiona el predominio del consumo de oxígeno sobre su producción, con una eventual ausencia de OD a partir de cierta profundidad. Por estos motivos, es esencial la presencia de diversos grupos de bacterias responsables de la estabilización de la materia orgánica, que puedan desarrollarse tanto en presencia como en ausencia de oxígeno.

La zona donde puede haber presencia y ausencia de oxígeno se denomina *zona facultativa*. En ausencia de oxígeno, los microorganismos allí presentes utilizan otros aceptores de electrones, como nitratos (en condiciones anóxicas), sulfatos y CO₂ (en

condiciones anaerobias). En los estratos inferiores, se produce degradación anaerobia de los sedimentos.

Para que la reaireación superficial y, especialmente, la fotosíntesis, sean efectivas, se requiere de una elevada área de exposición y una profundidad moderada, aspectos que favorecen el aprovechamiento de la energía solar por parte de las algas. Por este motivo, las extensiones de terreno requeridas por este tipo de sistemas son significativamente mayores que en el caso de lagunas anaerobias.

El efluente de lagunas facultativas suele tener las siguientes características:

Color verdoso, debido a las algas.

Elevado contenido de OD.

Alto contenido de sólidos en suspensión y escasos sólidos sedimentables.

En la Figura 5.27 se presenta un esquema simplificado del funcionamiento de las lagunas facultativas.

Las lagunas facultativas no admiten cargas orgánicas muy elevadas. Al sobrecargarse, aumenta el consumo de oxígeno y podrían alcanzarse condiciones de anaerobiosis si el consumo superara la producción de oxígeno.

La materia orgánica se oxida generándose biomasa. Los nutrientes que son desechados por las bacterias son utilizados por las algas en la biosíntesis celular.

Bacterias: $MO + O_2 + \text{nutrientes} \rightarrow \text{nuevas células bacterianas} + CO_2 + NH_4^+ + \text{otros prod.finales}$

Algas: $CO_2 + NH_4^+ \rightarrow \text{células} + O_2$

En la capa de lodos en descomposición en el fondo de la laguna, se formarán gases como CO_2 y CH_4 , al igual que en el caso de las lagunas anaerobias. Los gases ascenderán y serán oxidados en la capa aerobia superior, por lo que no hay liberación de gases a la atmósfera (ni los ya mencionados ni tampoco compuestos malolientes resultantes de la formación de compuestos reducidos de azufre).

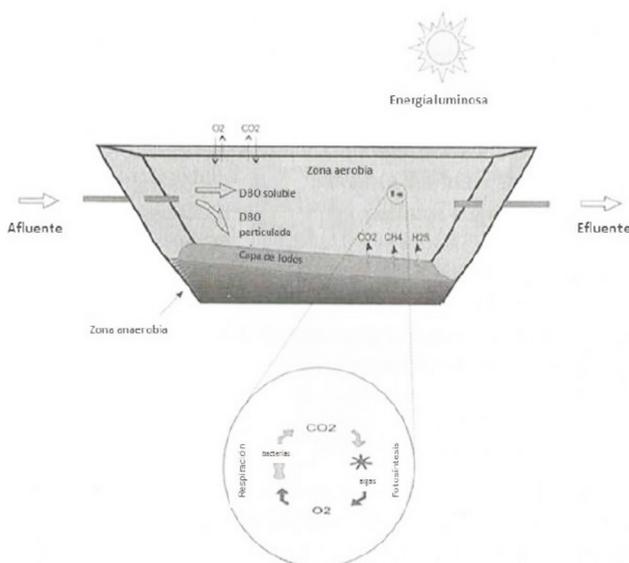


Figura 5.27. Esquema simplificado del funcionamiento de las lagunas facultativas. Tomada de Von Sperling, 2007.

La concentración de OD disminuye a medida que aumenta la profundidad y también durante la noche (no se produce la fotosíntesis de las algas). Es esencial la presencia de distintos grupos de bacterias que puedan estabilizar la materia orgánica en presencia y en ausencia de O_2 . En la Figura 5.28 se puede ver la variación de la profundidad de la capa aerobia-capa anaerobia; es llamada *capa facultativa*.

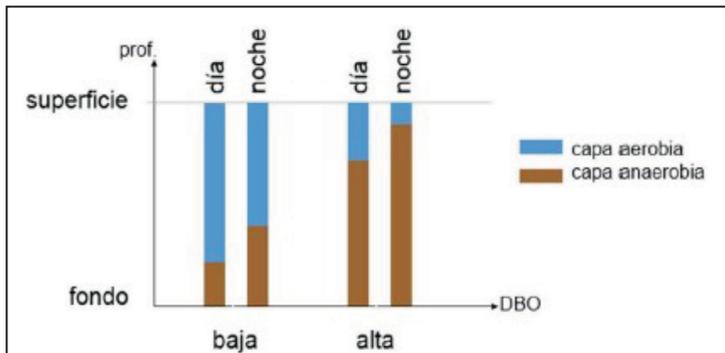


Figura 5.28. OD en la laguna facultativa.
Tomada de López Díaz, 2016.

El pH en la laguna también varía durante el día. En las horas de máxima actividad fotosintética, el pH puede alcanzar valores de 9. En ese horario se dan los principales fenómenos de remoción de nitrógeno, fósforo y H_2S .

El efluente, en general, tiene una buena calidad desde el punto de vista del contenido orgánico (cumple con las exigencias de vertido a curso de agua para DBO_5), pero puede requerir un tratamiento posterior para disminuir el contenido de patógenos.

6.3.2. Influencia de las condiciones ambientales

Los principales factores ambientales que influyen sobre el funcionamiento de las lagunas facultativas son la radiación solar (fotosíntesis y actividad microbiana), la temperatura (condición de mezcla, solubilidad, transferencia de gases, actividad bacteriana y de las algas) y el viento (condiciones de mezcla y reaireación).

6.3.3. Diseño de lagunas facultativas

Para el diseño de las lagunas facultativas, se cuenta con recomendaciones de distintos parámetros y con modelos matemáticos que estiman la concentración de salida de DBO_5 . Los parámetros de diseño que se consideran son:

- Tasa de aplicación superficial
- Geometría (relación largo/ancho)
- Profundidad
- Tiempo de retención hidráulico

Tasa de aplicación superficial

La tasa de aplicación superficial de materia orgánica es el principal criterio de diseño para las lagunas facultativas (carga orgánica por unidad de área por día). Se busca que la producción de O_2 sea suficiente para suplir la demanda necesaria para estabilizar la materia

orgánica. Para esto, se debe asegurar una cierta área superficial. El área requerida para la laguna se determina según:

$$A=L/L_S$$

Donde:

A = Área media requerida por la laguna —es el área de la sección recta a lamitad de la profundidad útil— (ha).

L = Carga de DBO afluente (kg DBO₅/d).

L_S = Tasa de aplicación superficial de MO (kg DBO₅/ha/d)

El valor que se selecciona para la tasa de aplicación superficial depende de las condiciones ambientales. La bibliografía presenta valores que corresponden mayormente a zonas cálidas. En Facultad de Ingeniería se firmó un convenio con OSE para el análisis del funcionamiento de lagunas de tratamiento, por el cual se pudo determinar que la tasa de aplicación superficial utilizada en Uruguay —en sistemas que funcionan en condiciones adecuadas y permiten lograr las eficiencias esperadas— es relativamente menor a la de otras referencias, ubicándose en el rango de:

$$L_S = 80-120 \text{ kg DBO/ha.d}$$

Geometría de la laguna

La relación largo/ancho es otro parámetro importante de diseño, que se relaciona con el régimen hidráulico de la laguna. Suelen diseñarse con geometría rectangular o alargada, alejándose un poco del diseño de mezcla completa. En estos casos la relación largo/ancho se encuentra entre 2:1 y 4:1; cuanto mayor sea la relación largo/ancho, mayor será la eficiencia de remoción de materia orgánica.

Una desventaja que presenta este tipo de geometrías es que, de existir altos niveles de materia orgánica a la entrada de la unidad, podrían generarse condiciones anaerobias en esa zona.

Es deseable colocar el lado más largo orientado según la dirección del viento reinante, ya que la mezcla superficial generada contribuye a la oxigenación del agua.

Profundidad útil

La profundidad útil está relacionada con aspectos físicos, biológicos e hidráulicos de las lagunas. La intensidad de la luz disminuye con la profundidad:

H < 1 m: crecimiento de malezas (macrófitas) y proliferación de mosquitos

H > 3 m: se puede transformar en laguna anaerobia

La profundidad recomendada se encuentra en el rango de 1,5 m a 2,5 m. Por lo habitual, en Uruguay es frecuente diseñar con profundidades útiles de 1,8 m a 2 m.

Tiempo de retención hidráulico

El tiempo de retención no es un parámetro directo de diseño, sino un parámetro de verificación. Debe ser, por lo menos, igual al tiempo necesario para que los microorganismos puedan llevar a cabo la estabilización de la materia orgánica en la laguna. Se relaciona entonces con la actividad bacteriana.

$$\theta_H = V/Q$$

Donde:

θ_H = tiempo de retención (d)

V = volumen útil de la laguna (m³)

Q = Caudal promedio (m³/d)

El tiempo de retención requerido para la oxidación de la materia orgánica varía con las condiciones locales, especialmente la temperatura. El rango usualmente considerado se encuentra entre 15 y 45 días.

Estimación de la DBO efluente

Se considera que la remoción de DBO sigue una cinética de primer orden. Bajo estas condiciones, el régimen hidráulico del sistema influye sobre la eficiencia del sistema. Dado que la relación largo/ancho recomendada para lagunas facultativas es de 2 a 4, el régimen hidráulico que mejor se aproxima es el de flujo disperso.

La DBO en el efluente (en la salida) se simboliza como DBO_e y es la que puede ser estimada a partir de la siguiente ecuación:

$$DBO_e = DBO_0 \frac{4 a e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{\frac{-a}{2d}}}$$

Donde:

DBO_0 = DBO total afluente (entrada) (mg/L)

DBO_e = DBO soluble efluente (salida) (mg/L)

d = número de dispersión

$$d = \frac{L/B}{-0,261 + 0,254 \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

Con:

L = largo de la laguna (m)

B = ancho de la laguna (m)

$$a = (1 + 4 K_T t d)^{1/2}$$

Donde:

t = tiempo de retención hidráulica (d)

K_T = coeficiente de disminución de la carga orgánica:

$$K_{20} = 0,13-0,17 \text{ d}^{-1} \text{ (a } 20 \text{ }^\circ\text{C)}$$

$$K_T = K_{20} 1,035^{(T-20)}$$

Eficiencia de las lagunas facultativas

Las eficiencias esperadas una vez diseñado el sistema y estimada la DBO de salida, se encuentran entre 70 % y 80 %, incluso cercanas a 90 % de la DBO_0 .

La eficiencia de un sistema dependerá del arreglo de las lagunas:

- En serie. Mayor eficiencia que una única laguna (para un mismo tiempo de retención hidráulico total, es decir, para el mismo tiempo medio de permanencia del líquido en el reactor).
- En paralelo. Misma eficiencia que una laguna única (para el mismo tiempo de retención celular total, es decir, para el mismo tiempo medio de permanencia de los microorganismos en el reactor), pero mayor flexibilidad y garantías en la operación.

6.3.4. Remoción de patógenos

Se suele asumir que la eficiencia de remoción de patógenos en lagunas facultativas es de dos órdenes (su concentración se reduce un 99 %).

6.3.5. Acumulación de lodo

Como resultado de los sólidos en suspensión del afluente y los microorganismos que sedimentan, se tiene aproximadamente una tasa de acumulación de lodo de 0,03 a 0,08 m³/hab.año.

6.4. Lagunas de maduración

Las lagunas de maduración tienen por objetivo la remoción de microorganismos patógenos y se emplean como etapa final de un sistema de tratamiento mediante lagunas de estabilización. Las eficiencias de remoción requeridas suelen ser de 3 a 4 órdenes de reducción (99,9 % a 99,99 %). Los factores que favorecen la remoción de agentes patógenos son:

- Temperatura
- Radiación solar
- Escasez de alimento
- Presencia de tóxicos

Las lagunas de maduración se dimensionan para aprovechar algunos de estos mecanismos.

6.4.1. Funcionamiento

La remoción de microorganismos patógenos en las lagunas de maduración ocurre principalmente por acción de la luz solar. En consecuencia, el principal aspecto a considerar en el diseño es la profundidad útil, de modo de maximizar la penetración de la luz solar. La eficiencia de la laguna también dependerá de su geometría y arreglo: un diseño con elevada relación largo/ancho promueve que el flujo en la unidad sea de tipo pistón, lo que incrementa también la eficiencia de remoción de patógenos. Para lograrlo, la laguna se construye con tabiques (chicanas) o de forma alargada (Figura 5.29).



Figura

Figura 5.29. Esquema de laguna de flujo pistón.
Tomada de López Díaz, 2016.

Lagunas de mezcla completa en serie: se construyen unidades en serie de mezcla completa. En este caso, la eficiencia dependerá del número de lagunas en serie (Figura 5.30).

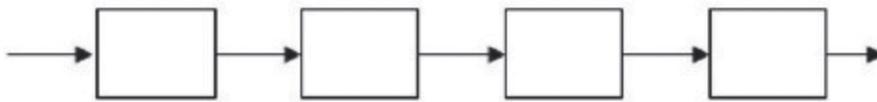


Figura 5.30. Esquema de lagunas de mezcla completa en serie.
Tomada de López Díaz, 2016.

6.4.2. Diseño

Las lagunas de maduración se diseñan con poca profundidad para favorecer la remoción de microorganismos patógenos a partir de la alta radiación solar y alta concentración de OD que favorece una comunidad aerobia más eficiente en la competencia por el alimento. Las recomendaciones van en el rango de 0,8 a 1,2 m.

Se recomienda que el tiempo de retención sea mayor a 3 días para evitar cortocircuitos y barrido de algas. En general se toma entre 5 y 7 días.

Para la estimación de remoción de agentes patógenos se utilizan modelos matemáticos. En este caso, dependerá de la configuración que se le haya dado el régimen hidráulico que gobierne los procesos.

Para mezcla completa, la ecuación que estima la concentración de patógenos a la salida de la laguna es:

$$N_e = \frac{N_o}{\left(1 + K_b \frac{t}{n}\right)^n}$$

Donde:

N_o = concentración de CF afluente (entrada)

N_e = concentración de CF efluente (salida)

t = tiempo de retención hidráulico del sistema

K_b = coeficiente de decaimiento bacteriano

n = número de lagunas en serie

Para flujo disperso:

$$N_e = N_o \frac{4 a e^{\frac{1}{2d}}}{(1+a)^2 e^{\frac{a}{2d}} - (1-a)^2 e^{\frac{-a}{2d}}}$$

Donde:

N_o = concentración de CF afluente (entrada)

N_e = concentración de CF efluente (salida)

d = número de dispersión:

$$d = \frac{L/B}{-0,261 + 0,254 \left(\frac{L}{B}\right) + 1,014 \left(\frac{L}{B}\right)^2}$$

Con:

L = largo de la laguna (m)

B = ancho de la laguna (m)

$$a = (1 + 4 K_b t d)^{1/2}$$

Donde:

t = tiempo de retención hidráulica (d)

K_b = coeficiente de decaimiento bacteriano

Para mezcla completa:

$K_b = 0,5-2,5 \text{ d}^{-1}$ para 20°C

Para flujo disperso:

$K_b = 0,3-0,8 \text{ d}^{-1}$ para 20°C

Para otra temperatura: $K_{b,T} = K_{b,20} \theta^{(T-20)}$ con $\theta = 1,07-1,19$

Para obtener eficiencias mayores a 99,9 % se requiere $d < 0,3$ y deseablemente $d < 0,1$. Esto se logra con relaciones $L/B > 4-5$.

6.5. Aspectos constructivos

6.5.1. Selección del sitio

El primer paso en la construcción de lagunas de tratamiento es la selección del sitio para su implantación. A continuación, se indican los principales aspectos a considerar para ello:

- Distancia a la población más cercana; para lagunas anaerobias, deberá ser mayor a 1 km.
- En zona no inundable (mínimo 1 m por encima de la cota de máxima creciente conocida) y a por lo menos 15 m de cuerpos de agua. Se deberá respetar la mayor distancia que surja de las anteriores condiciones.
- A más de 3 m de árboles y de cualquier punto de la red pública de abastecimiento de agua potable.
- Aguas abajo de cualquier pozo o manantial destinado al abastecimiento de agua para consumo humano.
- A más de 50 m de pozos de abastecimiento de agua si puede ocurrir infiltración de efluentes al terreno.
- El fondo la laguna debe estar por lo menos a 1,5 m por encima del nivel freático.
- Si en la zona hay conjuntos de árboles de hoja perenne, pueden contribuir como pantalla que provea protección visual y como chimenea para que la dispersión de olores ocurra a mayor altura, en vez de ocurrir a nivel de terreno. Sin embargo, el excesivo apantallamiento puede perjudicar la aireación superficial de la laguna y dañar el sistema biológico.

6.5.2. Área total necesaria

El área total necesaria se determina a partir de las dimensiones obtenidas previamente (que corresponde a la altura media-h media), a la que se debe agregar el área resultante de considerar las pendientes de los taludes interior y exterior, la franquía o revancha y el ancho de coronamiento, como se muestra en la Figura 5.31.

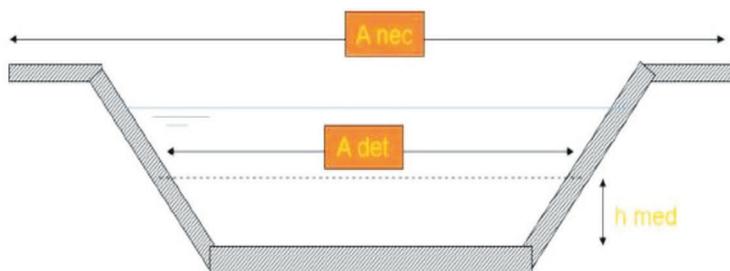


Figura 5.31. Área total lagunas.
Tomada de López Díaz, 2016.

6.5.3. Movimiento de tierra

Previo al replanteo se debe limpiar el terreno, retirando el suelo vegetal, malezas, escombros, raíces y cualquier otro elemento que pueda afectar el desarrollo normal de las obras o la calidad de su ejecución.

En lo posible, en el diseño se debe intentar equilibrar las excavaciones con los rellenos.

La tierra orgánica y la arena no son adecuadas para la construcción de los taludes y el fondo. Se requieren suelos arcillosos que aseguren impermeabilidad. De no existir tal suelo en el lugar, se deberá transportar desde una zona de préstamo o, en su defecto, se deberá colocar una geomembrana o una protección de suelo cemento. Para la construcción de los taludes se debe colocar el material en capas de no más de 0,20 m de espesor y compactar cada una de ellas, verificando *in situ* el grado de compactación y el coeficiente de permeabilidad resultantes en el terraplén.

6.5.4. Taludes y coronamientos

Los terraplenes perimetrales son siempre necesarios, aun si la laguna se construye enterrada, para evitar el ingreso de escurrimientos superficiales. Entre las pautas constructivas a considerar, debe tenerse en cuenta que:

- Los taludes interiores suelen tener pendiente de 3H:1V a 2H:1V.
- Los taludes exteriores suelen tener pendiente de entre 2H:1V a 1,5H:1V.
- La franquía o bordo libre, altura libre que se deja entre el pelo de agua de diseño y la corona del terraplén para considerar la sobreelevación por precipitaciones, por la altura de la ola ocasionada por vientos fuertes y por la posibilidad de que ocurra una obstrucción a la salida, no debe ser menor a 0,50 m.
- El ancho mínimo de coronamiento debe ser 1,50 m, de modo de permitir la circulación segura de personal. En caso de circulación de vehículos, se deberá prever un ancho entre 2,0 m a 4,0 m. Debe estar compactado en forma adecuada para evitar deterioro debido al tránsito. En caso de que se prevea el tránsito de maquinaria, debe definirse un ancho mínimo de 3,0 m.
- Los taludes deben protegerse contra la erosión con césped. En el lado interno se debe mantener una faja libre entre el césped y el nivel del agua para evitar la proliferación de mosquitos.
- Para proteger el talud de la erosión localizada a la altura del pelo de agua de diseño, se coloca un revestimiento de protección que suele abarcar al menos 0,4 m por encima y 0,4 m por debajo del nivel de pelo de agua (usualmente, 0,50 m para cada lado). Se puede realizar con losetas de hormigón, suelocemento o enrocado.

- Las esquinas y bordes interiores serán curvos para evitar la existencia de bordes o cantos que contribuyan a la formación de zonas muertas.
- Para asegurar impermeabilidad, los taludes se deben construir compactando bien el terreno. Se debe aplicar una capa de suelo arcilloso (0,10 m) o utilizar membranas plásticas o suelo cemento. El tendido y compactación del material debe efectuarse con maquinaria apta para tal fin, como, por ejemplo, rodillos de pata de cabra.
- Los escurrimientos pluviales deben desviarse a través de canaletas externas a los terraplenes perimetrales, para protegerlos de la erosión que ocasionaría su deslizamiento sobre ellos.

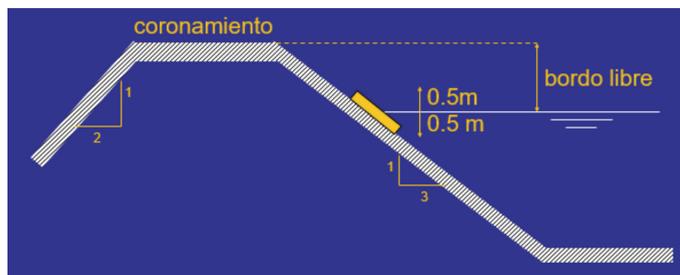


Figura 5.32. Protección empleada para el talud ante la erosión.
Tomada de López Díaz, 2016.

6.5.5. Sistema de entrada

El dispositivo de entrada recomendable en cada caso depende del tipo de laguna. Se debe garantizar distribución homogénea del líquido en todo el ancho, para lo cual se colocan varias entradas (separadas no más de 50 m). Los dispositivos de entrada deberán estar también distantes de los bordes, para no comprometer la estabilidad.

En el caso de lagunas anaerobias, el ingreso se debe hacer sumergido. Esto evita que el afluente se airee y que la costra superior se rompa, efectos ambos que favorecen la generación de olores. En lagunas facultativas, por el contrario, es recomendable que el ingreso del afluente se realice por descarga a superficie libre, entre 0,30 m y 0,50 m por encima del nivel del espejo de agua. La entrada sobre el nivel del agua crea un efecto de aireación del líquido residual, a la vez que contribuye a mantener la mezcla de la masa de agua por la turbulencia generada en la caída del agua residual afluente. Se debe asegurar una velocidad mayor o igual a 0,5 m/s para evitar sedimentación dentro de esa tubería.

Con frecuencia, las tuberías de entrada descargan sobre una loseta de hormigón («solera de protección») de aproximadamente 1 m de diámetro o de lado, para evitar la socavación del talud o del fondo de la laguna por la acción permanente del flujo entrante (Dirección Nacional de Medio Ambiente, Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental y CONAPROLE, 2008). Se deben colocar, además, cámaras de inspección en el ingreso y salida de la laguna para poder tomar muestras y medir caudales. También es recomendable la colocación de cámaras en las interconexiones entre lagunas a modo de punto de inspección.

En las figuras 5.33 a 5.36, se presentan posibles esquemas de entrada a lagunas anaerobias (sistemas sumergidos) y facultativas (sistemas a superficie libre), respectivamente.

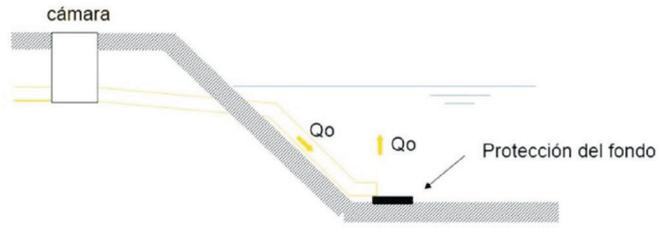


Figura 5.33. *Entrada sumergida.*
Tomada de López Díaz, 2016.

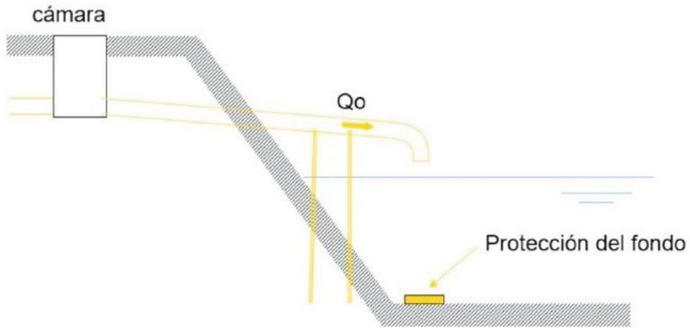


Figura 5.34. *Entrada no sumergida elevada.*
Tomada de López Díaz, 2016.

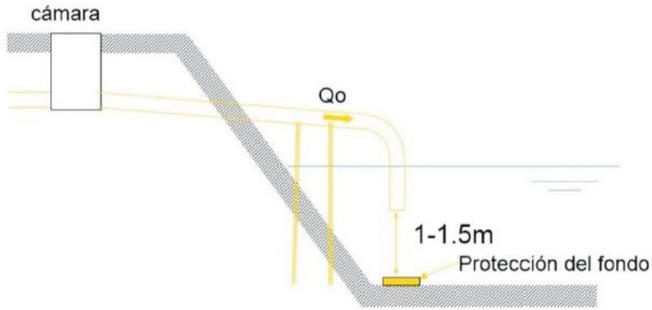


Figura 5.35. *Entrada sumergida elevada.*
Tomada de López Díaz, 2016.



Figura 5.36. *Tubería de entrada sumergida. Tubería de entrada sobre el nivel de agua.*
Tomada de López Díaz, 2016.

6.5.6. Sistema de salida

La salida de las lagunas de tratamiento suele ser sumergida, para evitar el arrastre de flotantes y el deterioro del sistema biológico que allí se desarrolla.

La estructura de salida determina el nivel de agua dentro de la laguna, ubicándose por lo general a unos 0,50 m por debajo del nivel de agua de diseño en las lagunas anaerobias y facultativas, y a unos 0,30 m en las lagunas de maduración (aunque esto depende de la pérdida de carga asociada al diseño de cada unidad, y debe verificarse). Se deben instalar elementos que eviten la salida de flotantes, como por ejemplo dispositivos en T que faciliten la limpieza de la captación ante posibles obstrucciones, placas deflectoras o elementos similares. También es posible emplear dispositivos que, a partir de su diseño, permitan variar el nivel de agua en la laguna.

6.5.7. Elementos complementarios

Se debe instalar una reja de desbaste aguas arriba del sistema de lagunas y un desarenador.

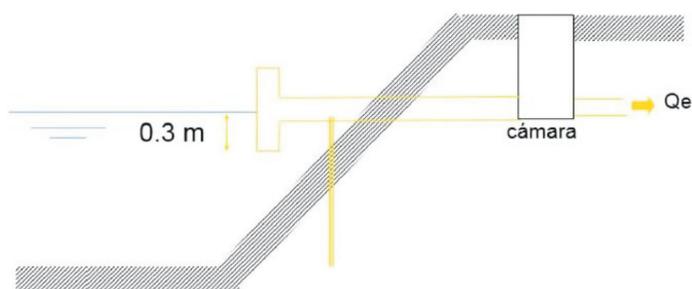


Figura 5.37. Salida de sistema lagunar con T.
Tomada de López Díaz, 2016.

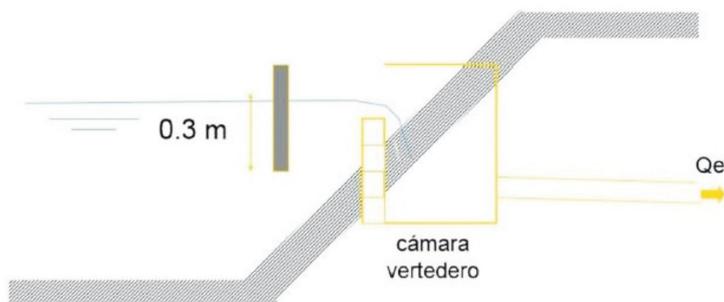


Figura 5.38. Sistema de salida lagunar con nivel variable.
Tomada de López Díaz, 2016.

Si no se cuenta con unidades en paralelo para funcionamiento alternativo, debe preverse un *by-pass* de la planta.

Siempre se debe cercar el predio y limitar el acceso a la planta de tratamiento.



Figura 5.39. Cerco perimetral y sistema de rejás y desarenado.
Tomada de López Díaz, 2016.

6.6. Operación y mantenimiento

Aunque se tiene la falsa idea de que las lagunas de estabilización no requieren ningún tipo de operación y mantenimiento, hay tareas sencillas que deben llevarse a cabo periódicamente. Se deben tener en cuenta los siguientes aspectos:

Personal

- No se requiere personal especializado, pero hay que instruirlo en las tareas de mantenimiento.
- El número de personas depende del porte de la instalación. Se recomienda que haya por lo menos un encargado y un ayudante.

Herramientas para las tareas de mantenimiento

- Rastrillo para limpieza de reja
- Manguera, elementos desobstructores
- Implementos de jardinería (rastrillo, pala, cortadora)
- Elementos de seguridad (botas, guantes), bote salvavidas (dependiendo del porte de la instalación)

6.6.1. Tareas de mantenimiento a realizar

- Inspeccionar y mantener el cerco perimetral en buenas condiciones, de modo de impedir el acceso de personas y de animales al predio.
- Mantener limpias las estructuras de entrada (reja, desarenador, cámaras, conducciones), interconexión y salida de las unidades.
- Mantener adecuadamente podados los taludes para prevenir problemas de insectos y erosión.
- En lagunas anaerobias, mantener un manto denso de nata sobrenadante que minimice la presencia de olores e impida la oxigenación de las unidades.
- En lagunas facultativas, mantener el espejo de aguas despejado y libre de flotantes para favorecer el intercambio de oxígeno con la atmósfera (si el color se mantiene verdoso, es síntoma de un sistema biológico adecuado a los efectos del tratamiento). Para esto se pueden remover flotantes con desnatador y en casos más extremos, aplicar agua a presión.
- Mantener el espejo de aguas libre de vegetación.
- Cortar el pasto de los taludes exteriores y áreas circundantes.
- Remover toda la vegetación emergente (pasto, malezas) del talud interior de las lagunas.

- Verificar el estado de la protección de los taludes, si existe (normalmente, piedras o losetas). Retirar con cuidado la vegetación que pueda estar creciendo entre las diferentes piezas. Inspeccionar su estado para determinar indicios de erosión o filtraciones y de haberlos, repararlos inmediatamente.
- Si se detecta una importante presencia de moscas en la superficie de la costra de la laguna anaerobia, se debe rociar con agua limpia. Nunca aplicar insecticidas u otros biocidas.
- Evitar la disposición de residuos sólidos en las lagunas y retirarlos en caso de constatar su presencia.
- Retirar periódicamente los lodos de las lagunas de tratamiento.



Figura 5.40. Tareas de mantenimiento en lagunas. Malezas crecidas dentro de lagunas. Tomada de López Díaz, 2016.

6.6.2. Registros

Se deberá llevar un registro de datos y observaciones: caudal afluente, datos de precipitación, observaciones (olor, color y aspecto de las lagunas y de su efluente, etcétera).

Mediciones y toma de muestras:

- Medición del espesor de la capa de lodo (acumulación y distribución del lodo sedimentado).
- Medición de OD en lagunas facultativas (a 20 cm de profundidad).
- Toma de muestras de afluente y efluente para caracterización en laboratorio.

7. Humedales construidos

7.1. Aspectos generales

Los humedales son sistemas de depuración/tratamiento de efluentes que eliminan los contaminantes presentes en las aguas residuales a través de procesos que ocurren naturalmente en el ambiente; no requieren energía externa ni aditivos químicos. La construcción de este tipo de sistemas para el tratamiento de aguas residuales es bastante reciente.

Se trata de estanques o piletas de poca profundidad que pueden contener un sustrato inerte (un medio poroso o granular de arena gruesa y/o grava) y en los que se desarrolla vegetación propia de humedales naturales, por ejemplo, juncos, totoras o cañas. Cuentan con impermeabilización de fondo y estructuras para controlar la dirección del flujo y el nivel de agua (United States Environmental Protection Agency [USEPA], 2000).

Los humedales construidos usualmente son utilizados en la etapa de tratamiento secundario o terciario. Son sistemas adecuados para tratar aguas residuales de pequeñas

comunidades suburbanas o rurales, o eventualmente de industrias (por las grandes extensiones de terreno que ocupan). También se pueden tratar aguas de drenaje de extracciones mineras, lodos de plantas de tratamiento convencionales e incluso ser usados como unidad de pulimiento del efluente de un tratamiento secundario (por ejemplo, de lagunas de estabilización).

Usualmente, es necesario prever una etapa de pretratamiento y/o tratamiento primario previo al humedal para reducir las cargas de sólidos y de materia orgánica del efluente crudo. De este modo, se evitan obstrucciones (dado que hay procesos de filtración), baja eficiencia y disminución de la vida útil del sistema. Es por ello que su principal aplicación es como una etapa de tratamiento secundario, posterior a la red de efluentes líquidos de fosas sépticas o dispositivo similar.

El tratamiento en los humedales artificiales está basado en los procesos que ocurren en los humedales naturales, debido a la interacción entre el agua, el medio poroso, la vegetación y los microorganismos. La principal diferencia entre los humedales artificiales y los naturales es el grado de control sobre los procesos que en ellos ocurren (USEPA, 2000).

Las principales ventajas que presentan estos sistemas son su sencilla operación y mantenimiento, su bajo requerimiento de personal, la baja tasa de producción de lodo y el bajo consumo energético.

Como principales desventajas, cabe mencionar que requieren superficies mayores que los sistemas intensivos (de alta tasa) y que la inversión inicial no siempre es despreciable, dependiendo de las características del material soporte necesario y las dimensiones de las unidades.

Al inicio del proyecto es bueno determinar el área aproximada que insumirá el sistema, previo a la realización de los cálculos detallados de diseño. Hay diversas bibliografías que estiman estas áreas definidas por población equivalente.

El concepto de *habitante equivalente* (o *población equivalente*) es empleado para expresar la presencia o el aporte de algún componente o contaminante en las aguas residuales, en relación con el aporte que hace una persona. Es una unidad de equivalencia que permite convertir a población servida otro tipo de aportes, por ejemplo, los industriales. Una unidad de habitante equivalente (1 hab.eq) corresponde, por ejemplo, a una carga orgánica biodegradable —como DBO_5 — de aproximadamente 50 g de oxígeno por día.

Dependiendo del clima, el rango de superficie requerida es de unos 3 a 8 $\text{m}^2/\text{hab.eq}$. En climas templados como el de nuestro país, estos sistemas deben mantenerse en el rango de 3 a 5 $\text{m}^2/\text{hab.eq}$.

Al momento de dimensionar los humedales artificiales es importante tener en cuenta factores como:

- Legislación que regula los vertidos a nivel nacional (Decreto 253/979 y modificativos)
- Características del medio receptor al que se verterá el efluente tratado
- Área disponible
- Topografía del terreno
- Geología y suelos

Si efectivamente se decide utilizar humedales artificiales, estos deberían instalarse tomando en consideración los siguientes criterios de ubicación:

- En zonas llanas o de baja pendiente.
- En zona no inundable (mínimo 1 m por encima de la cota de máxima creciente conocida) y a por lo menos 15 m de cuerpos de agua. Deberá respetarse la mayor distancia que surja de las anteriores condiciones.
- El fondo del humedal debe estar por lo menos a 1,5 m por encima del nivel freático.
- A más de 3,0 m de árboles y de cualquier punto de la red pública de abastecimiento de agua potable.
- A más de 50 m de pozos de abastecimiento de agua, especialmente si puede ocurrir potencial infiltración de efluentes al terreno.
- Aguas abajo de cualquier pozo o manantial destinado al abastecimiento de agua para consumo humano.
- En zonas con buena insolación, evitando lugares sombríos o cercanos a estructuras que los priven de la luz solar directa, necesaria para el crecimiento de las plantas.
- A resguardo de los vientos predominantes, especialmente en lugares cercanos a la costa.
- De modo de evitar el aporte de escorrentía superficial, ya que un humedal construido se diseña para cumplir su función en condiciones predefinidas.

Todos los sistemas de humedales construidos deben tener al menos dos unidades operando en paralelo para brindar flexibilidad operacional. Esto permite el descanso de una unidad y la realización de tareas de mantenimiento. Una vez definido el número de unidades a colocar en paralelo, se debe evaluar la cantidad de celdas en serie a considerar en el diseño de las unidades, tomando en cuenta:

- La eficiencia de tratamiento a lograr.
- Los aspectos constructivos en función de las características locales (por ejemplo, en terrenos con mucha pendiente, construir celdas en serie es ventajoso para la obra civil).

7.2. Componentes del sistema de tratamiento mediante humedales

7.2.1. *Sustrato (medio granular)*

En los humedales artificiales, el sustrato está formado por arena, grava, roca, sedimentos y restos de vegetación que se acumulan en el humedal. Su importancia está dada porque:

- Sirve de material soporte para las plantas.
- Su permeabilidad afecta el movimiento del agua a través del humedal.
- Permite la adsorción y almacenamiento de muchos contaminantes.
- Sirve de material soporte para los microorganismos que se encargan de la degradación de ciertos contaminantes.

El sustrato o material soporte debe tener la permeabilidad suficiente para permitir el paso del agua a través de él. El tamaño del medio granular afecta directamente el flujo hidráulico del humedal, incidiendo en el caudal de agua a tratar. Si el lecho granular está constituido por materiales finos, se consigue una mayor capacidad de adsorción y una mejor filtración. En contrapartida, presenta una elevada resistencia hidráulica y requiere velocidades de flujo muy bajas, limitando el caudal a tratar. Por el contrario, si el lecho granular está formado por grava o arena gruesa, disminuye la capacidad de adsorción y la capacidad filtrante del medio, pero aumenta la conductividad hidráulica.

7.2.2. Vegetación

El papel de la vegetación en los humedales está determinado fundamentalmente por las raíces y rizomas enterrados, pues las plantas tienen la capacidad de transferir oxígeno desde la atmósfera a través de hojas y tallos hasta el medio donde se encuentran las raíces. Este oxígeno crea pequeñas regiones aerobias donde los microorganismos utilizan el oxígeno disponible para producir diversas reacciones de degradación aerobia de materia orgánica y nitrificación.

La vegetación contribuye al tratamiento del agua residual de la siguiente manera:

- Toma carbono, nutrientes y otros compuestos y los incorpora a los tejidos de las plantas (absorbe, retiene y degrada).
- Absorbe algunos metales y los acumula en tallos y hojas. Transfiere oxígeno entre la atmósfera y el sustrato.
- Los tallos y raíces ofrecen sitios para la fijación de microorganismos. Reduce la velocidad del líquido, permitiendo que los materiales suspendidos se depositen.
- Evita zonas de flujo preferencial.
- En invierno, la capa de tejidos muertos que cubre la superficie del humedal, protege el agua para que no baje su temperatura.

Entre las especies vegetales más utilizadas en humedales artificiales se cuentan totoras, juncos y cañas.



Figura 5.41. Carrizo: hoja y tallo, raíz y sistema de rizomas.
Tomada de González *et al.*, 2016a.

Tabla 5.8. Especies de aplicación en humedales artificiales.

Tomada de González *et al.*, 2016a.

Nombre científico	Nombre común	Características sobresalientes	Penetración de raíces en grava
<i>Thypha spp.</i>	Espadaña, enea, totora, bayón, maza de agua	Ubicua en distribución. Capaz de crecer bajo diversas condiciones ambientales. Se propaga fácilmente. Capaz de producir gran biomasa anual. Escaso potencial de remoción de N y P por poda y/o cosecha.	Relativamente pequeña (30 cm). Poco recomendable para flujo subsuperficial
<i>Scirpus spp.</i>	Junco	Anuales. Perennes. Crecen en grupos. Ubicuas. Crecen en aguas costeras, interiores salobres y humedales. Crecen bien en agua desde 5 cm hasta 3 m de profundidad.	40 cm (recomendable para flujo subsuperficial)
<i>Phragmites spp.</i>	Carrizo (gramínea)	Anuales. Altos. Rizoma perenne extenso. Pueden ser más eficaces en la transferencia de oxígeno porque sus rizomas penetran verticalmente y más profundamente. Bajo valor alimenticio. Muy usadas en humedales.	60 cm (recomendable para flujo subsuperficial)

7.2.3. Microorganismos

Los microorganismos (incluyendo bacterias, levaduras, hongos y protozoarios) se encargan de realizar el tratamiento biológico. En la zona superior del humedal, donde predomina el oxígeno liberado por las raíces de las plantas y el oxígeno proveniente de la atmósfera, se desarrollan colonias de microorganismos aerobios. En el resto del lecho granular, predominan microorganismos anaerobios.

Se encuentran mayoritariamente presentes en la película o biofilm que se forma alrededor de las partículas del sustrato, las raíces y rizomas de las plantas.

Los principales procesos que llevan a cabo los microorganismos son la degradación de la materia orgánica y la eliminación de nutrientes.

7.3. Principales mecanismos de remoción

El proceso de tratamiento se da por las interacciones entre el efluente, el sustrato, los microorganismos y la vegetación. El funcionamiento de los humedales se basa en tres principios básicos:

- Actividad bioquímica de microorganismos
- Aporte de oxígeno a través de los vegetales durante el día
- Manto soporte para enraizamiento de vegetales, que sirve además como material filtrante.

El lecho del humedal actúa como filtro mecánico y biológico. Los sólidos suspendidos y los microorganismos del agua residual son retenidos mecánicamente y la materia orgánica retenida es principalmente fijada o absorbida por el biofilm que se desarrolla sobre el medio granular que compone el lecho. A largo plazo, toda la materia orgánica retenida se

degrada y se estabiliza por la actividad natural de los microorganismos que componen el biofilm, principalmente bacterias aerobias y facultativas.

Las raíces de las plantas, en tanto, también constituyen un sustrato para el biofilm, liberando compuestos químicos beneficiosos para este, además de oxígeno, conducido desde las hojas hasta las raíces, gracias a lo cual el lecho presenta microzonas aeróbicas.

No obstante, cabe aclarar que el efecto del oxígeno proporcionado por las plantas es poco relevante cuando la carga de materia orgánica es moderada, como lo es en un agua residual de origen doméstico. En estos casos, el principal beneficio de las plantas radica en el mantenimiento de la conductividad hidráulica del medio, disminuyendo la probabilidad de obstrucciones.

En la Tabla 5.9 se resumen los principales mecanismos de remoción para cada contaminante de interés.

Tabla 5.9. Remoción de contaminantes en humedales construidos.

Tomada de González *et al.*, 2016a.

Contaminante	Proceso
Materia orgánica (MO- medida como DBO ₅ o DQO en general)	La MO particulada es eliminada por sedimentación y filtración, luego se convierte en soluble. La MO soluble es fijada y adsorbida por el biofilm y degradada por las bacterias adheridas en este.
Sólidos suspendidos totales (SST)	Sedimentación y filtración.
Nitrógeno	Nitrificación / desnitrificación por el biofilm. Absorción de las plantas (limitado).
Fósforo	Retención en el lecho de arena (adsorción). Precipitación con aluminio, hierro y calcio. Absorción de las plantas (limitado).
Patógenos	Sedimentación y filtración. Absorción por el biofilm. Depredación por protozoarios.
Metales pesados	Precipitación y adsorción. Absorción de las plantas (limitado).

La vegetación de los humedales actúa como productor primario de biomasa, mientras que las comunidades de microorganismos y animales reducen la biomasa vegetal. La mayoría de los humedales sustentan más productores que consumidores, lo que resulta en un excedente neto de biomasa vegetal. Este exceso de material o es enterrado o se exporta al exterior del humedal. Esto resulta en una liberación interna de compuestos disueltos y particulados, que implica niveles no nulos de DBO, SST, nitrógeno total y fósforo total. Estas concentraciones son las denominadas *concentraciones de base (C*)*.

7.4. Tipos de humedales artificiales

Los humedales construidos se suelen clasificar según las características del flujo. Así, se suelen diferenciar tres tipos de humedales: de flujo superficial (FS), subsuperficiales de flujo horizontal (FSSH) y subsuperficiales de flujo vertical (FSSV). En la Figura 5.42 se presenta un esquema con las características de cada tipo de humedal.

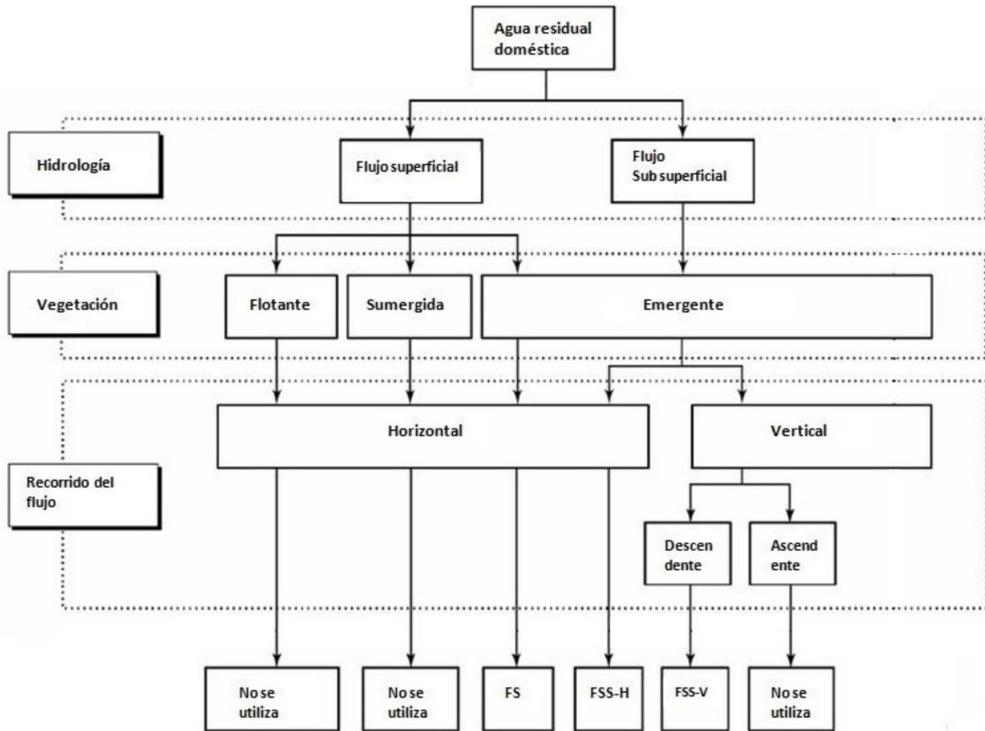


Figura 5.42. Clasificación de humedales construidos.
Adaptada de Wallace y Knight, 2006.

Los humedales de FS (Figura 5.43) son similares en apariencia a los humedales naturales, ya que contienen plantas acuáticas y el agua fluye a superficie libre. Esta similitud con los humedales naturales, conlleva a la atracción de insectos, moluscos, peces, anfibios, reptiles, aves y mamíferos (Kadlec y Wallace, 2009).

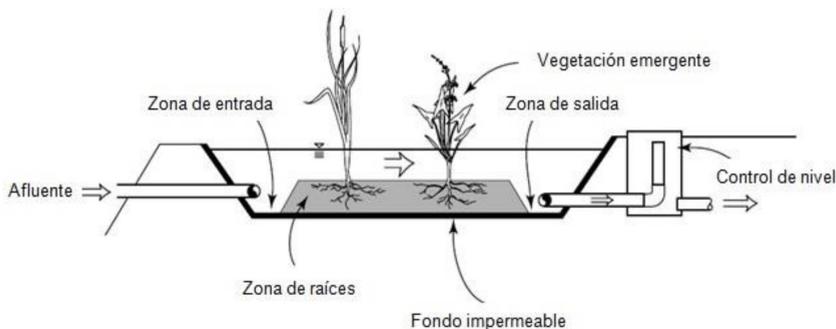


Figura 5.43. Esquema típico de los humedales de FS.
Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

En los humedales de flujo subsuperficial, el biofilm que crece adherido al medio granular y a las raíces y rizomas de las plantas tiene un papel fundamental en los procesos de tratamiento.

Los humedales de flujo subsuperficial se clasifican dependiendo de la dirección del flujo: en los humedales de flujo horizontal (FSSH) (Figura 5.44), el agua entra al sistema por un extremo y fluye horizontalmente a lo largo de este hacia el otro extremo; y en los de flujo vertical (FSSV), el agua residual ingresa por la zona superior y, una vez tratada, se recoge por tuberías de fondo (Figura 5.45).

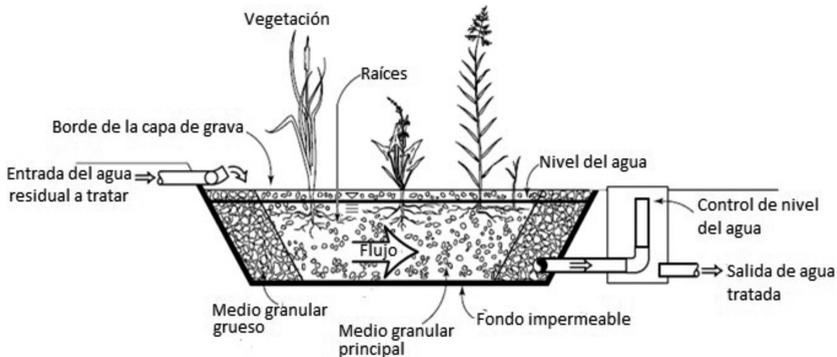


Figura 5.44. Esquema típico de un humedal de FSSH. Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

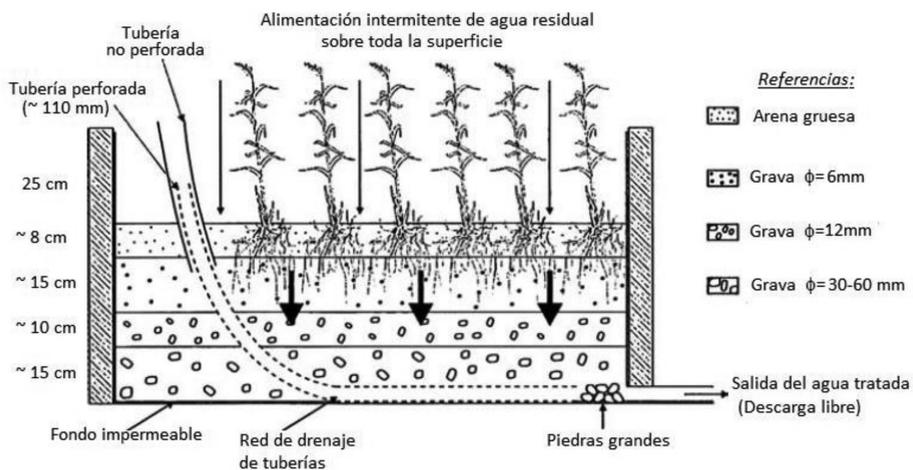


Figura 5.45. Esquema típico de un humedal de FSSV. Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

Los humedales FSSV fueron desarrollados para proveer mayores niveles de transferencia de oxígeno, y así producir un efluente nitrificado. La combinación de estos con sistemas superficiales o subsuperficiales de flujo horizontal permite realizar la nitrificación y desnitrificación del efluente. Dada su capacidad de oxidar el amonio, este tipo de humedales se ha empleado exitosamente para tratar efluentes con alto contenido de amonio, como lixiviados de rellenos sanitarios o efluentes de industrias de procesamiento de alimentos (Kadlec y Wallace, 2009).

En algunos diseños se han combinado las ventajas de los distintos tipos de humedales a través de los denominados «sistemas híbridos». Además, en los últimos años se han diseñado sistemas de humedales mejorados para intensificar los procesos de remoción.

Existen distintos criterios para el dimensionamiento de humedales construidos, que van desde métodos sencillos como las tasas de aplicación superficial, hasta modelos más completos que apuntan a describir los procesos que allí ocurren.

El método de tasa de aplicación superficial, utilizado tradicionalmente para el diseño de lagunas de tratamiento, ha sido empleado también para el diseño de humedales (por ejemplo, es el método planteado por USEPA, 2000). Este método, consiste en establecer tasas de aplicación (expresadas generalmente en kg/ha/d) requeridas para alcanzar cierta eficiencia de remoción para cada contaminante de interés. Otros métodos, que apuntan a describir más adecuadamente el funcionamiento de los humedales, incluyen información acerca de las cinéticas de reacción (velocidad con la que el líquido modifica su composición), de la profundidad de agua, de la relación largo/anchura, de la temperatura del agua, de la precipitación, de la evaporación y del comportamiento hidráulico de estos.

Las eficiencias de los humedales son variables. Dependen de las condiciones del afluente y de las condiciones ambientales, así como de la operación y mantenimiento de la unidad.

Tanto los sistemas horizontales como los verticales son eficientes en la remoción de materia orgánica (hasta un 80 %-90 %). En el caso de los sólidos suspendidos, la eficiencia puede llegar a ser de alrededor de 95 %. La eliminación de coliformes fecales esperada en estos sistemas está entre 1 y 2 órdenes en cuanto a ufc/100 mL. Este nivel de remoción generalmente no es suficiente para cumplir los estándares de vertido a cuerpo de agua.

Algunos valores de eficiencia promedio de sistemas de humedales se presentan en la Tabla 5.10. Es de señalar que los valores correspondientes a humedales de FS se refieren a su uso como tratamiento terciario, es decir, cuando reciben concentraciones afluentes bajas provenientes de un tratamiento secundario.

Tabla 5.10. Eficiencias medias en distintos tipos de humedales.
Adaptada de USEPA, 2000.

Constituyente	Eficiencia promedio FS (como tratamiento terciario) (%)	Eficiencia promedio FSSH (%)	Eficiencia promedio FSSV (%)
SST (mg/L)	78	80-95	90-99
DBO ₅ (mg/L)	79	70-90	90-99
NH ₃ /NH ₄ -N (mg/L)	22	25-30	
NO ₃ -N (mg/L)	67		
N total (mg/L)	67	15-40	30
P total (mg/L)	50	2-30	
CF (ufc/100 mL)	99		

A la hora de analizar aspectos sanitarios, se identifican claras ventajas para el caso de los humedales subsuperficiales por sobre los superficiales, ya que estos últimos presentan los siguientes problemas (Kadlec y Wallace, 2009):

- Posibles afectaciones a la salud por el contacto con aguas residuales.
- Estímulo a la proliferación de mosquitos.
- Posible generación de olores.

En cuanto a los aspectos económicos, los humedales subsuperficiales requieren de inversiones en el manto soporte, mientras que los superficiales diseñados con el objetivo

de remover nitrógeno pueden implicar una mayor área de terreno (lo que implica a su vez mayores inversiones en movimiento de tierra e impermeabilización). Asimismo, la necesidad de controlar la proliferación de mosquitos en los humedales superficiales incrementa su costo de operación, mientras que las tareas para evitar la colmatación del lecho incrementan el costo de operación de los humedales subsuperficiales (Kadlec y Wallace, 2009). Por último, la Tabla 5.11 presenta una comparación entre los dos tipos de humedales de flujo subsuperficial.

Tabla 5.11. Comparación entre humedales de flujo subsuperficial.
Tomada de González *et al.*, 2016a.

	Horizontal	Vertical
Funcionamiento	Continuo	Discontinuo
Carga superficial	4 a 6 g DBO ₅ /m ² .d	20 a 40 g DBO ₅ /m ² .d
Nitrificación	Complicada	Se puede lograr
Operación	Sencilla	Más compleja

La Figura 5.46 esquematiza ejemplos del uso de los distintos tipos de humedales dentro de sistemas de tratamiento de aguas residuales domésticas.

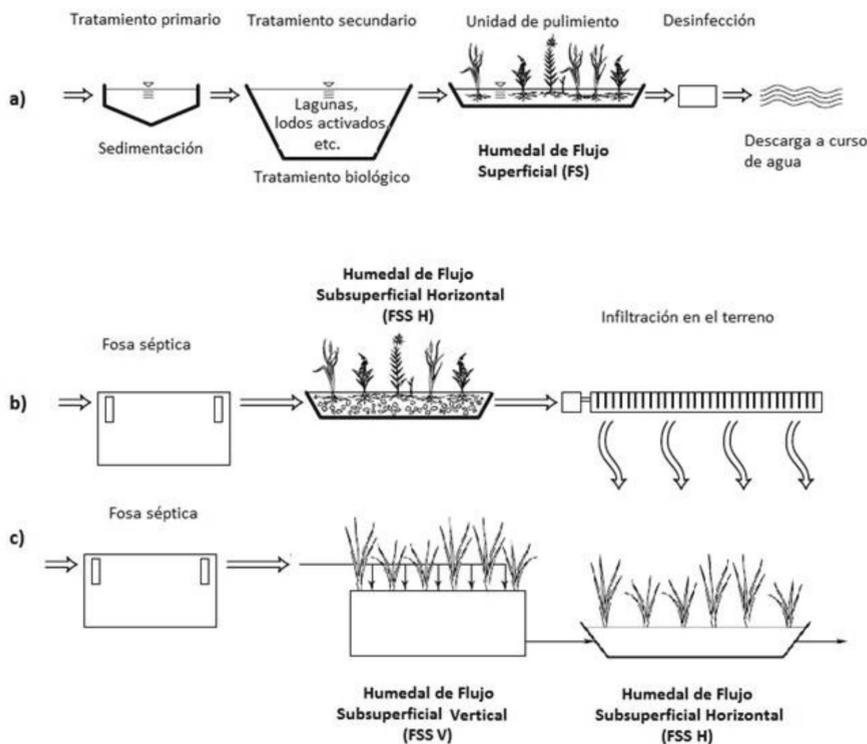


Figura 5.46. Aplicaciones típicas de humedales construidos. a) Humedal FS como unidad de pulimento luego de un tratamiento secundario. b) Humedal FSSH como tratamiento luego de una fosa séptica. c) Sistema híbrido para mejorar la remoción de nitrógeno, compuesto por una fosa séptica seguida de un humedal FSSV y un FSSH. Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

7.5. Humedales de flujo superficial

Este tipo de humedales se puede ver como una modificación al sistema de lagunas convencionales. A diferencia de estas, tienen menor profundidad (no más de 0,6 m, generalmente entre 0,3 m y 0,4 m) y tienen plantas. Se suelen aplicar para mejorar la calidad de efluentes que ya han recibido tratamiento primario o eventualmente secundario.

El agua circula preferentemente a través de los tallos de las plantas y está expuesta directamente a la atmósfera. Tallos, raíces y hojas caídas sirven de soporte para la fijación de la película bacteriana responsable de los procesos de biodegradación, mientras que las hojas que están por encima de la superficie del agua producen sombra, limitando el crecimiento de microalgas.

La principal fuente de oxígeno para la nitrificación en los humedales es la aireación atmosférica de la superficie del agua. Aunque el humedal es poco profundo, la mayoría del líquido está en condiciones anaerobias. Como resultado, la nitrificación se llevará a cabo en la parte cercana a la superficie del agua y la desnitrificación en el resto del líquido.

Las principales ventajas y desventajas de los sistemas de tratamiento por humedales frente a los de lagunas se presentan en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12. Ventajas y desventajas de humedales de FS.
Tomada de González *et al.*, 2016a.

Ventajas	Desventajas
Los humedales artificiales de FS producen agua clara; las lagunas tienen una alta producción de algas que influyen en la calidad de los efluentes y complican su reutilización.	Los humedales son más difíciles de diseñar y construir, necesitan un sustrato (arena) y tienen mayores costos de inversión, especialmente para instalaciones a gran escala.
Los humedales artificiales con buen funcionamiento no tienen problemas de olores, mientras que es común que en muchas lagunas se generen malos olores.	
Las lagunas son mucho más difíciles de integrar en un área urbana, por la superficie de aguas abiertas y la posibilidad de atraer mosquitos y mal olor.	

7.5.1. Pautas generales de diseño

Se recomienda una relación largo/ancho de entre 2 y 10.

La profundidad de diseño debe ser de entre 30 cm-60 cm (Kadlec y Wallace, 2009).

La altura de coronamiento de los taludes debe considerar el nivel máximo de agua deseado (profundidad de agua máxima fijada en el diseño), más una profundidad recomendada de 30 cm, asociada a sobreelevaciones debido a precipitaciones, a la pérdida de capacidad debido a la deposición de sedimentos y a otros posibles eventos no considerados en el diseño.

Las pendientes de los taludes perimetrales deben ser mayores a 2H:1V. El ancho de coronamiento debe ser de 1 m a 1,20 m para permitir el tránsito de peatones durante las tareas de operación y mantenimiento. En algunas ocasiones, puede ser recomendable cubrir

las caras interiores de los taludes con enrocado para prevenir la erosión de los mismos.

Se debe evitar la aparición de zonas muertas en las esquinas, así como zonas sin vegetación en las que ocurran cortocircuitos.

7.5.2. Impermeabilización de fondo y taludes

Tanto la base del humedal como los terraplenes perimetrales deben ser impermeables al flujo del agua. Para ello, deben tener una capa de no menos de 30 cm de espesor de arcilla compactada hasta lograr una conductividad hidráulica de no más de 1×10^{-7} cm/s, de modo de evitar pérdidas y filtraciones.

Si no hay arcilla de una calidad que permita alcanzar ese valor de conductividad, o disponible en el sitio o a una distancia económicamente razonable para transportarla hasta la obra, se debe recurrir a la impermeabilización con geomembrana de PEAD, lo que encarece las instalaciones. En este caso, la profundidad de excavación debe incrementarse entre 15 cm y 30 cm por debajo de la cota de diseño de la base. En ese espacio se colocará una capa de arena para proteger la integridad de la membrana. Sobre esa capa de arena se colocará un manto de geotextil; la superficie de este deberá satisfacer los requerimientos de cotas y pendientes previstas en el proyecto del fondo de la unidad.

7.5.3. Dispositivos de entrada

Previo a la entrada al humedal, la tubería que conduce el agua residual debe tener una cámara de inspección, de dimensiones mínimas 60 cm x 60 cm, con accesibilidad para tomar muestras que permitan evaluar la calidad del afluente. Además, deberá contar con un vertedero que permita medir el caudal afluente.

La entrada al humedal debe hacerse en forma homogénea en todo el ancho, manteniendo la carga constante en él (Kadlec y Wallace, 2009). Se recomienda entonces materializarla mediante una tubería perforada que ocupe todo el ancho del humedal.

7.5.4. Distribución del flujo en el interior del humedal

Es difícil lograr que en el interior de los humedales no aparezcan canales preferenciales de flujo, lo que reduce significativamente su eficiencia. Esto puede prevenirse, en principio, mediante el establecimiento de zonas profundas transversales al flujo (zanjas transversales sin vegetación) para colaborar con la uniformización de la carga y el control de la densidad de vegetación. No debe perderse de vista que, al plantar las macrofitas, se debe evitar que sus raíces dañen la impermeabilización de fondo (arcilla o geomembrana); por ello, deseablemente, deben plantarse sobre capas del material de descubierta cuidadosamente colocado a tal efecto en franjas transversales sobre el fondo.

Las zonas profundas sin vegetación pueden favorecer la reaireación y la reducción de patógenos vía radiación UV. Además, una zona profunda en la entrada es importante para la deposición de material sedimentable, y es más fácil de limpiar al no presentar vegetación. Alternando con esas zanjás más profundas, la vegetación se coloca también en franjas transversales.

7.5.5. Dispositivos de salida

El diseño de los dispositivos de salida es importante para mantener condiciones de flujo laminar, controlar el nivel de agua, medir el caudal y monitorear parámetros de calidad del efluente.

Al igual que en la entrada, no es recomendable que se tenga un único punto de descarga, ya que tendería a afectar el flujo dentro de la unidad. Se recomienda que el agua sea recolectada mediante una zanja transversal al flujo (ver Figura 5.47) que conduzca el agua a un único vertedero, como se presenta en la Figura 5.48. Es un dispositivo sencillo, que permite controlar en forma confiable el nivel de pelo de agua dentro de la unidad.

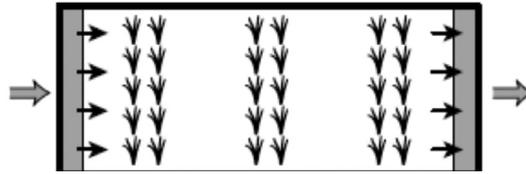


Figura 5.47. Distribución deseable de la vegetación.
Tomada de Kadlec y Wallace, 2009.

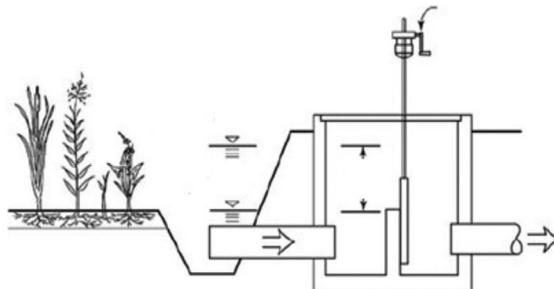


Figura 5.48. Estructura de salida con regulación de nivel de agua en humedales de FS.
Tomada de Kadlec y Wallace, 2009.

7.5.6. Dimensionado de humedales de FS

Generalmente, se dimensionan por el método de cargas superficiales: se selecciona un valor de carga superficial a partir del cual por recomendación bibliográfica quedará definida la concentración esperada del efluente.

La Tabla 5.13 presenta valores de carga superficial recomendados para el diseño de humedales FS en función de la concentración de DBO y de sólidos deseada en el efluente.

Tabla 5.13. Cargas superficiales de diseño para humedales FS.
Tomada de González *et al.*, 2016a.

Parámetro	Carga superficial (kg/ha.d)	Concentración esperada en el efluente (mg/L)
DBO	45	< 20
	60	30
TSS	30	< 20
	50	30

Se aplica el criterio de carga superficial para el caudal máximo mensual y el caudal medio con las concentraciones de DBO y SST correspondientes a cada caudal, y se adopta el mayor de los valores que resulte de ambas condiciones.

7.6. Humedales subsuperficiales de flujo horizontal

7.6.1. Pautas generales de diseño

Un humedal FSSH consiste en un lecho de arena o grava plantado con macrófitas acuáticas, en la mayoría de los casos con caña común o carrizo (*Phragmites australis*). La base y paredes del lecho se recubren con suelocemento o con una membrana impermeable para evitar filtraciones.

En los humedales FSSH el agua ingresa en forma permanente. Es aplicada en la parte superior por un extremo, fluye horizontalmente a lo largo del humedal y es recogida por un tubo de drenaje en la parte opuesta inferior.

Al igual que en los humedales de FS, se recomienda una relación largo/ancho de entre 2 y 10.

La profundidad de diseño debe estar entre 30 cm y 60 cm. En ese rango, a menor profundidad se obtiene mayor eficiencia de remoción; a mayor profundidad, se tiene mayor sección transversal, lo que ayuda a prevenir posibles obstrucciones.

La pendiente de los taludes laterales se deberá definir en la fase de proyecto, mediante el correspondiente estudio geotécnico. La parte exterior de los taludes deberá empastarse para evitar su erosión.

7.6.2. Construcción

El fondo de la celda se debe compactar. Si el suelo es arcilloso (se puede alcanzar una conductividad hidráulica $< 10^{-7}$ cm/s), tanto el fondo como los taludes perimetrales deberán ser compactados adecuadamente. Si el suelo no es arcilloso, se deberá impermeabilizar la celda con una geomembrana o con suelocemento. Es claro que, en el caso de requerirse una impermeabilización con membrana, los costos de inversión del sistema se elevan sustantivamente.

Para favorecer el escurrimiento del agua, la pendiente del fondo debe ser de 0,5 % a 1 %.

Una vez instalada la tubería de evacuación del efluente, se procede al relleno de la celda con el medio granular. Las cabeceras del lecho deberán estar ocupadas por un material granular más grueso (Figura 5.49) que el lecho de tratamiento en sí (grava de aproximadamente 25 mm a 50 mm de diámetro), extendido a lo largo del primer metro del humedal. Este tramo del lecho no deberá presentar vegetación alguna ni debe ser considerado en los cálculos de dimensionamiento del lecho del humedal. Es más, el manto de las cabeceras debe reemplazarse a lo sumo cada 10 años de operación.

Primeramente, se colocarán esas franjas de material de mayor tamaño en ambos extremos de la celda y, a continuación, se procederá a colocar el medio granular (en general grava fina de un solo diámetro, entre 3 mm y 32 mm, deseablemente entre 5 mm y 10 mm) en el resto del humedal. La profundidad del lecho se encuentra en general entre 0,45 m y 1,0 m.

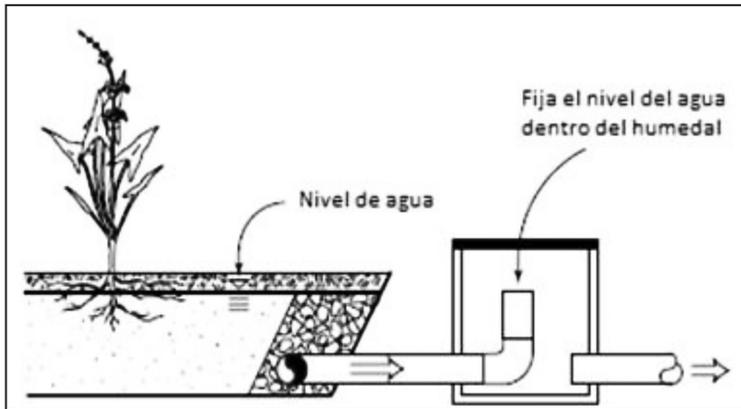


Figura 5.49. Salida de un humedal de FSSH.
Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

Antes de iniciar la plantación en la zona de grava fina, el humedal se debe llenar de agua hasta inundar el lecho, de forma de comprobar la nivelación de su superficie y corregir desniveles si los hubiera. Posteriormente, se reduce el nivel del agua al nivel de operación (para facilitar la tarea) y se procede a plantar.

La siembra se debe llevar a cabo a fines del invierno o a comienzos de la primavera, insertando las plántulas o los rizomas en pequeños huecos de 0,10 m de profundidad. Las plantas deberán ser sembradas con una densidad de 9 plantas/m², espaciadas 0,30 m entre sí. Las especies recomendadas son aquellas propias de humedales naturales (totoras, achiras, etcétera).

Finalizada la siembra, se debe subir inmediatamente el nivel del agua para evitar que las plantas se sequen. Como el flujo en estos humedales se define subterráneo, se debe garantizar que el nivel de agua se encuentre de 5 a 10 cm por debajo de la superficie del manto. Se deberá mantener el nivel de operación con agua limpia hasta que se observe que las plantas comienzan a brotar, momento a partir del cual se comenzará a cargar el sistema con el efluente a tratar.

7.6.3. Dispositivo de entrada

La entrada del agua residual al humedal debe realizarse de modo de lograr una distribución homogénea en todo su ancho. Si el caudal no se reparte homogéneamente, se generarán zonas muertas, flujos preferenciales y un aumento del riesgo de colmatación en la zona que reciba mayor carga del agua residual.

Para humedales de gran tamaño (ancho > 5,0 m), se recomienda que el sistema de distribución a la entrada esté constituido por una canaleta dispuesta a lo ancho del humedal con vertederos adecuadamente diseñados cada 0,2 m. Si el ancho no alcanza los 5,0 m, se puede disponer una tubería de PVC 110 mm transversal al lecho, con una línea de perforaciones laterales; se recomienda que el diámetro de las perforaciones sea no menor que 3 cm.

El agua residual no ingresa directamente al medio granular principal (cuerpo): existe una zona de amortiguación previa por lo habitual formada por grava de mayor tamaño. La zona de entrada actúa como filtro y elimina una parte importante de los sólidos en

suspensión. Si es incorrectamente diseñada (tamaño de partícula muy pequeño), se presentará anegamiento sobre la superficie del lecho contra la entrada por acumulación de sólidos en suspensión y/o biofilm.

7.6.4. Dispositivo de salida

Al igual que en la cabecera, el último metro del humedal deberá presentar una franja de material granular grueso (Figura 5.49). En el extremo final del lecho y sobre su base, se deberá instalar una tubería perforada de PVC 110 mm, dispuesta transversalmente al eje del humedal y rodeada por grava, conectada en su punto medio mediante una T a la tubería de salida que descargará en una cámara fuera del lecho.

La cota de la tubería de salida fija el nivel del agua dentro del humedal, por lo que deberá poder variarse mediante un tubo giratorio o una manguera flexible, que pueden ser regulados mediante una cadena o cuerda para ajustar el nivel de agua en el humedal (Vymazal y Kröpfelová, 2008).

7.6.5. Dimensionado de humedales de FSSH

1. Cálculo del área superficial necesaria

Se realiza en función del parámetro que se desea abatir. Normalmente, los diseños se desarrollan para reducir la DBO_5 .

$$A_{sup} = \frac{Q}{k} \ln \left(\frac{C_{entrada} - C^*}{C_{salida} - C^*} \right)$$

Donde:

Q = caudal medio [m³/d]

k = constante de primer orden [m/d]

Centrada = concentración del contaminante a la entrada del sistema [mg/L]

C_{salida} = concentración del contaminante a la salida del sistema [mg/L]

C* = concentración del contaminante intrínseca del humedal [mg/L]

El valor de C* varía en función del tipo de sistema, del tipo de vegetación, del tipo y la calidad del agua a tratar y de las condiciones climáticas. Los valores recomendados de C* para efluente doméstico típico de nuestro país se presentan en la Tabla 5.14.

Tabla 5.14. Valores recomendados para C*.

Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

Contaminante	Valores típicos de C*
DBO ₅ (mg/L)	1-5
SST (mg/L)	2-5
N Total (mg/L)	< 1,5
P Total (mg/L)	< 0,02
Coliformes fecales (ufc/100 mL)	< 300

La constante k_T se establece a partir de la siguiente expresión: $k_T = k_{20} \theta^{(T-20)}$

Donde:

k_T = Constante de primer orden a la temperatura T [m/año]

k_{20} = Constante de primer orden a 20 °C [m/año]

θ = Coeficiente de temperatura, adimensional

T = Temperatura media del mes más frío [°C]

La constante de primer orden para 20 °C se obtiene de la Tabla 5.15.

Tabla 5.15. Constante de primer orden k_{20} .
Tomada de González *et al.*, 2016a.

Contaminante	Humedal FSS	
	k_{20} (m/año)	θ
DBO ₅	180	1,00
SST	3000	1,00
N Total	27	1,05
P Total	12	1,00
Coliformes fecales	95	1,00

2. Cálculo del área transversal (perpendicular al flujo)

En este caso, el área transversal se calcula aplicando la ley de Darcy:

$$Q = k_s i A_T \rightarrow A_T = \frac{Q}{k_s i}$$

Donde:

Q = Caudal a tratar [m³/d]

k_s = Conductividad hidráulica del medio en una unidad de sección perpendicular a la dirección del flujo [m³/m².d]

A_T = Sección del humedal perpendicular a la dirección del flujo [m²]

i = Gradiente hidráulico o pendiente (dh/dL) [m/m]. Valor usual 1 %.

La conductividad hidráulica dependerá del tipo de suelo y puede ser obtenida de la bibliografía. Solo a modo de ejemplo, en la Tabla 5.16 se presentan algunos valores típicos.

Tabla 5.16. Conductividad hidráulica según sustrato.

Tomada de González *et al.*, 2016a.

Tipo de sustrato	Tamaño efectivo d10 (mm)	Porosidad (%)	Conductividad hidráulica k_s ($m^3/m^2.d$)
Arenas graduadas	2	28-32	100-1.000
Arenas gravosas	8	30-35	500-5.000
Gravas finas	16	35-38	1.000-10.000
Gravas medianas	32	36-40	10.000-50.000
Rocas pequeñas	128	35-45	50.000-250.000

3. Profundidad útil del humedal

La profundidad útil se selecciona en el rango de 0,45 m a 1,00 m (valor usual: 0,60 m).

4. Ancho del humedal (W)

Queda definido por los valores adoptados anteriormente, como el cociente entre el área transversal A_T calculada en el paso 2 y la profundidad útil adoptada en el paso 3.

5. Largo del humedal (L)

Queda definido por los valores ya adoptados, como el cociente entre el área superficial calculada en el paso 1 y el ancho del humedal W.

7.7. Humedales subsuperficiales de flujo vertical

7.7.1 Pautas generales de diseño

El agua residual es aplicada en la parte superior, percola verticalmente en sentido descendente a lo largo del humedal y es recogida en la parte inferior. El agua ingresa de forma intermitente. Se logra así alternar condiciones de saturación/insaturación con agua en el lecho, lo que estimula el suministro de oxígeno. Adicionalmente, para favorecer las condiciones aerobias del medio poroso, se suele colocar un sistema de aireación con chimeneas, que son tuberías con salidas al exterior.

A diferencia de los humedales FSSH, el sustrato de un humedal FSSV está constituido por varias capas, por lo general, las más finas en la parte superior, aumentando el diámetro de la grava hacia abajo. La vegetación emergente se planta también en este medio granular.

La relación largo/ancho no es relevante, ya que los humedales FSSV se cargan desde la superficie. La profundidad útil debe estar comprendida entre 0,50 m y 0,80 m.

Cuando se diseñan humedales FSSV, en cada una de las etapas se requiere contar con celdas en paralelo con igual superficie para facilitar su rotación y lograr así alternar fases de llenado, tratamiento y vaciado. Esto se puede conseguir fácilmente dividiendo cada una de las etapas en un número par de celdas (por ejemplo, 2 y 2, como se muestra en la Figura 5.50) (García y Corzo, 2008).

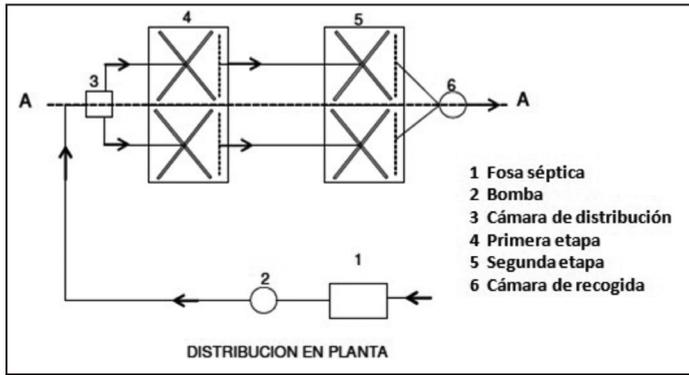


Figura 5.50. Posible línea de proceso en un sistema de humedales verticales. Adaptada de García y Corzo, 2008.

7.7.2. Dosificación y sistema de entrada

En los humedales verticales, las aguas residuales pretratadas son dosificadas de forma intermitente de 4 a 6 veces al día. La oxigenación se garantiza cuando el tiempo de llenado y vaciado es corto en comparación con el tiempo de reposo. Por lo tanto, los humedales FSSV necesitan que se disponga de un tanque de acumulación previo, desde el cual se realizará la descarga del agua residual por pulsos.

El sistema de entrada está constituido por redes de tuberías perforadas con disposición lineal o radial, colocadas sobre la superficie del medio granular. La superficie del lecho debe mantener un mismo nivel en toda su extensión. El tamaño de los orificios en las tuberías de distribución debe ser variable a lo largo de cada una de ellas, de modo de lograr una distribución uniforme del agua residual que ingresa en toda la superficie del humedal. Se recomienda utilizar tubos paralelos con perforaciones equiespaciadas.



Figura 5.51. Sistema de entrada de un humedal de FSSV. Las tuberías fueron recubiertas posteriormente con grava. Tomada de González et al., 2016b.

7.7.3. Sistema de recogida

El efluente se recoge en una red de tubos perforados dispuestos en forma paralela sobre el fondo del humedal, espaciados de 0,50 m a 0,70 m entre sí, cubiertos por una capa de áridos de 0,20 m de espesor y de 8 mm a 16 mm de tamaño efectivo, aproximadamente.

Las tuberías de drenaje estarán niveladas contra el fondo del lecho, de forma de permitir la evacuación completa del efluente. Deberán estar unidas a tuberías verticales no perforadas, las cuales deberán llegar hasta afuera del manto soporte del humedal para estar en contacto con la atmósfera (ver Figura 5.52).

7.7.4. Manto

Los humedales de FSSV, habitualmente, se construyen con un manto de varias capas, con material fino en la capa superior (habitualmente arena) y materiales progresivamente más gruesos hasta llegar a la capa inferior de drenaje. La capa de material fino en la superficie es crítica, ya que debe ser lo suficientemente fina para retener a los SST, pero lo suficientemente gruesa para permitir el flujo del agua residual sin colmatarse rápidamente.



Figura 5.52. *Sistemas de tuberías de drenaje de humedales de FSSV antes de colocar el material de relleno. Tuberías perforadas en el fondo y no perforadas en la vertical.*
Tomada de Kadlec y Wallace, 2009.

En la Tabla 5.17 se presenta la estructura vertical recomendada para el manto de humedales de FSSV de una única etapa. Cuando se trata de un humedal FSSV en dos etapas, las recomendaciones para el manto se presentan en la Figura 5.53 y la Tabla 5.18.

Tabla 5.17. *Materiales recomendados para el manto de humedales FSSV de una etapa.*

Adaptada de Kadlec y Wallace, 2009.

Capa	Espesor (cm)	Tamaño (mm)	Material
Capa superficial	8	--	Arena
Segunda capa	15	6	Gravilla
Tercera capa	10	12	Grava
Capa de drenaje	15	30-60	Grava

Tabla 5.18. Características del manto de humedales de FSSV de dos etapas.
Tomada de González *et al.*, 2016a.

	Tratamiento primario	Tratamiento secundario
Capa superficial	> 30 cm de grava fina, diámetro efectivo de 2 mm a 10 mm	> 30 cm de arena fina, diámetro efectivo de 25 mm a 40 mm
Capa intermedia	10 a 15 cm de grava fina, diámetro efectivo de 5 mm a 20 mm	10 a 20 cm de grava fina, diámetro efectivo de 3 mm a 10 mm
Capa inferior (drenaje)	10 cm de grava de diámetro efectivo de 20 mm a 40 mm	10 cm de grava de diámetro efectivo de 20 mm a 40 mm

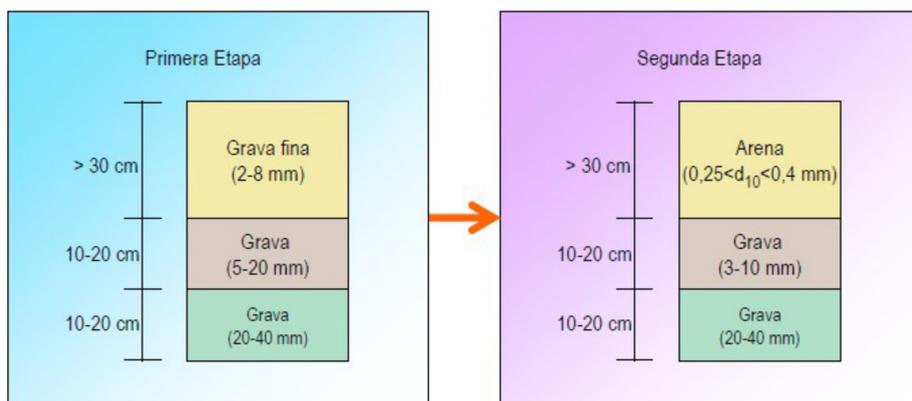


Figura 5.53. Distribución en profundidad de las capas de medio granular recomendada para humedales de FSSV de dos etapas. Tomada de García y Corzo, 2008.

7.7.5. Construcción

Las etapas de construcción son equivalentes a las descritas para los humedales FSSH:

- Elección de un área soleada
- Excavación
- Impermeabilización
- Tendido de las tuberías
- Relleno cuidadoso del lecho con el material granular
- Plantación

7.7.6. Dimensionado de humedales de FSSV

1. Cálculo del área superficial necesaria

Se realiza mediante el método de la población equivalente, considerando un aporte unitario de 40 g DBO₅/hab.día:

$$\text{Población equivalente [hab]} = \frac{\text{DBO}_5 [\text{mg/L}] \times Q [\text{m}^3/\text{día}]}{40 \text{ g DBO}_5/\text{hab. día}}$$

Generalmente, se considera 3 a 4 m²/hab para climas fríos y 1 a 2 m²/hab en climas más cálidos.

Luego, el área necesaria resulta ser la población equivalente calculada [hab] por la superficie específica a asignar [m²/hab].

2. Profundidad del humedal

La altura útil se selecciona en el rango $H = 0,6 \text{ m}-1,0 \text{ m}$

7.8. Operación y mantenimiento

La operación y mantenimiento de los humedales comprende actividades rutinarias de inspección y limpieza que deberán efectuarse periódicamente:

Semanal

- Control del nivel del agua dentro del humedal.
- Observación del estado de las plantas.
- Inspección de las cámaras de entrada y salida (regulador del nivel) y de las tuberías de distribución de ingreso del agua residual; de ser necesario, también su limpieza.

Mensual

- Verificación del estado de los taludes.
- Inspección de la fosa séptica o sistema de tratamiento previo a los humedales.
- Lavado de tuberías de distribución y recolección de aguas. En caso de obstrucciones, lavado a presión de las tuberías de entrada y salida (*spooling*).
- Limpieza de las tuberías de distribución del agua residual dentro del humedal (entrada y salida).
- Control de malezas (retiro manual, no químico).
- Reparación del humedal en caso de obstrucciones.
- Toma de muestra del efluente para el análisis de los principales parámetros de calidad.
- Inspección del sistema de dosificación (en humedales de flujo vertical).

Anual

- Revisión exhaustiva de todos los componentes del sistema.
- Limpieza del exceso de vegetación (fundamentalmente, hojarasca).
- Toma de muestra del agua residual a la entrada y salida de la unidad para el análisis de los principales parámetros de calidad.

Regeneración de un sistema obturado

Los humedales de flujo subsuperficial son susceptibles a obstrucciones que restringen el paso del agua a través del manto. Esto provoca que el manto se inunde, lo que afecta negativamente los procesos de tratamiento. Por lo tanto, incluso los humedales bien diseñados y operados requieren mantenimiento de la zona de entrada cada cierto de tiempo. En el caso de colmatarse el manto en la zona de entrada, es necesario reemplazarlo (máximo cada 10 años) (Kadlec y Wallace, 2009).

Las obstrucciones también pueden ocurrir a causa de un desarrollo excesivo del biofilm, por lo que se debe mantener la carga de materia orgánica lo suficientemente baja para que los procesos de degradación natural se desarrollen normalmente y no produzcan exceso de biomasa. Los humedales verticales son más susceptibles a este tipo de problemas, dado que tienen en su parte superior una capa de material de menor granulometría.

De producirse colmatación debido a la sobrecarga de materia orgánica, puede ser de ayuda vaciarlo totalmente y suspender su operación durante un período de 3 a 4 semanas. Si este tratamiento no soluciona el problema, se puede intentar de nuevo. De aún no

mejorar la operación, entonces se debe remover totalmente el material de relleno de los lechos y remplazarlo por material nuevo, así como también revisar el mantenimiento y funcionamiento de la fosa séptica o sistema de tratamiento previo.

En humedales FSSV, muchas veces las obstrucciones se revierten simplemente con el reposo frecuente del área afectada.

Referencias bibliográficas

- Dirección Nacional de Medio Ambiente, Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental y CONAPROLE (2008). *Guía de gestión integral de aguas en establecimientos lecheros. Diseño, operación y mantenimiento de sistemas de tratamiento de efluentes.*
- García, J. y Corzo, A. (2008). *Depuración con humedales construidos. Guía práctica de diseño, construcción y explotación de sistemas de humedales de flujo subsuperficiales.* Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- González, A. E., Rezzano, N., Cunha, N., D'Angelo, M. y Ríos, A. (2016a). *Diseño, construcción, operación y mantenimiento de humedales construidos. Informe.* Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente, Dirección Nacional de Aguas, Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental.
- González, A. E., López, J., Rezzano, N., D'Angelo, M. y Ríos, A. (2016b). *Diseño, construcción, operación y mantenimiento de lagunas de tratamiento.* Ministerio de Vivienda, Ordenamiento Territorial y Medio Ambiente, Dirección Nacional de Aguas, Instituto de Mecánica de los Fluidos e Ingeniería Ambiental.
- Kadlec, R. H. y Wallace, S. D. (2009). *Treatment wetlands.* (2.ª ed.). Florida: CRC Press.
<https://www.lenntech.es/eliminacion-del-fosforo.htm>
- López Díaz, J. (2015). *Material del curso Tratamiento de Efluentes.* Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- López Díaz, J. (2016). *Material del curso Introducción a la Ingeniería Sanitaria.* Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Metcalf, L. y Eddy, H. P. (2003). *Wastewater engineering, Treatment and reuse.* (4.ª ed.). Nueva York: McGraw-Hill.
- United States Environmental Protection Agency (2000). *Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters.* EPA/625/R-99/010.
- Von Sperling, M. (2007). *Biological Wastewater Treatment Series, Vol. 3.* IWA Publishing.
- Vymazal, J. y Kröpfelová, L. (2008). *Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-Surface Flow.* Springer.
- Wallace, S. D. y Knight, R. L. (2006). *Small Scale Constructed Wetland Treatment systems, feasibility, design criteria, and O&M requirements.* Water Environment Research Foundation.

Bibliografía

- Agencia de Cooperación Internacional de Alemania (GIZ)-Programa de Saneamiento Sostenible ECOSAN (2011). *Revisión técnica de humedales artificiales de flujo subsuperficial para el tratamiento de aguas grises y aguas domésticas*.
- Brix, H. y Arias, C. (2005). The use of vertical flow constructed wetlands for on-site treatment of domestic wastewater: New Danish guidelines. *Ecological Engineering*, 25(5), 491-500.
- Crites, R. W. y Tchobanoglous, G. (1998). *Small and decentralized wastewater management systems*. Boston: McGraw-Hill.
- García, H. y UNESCO IHE (2015). *Apuntes de sistemas MBR*.
- Lara, J. (1998). *Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales*.
- Mara, D. D. (1997). *Design manual for waste stabilization ponds in India*. Lagoon Technology International.
- Reed, S. C., Crites, R. W. y Middlebrooks, E. J. (1995). *Natural Systems for Waste Management and Treatment*. (2.ª ed.). McGraw-Hill.
- UN-HABITAT (2008). *Constructed Wetlands Manual*. Kathmandu: UN-HABITAT Water for Asian Cities Programme Nepal.

Gestión de residuos sólidos

1. Clasificación y composición de los residuos sólidos

Se entiende por *residuos sólidos* los restos de las actividades humanas que se presentan en estado sólido o semisólido, cuyo su generador se desprenda o tenga la intención o la obligación de desprenderse.

De acuerdo con la Ley 19.829, Aprobación de Normas para la Gestión Integral de Residuos, «se entiende por residuo o desecho las sustancias, materiales u objetos, de los cuales alguien se desprende o da disposición final».

Salvo cuando existe una obligación de desprenderse de cierto tipo de residuos, esta definición implica una consideración subjetiva por parte del generador, que implica que aquello de lo que desea desprenderse le resulta inútil, indeseable o desechable.

En la Ley 19.829 también se establece que un bien o material deja de tener la condición de residuo cuando es sometido a alguna operación de valorización, en las condiciones que se presenten en esta reglamentación.

1.1. Algunos criterios de clasificación de residuos sólidos

Para clasificar los residuos sólidos se pueden escoger diferentes criterios.

Por su composición química

Se clasifican en orgánicos o inorgánicos.

Por su peligrosidad

Residuos peligrosos son aquellos que pueden presentar riesgo para la salud pública y/o el ambiente cuando son manejados o dispuestos en forma inadecuada, debido a que tienen una o varias de las siguientes características:

- Inflamabilidad
- Corrosividad
- Reactividad
- Toxicidad
- Patogenicidad

Por su origen

Los residuos son clasificados según el lugar donde fueron generados. Así, se tienen:

- **Residuos domiciliarios.** Son los originados en la vida diaria en las viviendas e incluyen restos de alimentos, papel, vidrio, envases, plásticos, etcétera.
- **Residuos comerciales e institucionales.** Son los originados en comercios e instituciones como escuelas, oficinas, cárceles, etcétera. Su composición es similar (en componentes) a los residuos domiciliarios.

- **Residuos de barrido urbano.** Son los originados en el barrido de la vía pública, limpieza de playas, bocas de tormenta y alcantarillado, plazas, ferias, parques, podas, etcétera.
- **Residuos provenientes de centros de salud (residuos sanitarios).** Son los producidos en hospitales, clínicas, laboratorios, farmacias, clínicas veterinarias, puestos de atención de salud, etcétera. Se subdividen en residuos sanitarios comunes no reciclables, residuos sanitarios comunes reciclables y residuos sanitarios contaminados, que se generan en las actividades de atención a la salud propiamente dichas.
- **Residuos industriales.** Son los producidos en la actividad industrial como parte de los procesos que se llevan a cabo. Incluyen descartes de materia prima, de producto no aprovechable, de envases, etcétera. En la industria de la construcción pueden incluir chatarra, restos de hierro, encofrados, etcétera. Los procesos de producción más limpia tienden a minimizar la generación de este tipo de residuos.
- **Residuos agrícolas.** Son los generados en la actividad agropecuaria (cosechas de granos, frutas y hortalizas, viñedos, ganadería intensiva, granjas, etcétera) e incluyen abono, restos de cosechas, estiércol, residuos de comida, residuos agrícolas, basura, etcétera.
- **Escombros.** Son los provenientes de obras en construcción, en demolición, refacción de casas, etcétera. Se incluyen en esta categoría ladrillos, hormigón, mezcla, tierra, hierro, madera, etcétera. Se suelen designar como ROC (residuos de obras en construcción).

Los residuos sanitarios, industriales y agrícolas suelen agruparse en los denominados *residuos de gestión especial*.

Los residuos sólidos urbanos (RSU) son todos aquellos residuos sólidos generados por una comunidad, exceptuando los residuos industriales y los agrícolas.

Tipos de residuos según la Ley 19.829

En la Ley 19.829, se presentan los siguientes tipos de residuos, sin perjuicio de otros que sean propuestos en otras reglamentaciones. En esta reglamentación se definen la composición, los criterios y las pautas de gestión correctas para cada uno de los tipos de residuos propuestos. También se presentan las características de peligrosidad en relación con otras normas nacionales o herramientas e instrumentos internacionales correspondientes.

A. Domiciliarios

Son aquellos que se generan como resultado de actividades domésticas y cotidianas en los hogares. Este tipo de residuos incluye los que se generan en obras menores de reparación también en los hogares, mientras no correspondan a tipos de residuos que estén regulados por otras normativas nacionales específicas. También aquellos que, teniendo en cuenta su composición y cantidad, se generen en establecimientos comerciales o de servicios de pequeño porte, siempre considerando lo establecido en el ámbito de competencia de los gobiernos departamentales mediante decreto departamental.

B. De limpieza de espacios públicos

Son aquellos residuos generados a partir de actividades de limpieza de calles y vías públicas, realizadas directa o indirectamente por servicios municipales o departamentales en áreas recreativas y verdes, lugares de uso público.

C. De actividades económico-productivas

Son aquellos que se generan en actividades comerciales, de servicios, de producción agropecuaria, industriales, administrativas, entre otras, ya sean de carácter público o privado.

D. Sanitarios

Son aquellos generados en los centros de atención a la salud humana y animal, incluyendo las actividades vinculadas a la investigación, diagnóstico y enseñanza.

E. De obras de construcción

Son aquellos que se generan en actividades de reforma, demolición de obras, construcción, excepto los que corresponden a residuos de obras de construcción domiciliarios.

F. Suelo contaminado

Se refiere al suelo cuyas características han sido alteradas negativamente por la presencia de componentes químicos peligrosos. Se toma como referencia los criterios y estándares de concentración propuestos en la reglamentación y a partir de los cuales existe un riesgo inaceptable para la salud humano y el ambiente.

G. Sedimentos

Se refiere a los sedimentos que provienen del dragado o de actividades similares, y que requieren un manejo especial debido a la presencia de contaminantes.

H. Especiales

Son aquellos que por su composición o características han sido regulados para tener una gestión especial e independiente de los otros tipos de residuos. A continuación, se presentan los residuos especiales considerados a los efectos de esta ley:

1. Los residuos de envases y embalajes, cualquiera sea su origen y función; otros residuos plásticos distintos a envases y embalajes;
2. los residuos de baterías y pilas;
3. los residuos electro-electrónicos;
4. los neumáticos fuera de uso;
5. los aceites usados no comestibles;
6. los aceites usados comestibles; y
7. los vehículos fuera de uso.

1.2. Composición de los residuos sólidos

La composición se refiere a la cantidad relativa de los distintos componentes individuales que forman los RSU y se expresa habitualmente como porcentaje en peso:

$$\% \text{ peso} = \frac{\text{Peso del componente contenido en la muestra}}{\text{Peso total de la muestra}}$$

El conocimiento de la composición de los RSU es importante para el diseño de equipos, desarrollo de técnicas de tratamiento y para la implantación de programas de reciclaje.

1.2.1. Componentes de los RSU

Los componentes que se encuentran habitualmente en los RSU —sin pretender hacer una lista exhaustiva de estos— son:

- Residuos orgánicos. Residuos de comida y de su preparación, papel, cartón, plásticos, textiles, goma, cuero, residuos de jardines y podas, madera, aceites residuales.

- Residuos inorgánicos. Vidrio, metales ferrosos (por ejemplo, latas de hojalata), metales no ferrosos (por ejemplo, latas de aluminio), polvo, cenizas.

Además, pueden encontrarse residuos de construcción-demolición (ROC), pilas de uso doméstico, baterías de plomo-ácido, animales muertos, etcétera.

Dentro de cada componente puede haber variantes, como distintos tipos de plásticos —por ejemplo, PET (polietileno tereftalato), PEAD (polietileno de alta densidad), PEBD (polietileno de baja densidad), PP (polipropileno), PS (poliestireno), PVC (cloruro de polivinilo), plásticos multilaminados—; de papel —impreso, de diario, etcétera—; de vidrio —plano, envases, vidrio transparente, verde, ámbar, etcétera—; entre otros.

1.2.2 Factores que afectan la composición de los RSU

La composición de los RSU no es uniforme: varía en forma considerable tanto en el espacio como en el tiempo. De un país a otro la variación en la composición de los RSU es muy grande, pero también la composición de los residuos sólidos generados en dos barrios cercanos de una misma ciudad puede ser muy distinta.

Tampoco es constante en el tiempo, ya que con el correr de los años el avance tecnológico hace que surjan nuevos materiales mientras se van dejando otros de lado (a saber, hace 30 años no se encontraban pañales desechables en los residuos sólidos).

Pero además de esta variación a largo plazo, se registran variaciones importantes (en cantidad y calidad de residuos generados) en forma estacional e incluso semanal (dependiendo del día de la semana, la frecuencia de la recolección, el día de funcionamiento de la feria vecinal más próxima, etcétera).

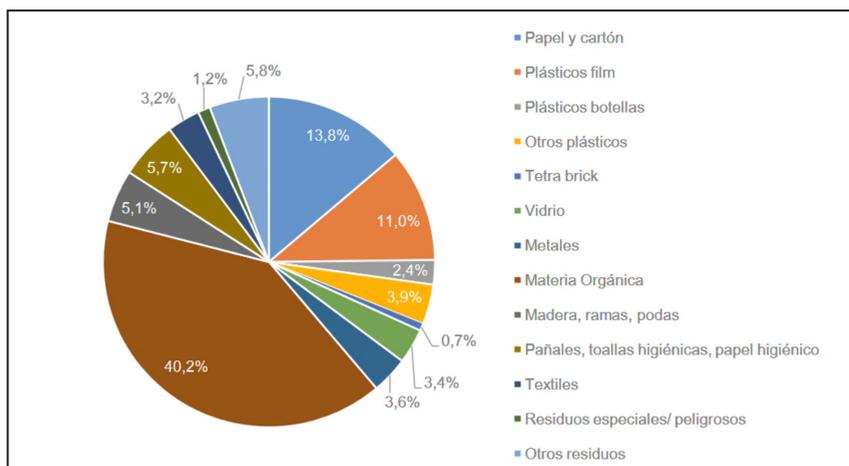


Figura 6.1. Composición de los residuos domiciliarios a nivel nacional. Tomada de Ministerio de Ambiente, 2021.

Existen muchos factores que intervienen, en mayor o menor grado, en la composición de los RSU. Entre ellos, los más importantes son:

- Poder adquisitivo de la población
- Condiciones climáticas
- Hábitos de consumo de la población
- Nivel de actividad de la economía (carácter industrial, turístico o agrícola de la población)

Todos los elementos planteados anteriormente hacen que exista una variación histórica importante en la composición de los RSU, sin desmedro de lo cual es posible plantearse determinar composiciones medias que puedan considerarse significativas.

2. Propiedades de los residuos sólidos

Las propiedades físicas, químicas y biológicas de los residuos sólidos son determinantes en el diseño de los sistemas de gestión de dichos residuos.

2.1. Propiedades físicas de los RSU

Las propiedades físicas de los residuos sólidos son muy importantes, pues influyen en los procesos físicos y biológicos que se dan desde la generación hasta la disposición final de los residuos.

Las propiedades físicas de los RSU más importantes son peso específico, contenido de humedad, tamaño de partícula y distribución del tamaño, capacidad de campo y porosidad de los residuos compactados.

2.1.1. *Peso específico*

El peso específico se refiere al peso de un material por unidad de volumen, expresado en kg/m^3 . Desde la generación hasta la disposición final, el peso específico puede cambiar significativamente (por ejemplo, cuando se emplean camiones recolectores equipados con compactadora), por lo que es necesario especificar a qué etapa del proceso se refiere la densidad que se referencia. En la Tabla 6.1 se presentan algunos valores típicos.

Tabla 6.1. *Densidad de distintos tipos de residuos.*
A partir de fuentes varias.

Tipos de residuos	Densidad, kg/m^3
Domésticos (no compactados)	
Residuos de comida	130-480
Papel	40-130
Cartón	40-80
Plásticos	40-130
Vidrio	160-480
Aluminio	60-240
Urbanos	
En camión compactador	180-500
En relleno compactado	400-800

2.1.2. *Contenido de humedad*

El contenido de humedad se refiere a la cantidad de agua presente en los residuos sólidos y se puede expresar de dos formas:

- En base húmeda. Mediante esta forma, la humedad de una muestra se expresa como un porcentaje del peso del material húmedo, es decir, masa de agua con relación a la masa total de la muestra.

$$W = \frac{m_M - m_S}{m_M}$$

- En base seca. Mediante esta forma, la humedad se expresa como un porcentaje del peso seco del material, es decir, masa de agua con relación a la masa de la muestra seca.

Siendo:

W = contenido de humedad (%)

m_M = masa inicial de la muestra

m_S = masa de la muestra luego de haber evaporado el agua (a 105 °C)

El contenido de humedad variará dependiendo de la composición de los desechos, la estación del año y las condiciones meteorológicas, particularmente la lluvia.

En la Tabla 6.2 se pueden observar datos típicos del contenido de humedad de los componentes de los desechos sólidos municipales.

2.1.3. Tamaño y distribución de tamaño de las partículas

Para ciertas aplicaciones (como para la separación de RSU por medios mecánicos) puede interesar conocer la distribución de tamaño de las partículas. Debido al tamaño irregular de los componentes de los residuos sólidos, para poder referirse a tamaños es necesario definir una dimensión representativa de las partículas.

El tamaño y la distribución del tamaño de los componentes de los materiales en los residuos sólidos son una consideración importante dentro de la recuperación de materiales, especialmente, con medios mecánicos, como cribas, tromels y separadores magnéticos.

Tabla 6.2. Porcentaje de humedad (en etapa de recolección) de distintos tipos de residuos.

Tomada de González, 2009.

Componente	Porcentaje de humedad	
	Rango	Típico
Desechos de alimentos	50-80	70
Papel	4-10	6
Cartón	4-8	5
Plásticos	1-4	2
Textiles	6-15	10
Caucho	1-4	2
Cuero	8-12	10
Desechos de jardín	30-80	60
Madera	15-40	20
Vidrio	1-4	2
Envases de hojalata	2-4	3

Metales no ferrosos	2-4	2
Metales ferrosos	2-6	3
Tierra, ceniza, ladrillo, etcétera.	6-12	8
Desechos sólidos municipales	15-40	20

2.1.4. Capacidad de campo

Es la cantidad total de agua que puede ser retenida por una muestra de residuos sólidos, sometida a la acción de la gravedad. Su importancia se debe a la posibilidad de generación de lixiviados.

La capacidad de campo varía con el grado de presión aplicada y el estado de descomposición del residuo. El exceso de agua por encima de la capacidad de campo se emitirá en forma de lixiviado.

2.1.5. Permeabilidad de los residuos compactados

La conductividad hidráulica de los residuos compactados es una propiedad física importante que, en gran parte, gobierna el movimiento de líquidos y gases dentro de un relleno.

$$K = C d^2 \frac{\gamma}{\mu} = \kappa \frac{\gamma}{\mu}$$

Siendo:

K = coeficiente de permeabilidad

C = constante adimensional (factor de forma) d = tamaño medio de los poros

γ = peso específico del agua

μ = viscosidad dinámica del agua

κ = permeabilidad intrínseca

El término $\kappa = C \cdot d^2$ se conoce como permeabilidad intrínseca (o específica) y depende solamente de las propiedades del material sólido, incluyendo la distribución de los tamaños de poro, la complejidad de las formas, la superficie específica y la porosidad.

A continuación, se dan valores típicos de κ en residuos sólidos compactados en un relleno (nótese que hay gran diferencia entre los valores en direcciones perpendiculares):

- 10^{-11} a 10^{-12} m² en dirección vertical
- 10^{-10} m² en dirección horizontal

2.2. Propiedades químicas de los RSU

Las propiedades químicas de los RSU interesan especialmente cuando se evalúan y diseñan sistemas de tratamiento (por ejemplo, compostaje, incineración). A saber, si la fracción orgánica de los RSU se va a compostar, se debe tener información sobre los elementos que componen mayoritariamente los residuos y también sobre los elementos presentes en cantidades traza.

Por otro lado, la viabilidad de la incineración depende de la composición química de los residuos sólidos. Se ha establecido que los residuos son una combinación de materiales semihúmedos combustibles y no combustibles. Las cuatro propiedades que se precisa conocer, si los residuos sólidos van a ser usados como combustibles, son análisis físico o próximo, análisis elemental o último, punto de fusión de las cenizas y contenido energético.

2.2.1. *Análisis físico (o análisis próximo)*

Permite determinar las siguientes propiedades:

- Humedad. Pérdida de humedad cuando se calienta a 105 °C, durante una hora.
- Materia combustible volátil. Pérdida de peso adicional con la ignición a 950 °C en un crisol cubierto.
- Carbono fijo. Residuo combustible dejado después de retirar la materia volátil.
- Contenido de cenizas. Peso del residuo después de la incineración en un crisol abierto.

2.2.2. *Análisis elemental (o análisis último)*

En este análisis se determinan los porcentajes en peso de carbono, hidrógeno, oxígeno, nitrógeno, azufre y cenizas. Los resultados del análisis elemental son usados para caracterizar la composición química de la materia orgánica en los RSU.

También se usa para definir la mezcla correcta de materiales residuales necesaria para conseguir relaciones carbono/nitrógeno (C/N) aptas para los procesos de conversión biológica.

2.2.3. *Punto de fusión de la ceniza*

El punto de fusión de la ceniza se define como la temperatura en la que la ceniza resultante de la incineración de residuos se transforma en líquido, lo que es conocido como «escoria», por la fusión y la aglomeración. Las temperaturas típicas de fusión para la formación de escorias de residuos sólidos oscilan entre 1.100 °C y 1.200 °C.

2.2.4. *Contenido energético*

Se determina el poder calorífico de la muestra expresado en kJ/kg. El poder calorífico superior es el calor verdaderamente producido en la reacción de combustión; el poder calorífico inferior es el que se obtiene al descontar la energía de condensación del agua contenida en los productos de combustión.

El contenido energético de los componentes orgánicos en los RSU se puede determinar utilizando una caldera a escala real como calorímetro, utilizando una bomba calorimétrica de laboratorio o bien por cálculo, si se conoce la composición elemental de los residuos.

Tabla 6.3. Valores típicos de residuo inerte y contenido energético de residuos sólidos municipales.

A partir de González, 2009.

Componente	Residuo inerte (después de combustión completa)		Energía (kcal/kg)	
	Rango	Típico	Rango	Típico
Residuos de alimentos	2-8	5	830-1.660	1.100
Papel	4-8	6	2.780-4.500	4.000
Cartón	3-6	5	3.300-4.200	3.800
Plásticos	6-20	10	6.600-8.800	7.700
Textiles	2-4	2,5	3.600-4.400	4.200
Caucho	8-20	10	5.000-6.600	5.500
Cuero	8-20	10	3.600-4.700	4.200
Residuos de jardín	2-6	4,5	550-4.000	1.500
Madera	0,6-2	1,5	4.200-4.700	4.400
Vidrio	96-99	98	30-60	35
Envases de hojalata	96-99	98	60-280	170
Metales no ferrosos	90-99	96		
Metales ferrosos	94-99	98		
Tierra, ceniza, ladrillo, etcétera.	60-80	70		
Residuos sólidos municipales			2.200-3.300	2.800

2.3. Propiedades biológicas de los RSU

Estas propiedades se asocian con el tipo y cantidad de materiales orgánicos que integran los RSU. Entre las propiedades biológicas pueden mencionarse la biodegradabilidad, la capacidad de generación de olores y la reproducción de moscas.

2.3.1. Biodegradabilidad de los componentes de residuos orgánicos

El contenido de sólidos volátiles (SV) frecuentemente se utiliza como una medida de la biodegradabilidad de la fracción orgánica de los RSU. Sin embargo, el uso de SV para la descripción de la fracción orgánica puede ser erróneo, ya que algunos de los constituyentes orgánicos de los RSU son altamente volátiles pero bajos en biodegradabilidad, como, por ejemplo, el papel de diario y algunos recortes de plantas.

Alternativamente, para estimar la fracción biodegradable de un residuo se puede usar su contenido de lignina, mediante la siguiente ecuación:

$$BF = 0,83 \times 0,028 LC$$

Siendo:

BF = fracción biodegradable expresada con base en los SV

0,83 = constante empírica

0,028 = constante empírica

LC = contenido de lignina de los SV expresado como un porcentaje en peso seco

2.3.2. Producción de olores

Los olores pueden desarrollarse cuando los residuos sólidos se almacenan *in situ* durante largos períodos, entre recogidas, en estaciones de transferencia y en rellenos. Normalmente, la producción de olores se debe a la descomposición anaeróbica de los componentes orgánicos fácilmente degradables que se encuentran en los RSU. A modo de ejemplo, bajo condiciones anaerobias, el sulfato puede ser reducido a sulfuro (S_2^-), que subsiguientemente se combina con hidrógeno para formar H_2S .

Tabla 6.4. *Fracción biodegradable de algunos residuos orgánicos en función de su contenido de lignina.*

A partir de González, 2009.

Componente	Sólidos volátiles (como % de sólidos totales)	Contenido de lignina (CL) (como % de SV)	Fracción biodegradable (FB)
Residuos de comida	7-15	0,4	0,82
Papel de periódico	94,0	21,9	0,22
Papel de oficina	96,4	0,4	0,82
Cartón	94,0	12,9	0,47
Residuos de jardín	50-90	4,1	0,72

El color negro de los residuos sólidos que han experimentado descomposición anaerobia en un relleno se debe principalmente a la formación de sulfuros metálicos.

2.3.3. Reproducción de moscas

En verano (y durante todas las estaciones en climas cálidos), la reproducción de moscas es una cuestión importante para el almacenamiento en el lugar de residuos. Las moscas pueden desarrollarse en menos de dos semanas después de poner los huevos; la historia vital de una mosca común desde el huevo hasta su estado adulto se puede describir de la forma siguiente:

Tabla 6.5. *Temporalidad del ciclo vital de la mosca común.*

A partir de González, 2009.

Desarrollo de los huevos	8-12 horas
Primera etapa del período larval	20 horas
Segunda etapa del período larval	24 horas
Tercera etapa del período larval	3 días
Etapas crisálida	4-5 días
Total	9-11 días

El problema del desarrollo de las moscas, desde la etapa larval (gusano), en los contenedores de almacenamiento *in situ* depende de los siguientes hechos: si los gusanos se desarrollan, son difíciles de quitar cuando se vacían los contenedores; los que permanecen pueden desarrollarse hasta convertirse en moscas; los gusanos también salen

de los contenedores destapados y se desarrollan hasta convertirse en moscas en el terreno circundante.

2.3.4. Riesgo biológico

De acuerdo con el Decreto 182/013, se consideran residuos con especial riesgo biológico aquellos que contengan o puedan contener agentes patógenos y no convencionales capaces de poner en riesgo la salud de la población o la sanidad animal o vegetal.

3. Gestión de residuos sólidos

En el proceso que se da entre la generación y la disposición final de los residuos sólidos, se pueden identificar cuatro grandes etapas:

1. Generación y recolección interna

2. **Recolección municipal.** Consiste en la recolección de los residuos depositados por cada vivienda en la vía pública y su traslado hasta el punto de disposición final. Esta acción es responsabilidad de la administración municipal y puede ser realizada por la propia administración o por empresas privadas a su servicio. En algunos casos, pueden construirse estaciones de transferencia en puntos intermedios del recorrido.

3. Tratamientos de valorización (compostaje, incineración, reciclaje).

4. Disposición final (vertederos, relleno sanitario).

En esta sección se tratan las dos primeras etapas. Los tratamientos de valorización y la disposición final son objeto de las secciones 4 y 5 de este mismo capítulo.



Figura 6.2. Gestión de residuos sólidos.
Tomada de Ministerio del Ambiente de Perú, 2019.

3.1. Generación y recolección interna

3.1.1. *Generación*

Dado que la definición de que algo es o no un residuo está cargada de subjetividad, por ser un concepto utilitario, el volumen de residuos generados puede reducirse cuando se aplican prácticas de reúso o recuperación.

Una vez definido que algo es un residuo —o sea, que su poseedor se va a desprender de él—, el generador debe ocuparse de su acondicionamiento (colocación en recipientes adecuados) dentro de la vivienda o local de trabajo para integrarlo al flujo de recolección correspondiente. Se puede almacenar la totalidad de los residuos generados en un único recipiente o bien pueden clasificarse y separarse en el sitio, colocando en ese caso cada tipo de residuo en un recipiente diferente. Esta práctica es muy aconsejable y su instalación en la sociedad implica un proceso de educación y concientización en ese sentido.

3.1.2. *Recolección interna*

Para la recolección interna de los residuos sólidos pueden utilizarse recipientes rígidos o bolsas plásticas. Los primeros suelen estar provistos de tapa y asas de modo de facilitar el traspaso de los residuos contenidos a un contenedor mayor o, eventualmente, en forma directa al camión o vehículo de recolección.

Las bolsas presentan algunas ventajas y desventajas respecto de los recipientes rígidos. Por un lado, reducen el tiempo de recolección, impiden la absorción del agua de lluvia y producen menor ruido en el manipuleo, pero, por otro lado, permiten el contacto entre los operarios del servicio y los residuos (aumentando la probabilidad de provocar lesiones debido a elementos cortantes presentes dentro de los residuos) y pueden ser abiertas por animales, provocando el vertido de los residuos contenidos.

El uso de bolsas se ha generalizado enormemente, excepto en los casos en que se justifica el uso de recipientes rígidos no descartables (suele ocurrir en grandes generadores). Ante las dificultades para su degradación en el ambiente, las bolsas autorizadas actualmente en nuestro país para fabricar, importar, distribuir, vender y entregar, a cualquier título, deben cumplir con los criterios de biodegradabilidad o compostabilidad presentados en el Decreto 3/2019, los cuales se derivan de las normas técnicas internacionalmente reconocidas.

3.1.3. *Sobre las bolsas y su degradabilidad*

El proyecto de Ley de Uso Sustentable de Bolsas Plásticas, que busca desestimular el uso de las bolsas plásticas, fue aprobado en el mes de diciembre de 2017 y por decisión unánime en el Senado uruguayo. Luego de esto le fueron incorporadas algunas modificaciones propuestas por el Senado y en el mes de mayo de 2018 fue aprobado en la Comisión de Medio Ambiente de Diputados; el 6 de junio de 2018 el Senado dio su aprobación final para esta ley y el 7 de enero de 2019 se promulgó el Decreto 3/2019, Reglamentación de la Ley 19.655, Relativa a Medidas de Prevención y Reducción del Impacto Ambiental Derivado de la Utilización de Bolsas Plásticas.

Las principales disposiciones que establece el decreto están relacionadas con el cobro obligatorio de las bolsas, así como la prohibición de la fabricación, importación, distribución, venta y entrega de bolsas que no sean biodegradables, de tal manera que se

estimule el uso de materiales ambientalmente más amigables. Además, la reglamentación establece parámetros específicos que deben respetar ese tipo de envases, es decir, fija el tamaño y la resistencia que deben tener las bolsas, con lo que se asegurará que puedan ser reusadas. Con respecto al incumplimiento de la ley, se establece que como primera medida se apercibirá al comerciante y en caso de que existiese reincidencia en la falta, se procederá primero a la aplicación de una multa y luego a la inhabilitación del comercio por un plazo de 3 a 30 días.

La principal dificultad relacionada con el Decreto 3/2019 es que significa un cambio importante en el comportamiento de la ciudadanía en general, acostumbrada al uso extendido del plástico. Por esta razón, el decreto prevé el desarrollo de una campaña de comunicación y sensibilización que informe de las consecuencias ambientales, proponga alternativas y acompañe iniciativas desde los diferentes sectores (público y privado) que transiten por esta línea, al compás de lo que establece el decreto.

3.2. Recolección de RSU

Desde el momento en que son depositados en la vía pública hasta que son recogidos por el servicio de recolección municipal, los RSU deben permanecer en recipientes adecuados de modo de evitar accidentes, proliferación de insectos y roedores, y disminuir el impacto estético negativo.

La forma de almacenamiento (tipo de recipiente) depende de la cantidad de residuos, de su composición y del sistema de transporte.

3.2.1. Tipos de recolección de RSU

Los residuos sólidos son generalmente tratados y dispuestos en lugares alejados del punto de generación. Por este motivo, deben diseñarse los sistemas de recolección y transporte para conducir los residuos desde el punto de generación hasta el de disposición final.

De acuerdo con la Ley 19.829, la recolección de residuos se refiere a «conjunto de acciones que comprende el acopio transitorio y regulado de la disposición inicial y de la carga de los residuos en vehículos recolectores habilitados». También se define el transporte de residuos como «los viajes de traslado de los residuos entre los diferentes sitios comprendidos en su gestión por vehículos habilitados».

Según el origen de los residuos que se colectan, se pueden identificar distintos tipos de recolección:

- **Recolección domiciliaria.** Consiste en la recolección de los residuos sólidos de residencias y de comercios e industrias cuyo volumen no sobrepase cierto límite. En la ciudad de Montevideo la mayor parte de la recolección se lleva a cabo a través de contenedores basculantes. Aunque este sistema se ha incorporado en todo el territorio, en muchos lugares de nuestro país se continúa con el método de recolección puerta a puerta.
- **Recolección de residuos en lugares públicos.** Mercados, ferias, playas, calles, etcétera.
- **Recolección especial.** No es regular e incluye escombros, podas, animales muertos, entre otros.
- **Recolección selectiva.** Se trata de la recolección de residuos que ya fueron separados en el punto de generación (clasificados según componentes, para luego facilitar su reciclaje).
- **Recolección de residuos de servicios de salud (residuos sanitarios).**

Excepto la recolección de los residuos sanitarios, que está regulada por el Decreto 586/09, los diferentes servicios de recolección de residuos son responsabilidad de la intendencia correspondiente.

Recolección en la acera

Se utilizan cestos recolectores, contenedores basculantes estacionarios o contenedores intercambiables.

Los primeros son recipientes colocados en lugares públicos (calles, plazas, parques) para recibir los residuos sólidos de los transeúntes, y contienen en su interior bolsas plásticas donde quedan almacenados los residuos.

Los contenedores basculantes y los intercambiables tienen una capacidad de almacenamiento mayor que los cestos recolectores y son utilizados para el depósito de grandes volúmenes de residuos provenientes de locales comerciales, industrias, edificios, obras civiles en construcción o demolición, etcétera.



Figura 6.3. *Contenedor basculante.*

Los contenedores intercambiables (o volquetas) son recipientes que se colocan en un sitio, en general a solicitud del usuario, y una vez que se llenan son removidos del lugar por un camión dotado de un equipo de izaje especial, sustituyéndose por otro contenedor vacío. Su uso más frecuente es durante la construcción o demolición de obras civiles, aunque también son requeridas por grandes generadores que no tienen recolección municipal diaria.

Los contenedores basculantes son recipientes de gran capacidad y que son levantados directamente por el vehículo recolector para vaciar su contenido. Pueden ser lavados en el lugar, o removidos para hacerlo en una planta específica para ello.

3.2.2. Sistemas de recolección

La forma en que los residuos son recogidos y transportados depende esencialmente de la clase de vehículos que se utilice.

- Vehículos recolectores sin compactación (caja abierta o cerrada): son más económicos, pero tienen la desventaja de que si la caja es abierta es posible que se pierdan residuos durante el camino. Desde el punto de vista de las condiciones para quienes trabajan en la recolección, es higiénicamente deficiente.

- Vehículos recolectores con compactación: son de caja cerrada y poseen mecanismos mecánicos o hidráulicos que permiten la distribución y compactación de los residuos en el interior. Tienen la ventaja de que la descarga de los residuos se hace sin contacto manual de los operarios con la carga, pero presentan la desventaja del ruido producido durante la compactación (principalmente, si la recolección se realiza durante la noche).



Figura 6.4. *Camión compactador.*

Para seleccionar los tipos de vehículos se deberá considerar la cantidad de residuos a transportar y la forma en que se recogen (contenedores, bolsas, etcétera).

3.2.3. Circuitos de recolección

El costo del servicio de recolección y transporte puede alcanzar hasta un 50 % del costo total del proceso integral de gestión de los RSU (recolección, transporte, tratamiento y disposición final). Por lo tanto, es de vital importancia buscar la optimización de los recorridos y seleccionar cuidadosamente los itinerarios de recolección.

Cuando el sitio de disposición final de los RSU se encuentra a una gran distancia de la zona donde se recogen los residuos, o cuando el acceso a la zona de disposición final es dificultoso (problemas de accesibilidad), puede ser útil establecer estaciones de transferencia.

En ese caso, una vez completada la recolección, los camiones descargan su contenido en la estación de transferencia para que otros camiones de mayor porte carguen esos residuos y los transporten hasta el punto de disposición final. Las estaciones de transferencia tienen como cometido principal reducir los costos de transporte de los residuos hasta el sitio de disposición final y pueden también utilizarse para hacer una compactación adicional de los residuos o para recibir residuos de particulares.

A su vez, es necesario definir los llamados «circuitos limpios», que son aquellos en los que se recoge solamente material preclasificado en origen, es decir, material que puede incorporarse directamente a un proceso de valorización (en general, reciclaje).

Las estaciones de transferencia agregan puntos vulnerables al sistema de gestión integral de residuos sólidos, por lo que siempre que es posible se evita su instalación.

3.3. Tratamientos de valorización

La Ley 19.829 define los tratamientos de los residuos sólidos como el conjunto de operaciones tendientes al acondicionamiento y a la valorización de los residuos. El acondicionamiento son las operaciones realizadas con el fin de adecuar los residuos para su valorización o disposición final.

3.3.1. Procesamiento primario de los residuos sólidos

Entre los procesos previos al tratamiento o la disposición final o eliminación de los RSU, cabe citar la separación, la reducción de tamaño y de volumen.

Reducción de tamaño

Se reduce mecánicamente el tamaño de los componentes de los RSU (mediante el uso de trituradoras) para obtener un producto lo más uniforme posible para los procesos siguientes. Interesa, por ejemplo, antes de una planta de compostaje o de incineración.

Reducción de volumen

La compactación mecánica aumenta la densidad de los materiales residuales para que se puedan almacenar y transportar más eficazmente. Los equipos que pueden utilizarse son compactadoras y enfardadoras.

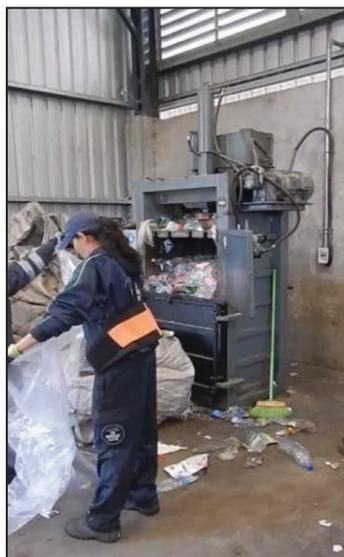


Figura 6.5. *Enfardadora de plásticos.*

Separación

Se busca separar distintos componentes de los RSU. Se pueden separar por tamaño o por densidad empleando dispositivos adecuados para ello, pero las formas de separación más frecuentes en nuestro país son la separación manual, que por lo habitual se realiza como etapa previa al compostaje o relleno sanitario, y se lleva a cabo por operarios que seleccionan los componentes individuales «a piso» o mientras pasa el flujo de residuos sobre

una cinta transportadora; y la separación magnética, que permite separar fácilmente los metales ferrosos de otros materiales.

Si bien la disposición final de los residuos sólidos se lleva a cabo en terreno, pueden efectuarse diferentes tratamientos que apuntan a la recuperación de algún tipo de valor (energético, material, etcétera) antes de colocarlos en su destino último. Estos tratamientos pueden tener fines diversos, pero confluyen en un beneficio común: reducir la cantidad de material que efectivamente debe disponerse en el terreno.

4. Valorización de residuos

Algunas alternativas de tratamiento que tienden a aprovechar al máximo ciertas propiedades de los RSU y a minimizar el descarte final son el compostaje aerobio, la incineración y el reciclaje. En cuanto a los residuos de gestión especial (servicios de salud, industriales), estos requieren de tratamientos específicos en función de sus características.

4.1. Conceptos básicos de Economía circular

En la actualidad, el modelo económico está basado en un sistema lineal, lo cual significa que el proceso productivo consiste en extraer la materia prima, transformarla, usarla y desecharla. A partir de esto, puede darse el posible agotamiento de los recursos naturales extraídos. Es así como surge el concepto de *economía circular*, con lo que se propone un nuevo modelo de sociedad que utiliza y optimiza los stocks y los flujos de materiales, energía y residuos, y su objetivo es la eficiencia en el uso de los recursos.

El principal objetivo de la economía circular es mantener en el sistema económico el valor de los recursos durante el mayor tiempo posible, de modo tal que la generación de residuos se minimice, es decir, los recursos siempre son recursos y no se convierten en residuos que llegarán a los rellenos sanitarios para su disposición final (Besada, 2016).

La economía circular está directamente relacionada con la sostenibilidad, para esto es necesario que el producto esté diseñado para ser deconstruido, de forma que los residuos se conviertan en materias primas.

4.1.1. Guía de economía circular

El Consejo Empresarial Mundial para el Desarrollo Sostenible (WBCSD, por su sigla en inglés) lanzó una *Guía para CEOs sobre la economía circular* durante la Cumbre sobre Economía Circular (Consejo Empresarial Mundial para el Desarrollo Sostenible [WBCSD], 2017).

Esta guía se refiere a un catálogo sobre estrategias, ejemplos, recursos y herramientas que las empresas podrán utilizar para implementar la economía circular. Además, los usuarios pueden explorar la guía para aprender qué es la circularidad, cómo afecta al negocio y qué pueden hacer las empresas para alejarse del modelo de economía lineal basado en «extraer, producir, desechar» (WBCSD, 2017).

Modelos de negocios

En la guía se proponen los siguientes modelos de negocios:

- **Productos como servicio.** Alejarse del concepto de «propiedad de producto» y ofrecer a los clientes acceso pago a los productos para que las empresas puedan retener los beneficios de la productividad o propiedad de los recursos circulares aumentando el uso del producto.
- **Suministros circulares.** Usar energía renovable y materias primas basadas en productos biológicos o totalmente reciclables.
- **Plataforma compartida.** Conectar usuarios de productos y fomentar el uso, acceso o propiedad compartidos para aumentar el uso del producto.
- **Recuperación de recursos.** Recuperar recursos útiles a partir de subproductos o residuos.
- **Extensión de la vida del producto.** Extender el ciclo de vida del producto mediante la reparación, actualización y reventa, así como a través de la innovación y el diseño del producto.

Tecnologías disruptivas

En la guía se proponen las siguientes tecnologías disruptivas para promover la economía circular:

- **Tecnologías digitales**, como internet de las cosas (IoT, por su sigla en inglés), *big data* o *blockchain*. Así las empresas pueden rastrear los recursos y supervisar la utilización y el desperdicio.
- **Tecnologías físicas**, como la impresión 3D, la robótica, el almacenamiento de energía, la tecnología modular de diseño y la nanotecnología, que ayudan a las empresas a reducir los costos de producción, materiales y el impacto ambiental.
- **Tecnologías biológicas**, como la bioenergía, los materiales biológicos, la biocatálisis, que ayudan a las empresas a alejarse de las fuentes de energía fósiles.

4.1.2. Principios de la economía circular

La economía circular tiene tres principios básicos:

1. **Preservar y mejorar el capital natural.** Consiste en priorizar el uso de recursos renovables, de tal manera que pueda lograrse una utilidad máxima de cada recurso.
2. **Optimizar el uso de los recursos.** Consiste en garantizar una constante utilidad de los recursos no renovables utilizados dentro del ciclo, de modo que nunca terminen como residuos, para esto hay que recircularlos dentro del sistema. Bajo este principio, cobra importancia el concepto de las tres erres (reutilizar, recuperar, reciclar).
3. **Fomentar la eficacia del sistema.** Consiste en minimizar los impactos negativos tanto ambientales como para la salud humana, tratando de ser lo menos invasivo en los ecosistemas naturales (Besada, 2016).

Además de los tres principios básicos de la economía circular, resulta de importancia resaltar tres conceptos utilizados ampliamente en ella: uso *en cascada*, *usuario* en vez de *propietario* y *repensar*.

1. **Uso en cascada.** La Fundación Ellen MacArthur (2017) define este concepto como «pensar en el uso de los recursos y su reciclaje considerando la cadena de usos y procesos de reciclaje a la que se podría someter este recurso para obtener un mayor beneficio al final». Un ejemplo es el del árbol: el recurso árbol se puede usar directamente como leña; al pasar de árbol a leña se pierden potenciales usos y reciclajes de ese recurso, tales como madera y luego madera reciclada, previo a la incineración como leña.
2. **Usuario en vez de propietario.** Se trata de un negocio contractual entre empresas y clientes, en el que los productos o servicios son rentados o prestados, sustituyendo la modalidad de comprar-consumir por una de rentar para usar. Es decir, el concepto de *usuario* desplaza al de *propietario*, pudiéndose aplicar para todo tipo de productos o servicios.

- 3. Repensar.** Tiene que ver con rediseñar la producción de forma que los productos sean creados para volver a crear.

4.1.3. Pasos para la economía circular

La idea general de la economía circular es mantener los recursos en circulación y regenerar los recursos naturales (Fundación Ellen MacArthur, 2017). Básicamente, se trata de volver al sistema de la naturaleza, en la cual los desperdicios de uno son los recursos de otro.

El modelo diferencia dos ciclos: el biológico y el tecnológico. El *ciclo biológico* regenera el sistema vivo sometiendo a la comida y todos los elementos basados en materiales biológicos a compostaje y/o digestión anaerobia. En cuanto al *ciclo tecnológico*, este consiste en reutilizar y recuperar productos o componentes de los productos para así remanufacturar o reciclar en nuevos productos.

La Fundación Ellen MacArthur (2017) propone cuatro pasos en el desarrollo de la economía circular:

- 1. Diseño.** Implementar diseños que sean pasibles de reutilización, reciclaje y reciclaje en cascada, que utilicen componentes estandarizados de modo que puedan volverse a usar en otros procesos y tengan mayor vida útil con facilidad de desensamblaje de componentes una vez que termina su ciclo.
- 2. Nuevos modelos de negocio.** Encaminados a una simbiosis entre compañías facilitando la colaboración a través de los distintos sectores, lo cual implica la intervención en conjunto de los procesos en vertical.
- 3. Ciclos reversibles.** Implementación de una logística de procesos que implique la clasificación, almacenaje y manejo de los componentes de cada producto para que los desperdicios de cada proceso sean menores.
- 4. Condiciones de sistema favorables.** Implementar incentivos, financiamientos y herramientas de educación ambiental que permitan crear conciencia cívica ciudadana y de los líderes con respecto al tema.

4.1.4. Ventajas de la economía circular

Un modelo económico basado en la economía circular representa beneficios no solo para las empresas sino también para los consumidores:

- 1. Incrementar la seguridad de los recursos.** Los bosques gestionados de forma sostenible garantizan disponibilidad a largo plazo de recursos renovables para la producción de materiales de base biológica.
- 2. Reducir la producción de residuos.** La reducción en la producción de residuos contribuye a reducir uno de los mayores problemas actuales relacionados con la gestión de residuos sólidos: el espacio para la disposición final.
- 3. Reorientación productiva** de los países y generación de puestos de trabajo.
- 4. Reducir el consumo de energía.**
- 5. Reducir la emisión de gases de efecto invernadero.**

4.2. Compostaje aerobio

El compostaje aerobio es un proceso en el cual organismos aerobios facultativos, en general termofílicos, descomponen la materia orgánica (con consumo de oxígeno) y dan como producto un humus estable.

Si el proceso se descontrola, puede ocurrir un compostaje anaerobio, en el cual la degradación de la materia orgánica se da en ausencia de oxígeno, liberando CH_4 . En este caso, el producto no tiene iguales características que el humus obtenido en el proceso aerobio; en general, el material que resulta no es aprovechable como mejorador de suelos, y además suele ser maloliente.

4.2.1. Objetivos

Los principales objetivos del compostaje son:

- Estabilizar el material orgánico biodegradable transformándolo a material biológicamente estable.
- Reducir el volumen original de los residuos a disponer. Destruir agentes patógenos.
- Retener el máximo contenido nutricional de los RSU de modo de obtener un producto que, aplicado al suelo, mejore sus condiciones para el uso agrícola.

4.2.2. El compost como mejorador de suelos

El compostaje es una buena alternativa para el tratamiento de residuos orgánicos. Sin embargo, existen algunas cuestiones prácticas que condicionan el éxito de su implementación a gran escala, como, por ejemplo, las características climáticas, las dificultades para el control de olores, los grandes requerimientos de terreno y la propia comercialización del producto en el mercado.

Los beneficios del compost aplicado como mejorador de suelos son varios:

- Mejora la labrabilidad al dar cuerpo a las tierras ligeras y mullir las tierras compactas, es decir que se facilita el trabajo de la tierra.
- Mejora la aireación de las raíces.
- Aumenta la capacidad de retención de agua (capacidad de campo).
- Regula la permeabilidad y el drenaje natural de los suelos.
- Aporta nutrientes.
- Facilita el intercambio iónico.
- Aumenta la solubilidad de minerales.
- Aporta microorganismos útiles al suelo.

Entre los mejoradores de suelo de tipo biológico (compost, vermicompost o humus de lombriz, estiércol, *nightsoil*), el compost presenta muchas ventajas sobre el estiércol, que es el mayoritariamente utilizado, entre las que se destacan:

- Menor contenido de humedad.
- Mayor cantidad de materia orgánica aprovechable.
- Mayor contenido de nutrientes esenciales para el suelo (N, P, K).
- Mayor contenido de oligoelementos necesarios para el desarrollo de la vida vegetal (Fe, Mg, Mn, Co).

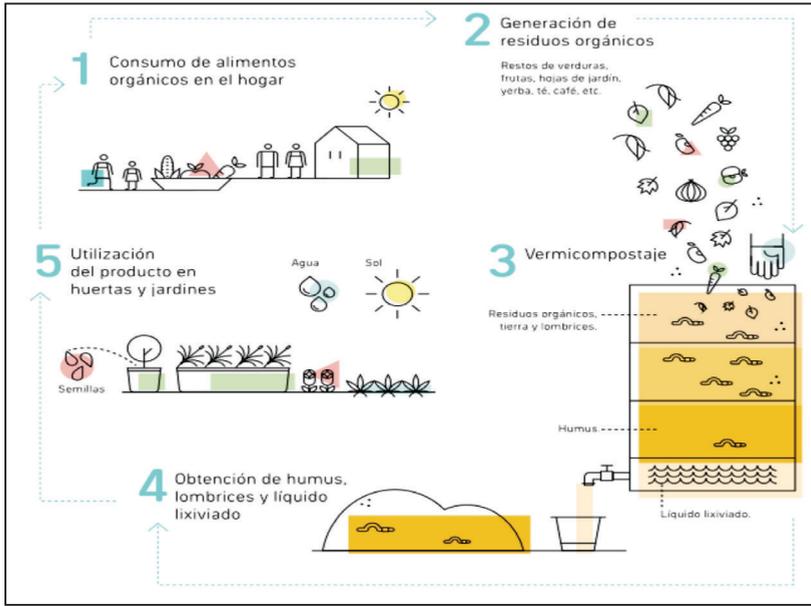


Figura 6.6. Elementos que integran el compost.
Tomada de Intendencia de Montevideo, 2018.

A su vez, el uso de estiércol ha tenido algunos problemas en el último tiempo, principalmente por:

- Su escasez, fundamentalmente por el reemplazo del arado animal por tractores y por la separación de las zonas ganaderas de las agrícolas.
- Problemas en su manipulación.
- Elevado costo de incorporación al suelo.
- Posible transferencia de agentes patógenos causantes de enfermedades a las cosechas.

4.2.3. Proceso de compostaje

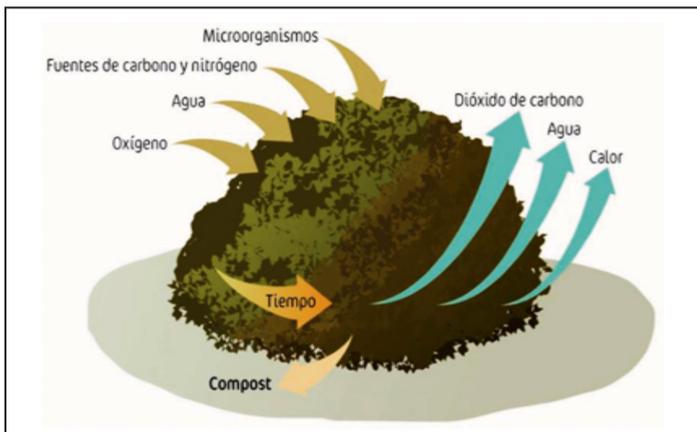


Figura 6.7. Proyecto de diseño de un biorreactor para la producción de compost.
A partir de Biorresiduos, 2019.

Separación y trituración

La primera etapa consiste en separar la materia inorgánica y la orgánica no compostable (estos elementos podrán ser reciclados, incinerados o enterrados). La separación se puede hacer en forma manual «a piso» o en cinta clasificadora; esta última opción favorece la separación de materiales potencialmente reciclables para su posterior comercialización o aprovechamiento.



Figura 6.8. Separación de residuos en cinta clasificadora.

Una vez separado el material a compostar, este se tritura con el fin de obtener un producto homogéneo y de partículas pequeñas.

Conformación de las pilas

El material a compostar se dispone en pilas, hileras, camellones, etcétera, que deberán permitir la correcta aireación de todo el material y asegurar que la temperatura se mantenga en los rangos adecuados. Existe una altura óptima para las pilas, ya que si son demasiado elevadas el propio peso del material comprimirá la masa orgánica reduciendo el espacio entre los poros (aumentando la duración del proceso) y si son muy pequeñas, no serán capaces de retener el calor generado por la actividad biológica, no pudiéndose alcanzar las altas temperaturas requeridas.

Aireación de las pilas

Conviene mezclar el material de las pilas en forma periódica, de modo de favorecer la aireación de todo el material en proceso de compostaje, pero esta operación debe efectuarse de modo de perder la menor cantidad de calor posible para no desactivar el proceso biológico iniciado. Suelen ser los momentos en que, si es necesario, se efectúa el riego de la pila para aportar humedad a los procesos de descomposición.



Figura 6.9. Planta de compostaje en Uruguay, 2018.

Producto final

El tiempo de maduración varía desde 3 semanas hasta 4 meses, dependiendo de cómo evolucionen durante el proceso los distintos parámetros que intervienen. El compost obtenido es un producto estabilizado que tiene características de humus, de color negro grisáceo, homogéneo, granulado, que no presenta olor, que tiene una temperatura aproximada de 50 °C, una humedad comprendida entre 60 % y 70 %, y una razón C/N de aproximadamente entre 18/1 y 12/1.

4.2.4. Parámetros intervinientes

Los principales parámetros que intervienen son el contenido de nutrientes disponible en el desecho sólido —que se mide, generalmente, mediante la razón C/N—, la humedad, la temperatura y las condiciones de aireación.

La **razón C/N** varía a lo largo del proceso. Es deseable una relación de 30/1 al inicio. Si la relación C/N inicial es más elevada (del orden de 60/1 o mayor), el tiempo de compostaje para lograr un producto de buena calidad es mayor; si la relación C/N inicial fuera muy baja, se debe incorporar un material rico en carbono para lograr un proceso de compostaje adecuado. Cuando el producto es aprovechable para su utilización en la agricultura («está curado»), la relación C/N es de 18/1, y suele aun mejorar hasta 12/1.

La **humedad** de los residuos debe mantenerse entre 60 % y 80 %: si es muy alta (> 80 %), el compost se vuelve más compacto reduciendo la cantidad de aire presente y se produce lixiviado. Pero, a su vez, si es muy baja, dificulta la actividad biológica, disminuyendo la temperatura total del compost y aumentando el tiempo de degradación.

La **temperatura** debe ser elevada (pero sin sobrepasar los 60 °C) de modo de asegurar la destrucción de los organismos patógenos, huevos y larvas de insectos nocivos para el producto final.

La **aireación** debe ser suficiente como para renovar el oxígeno consumido por los microorganismos aerobios. Esto se logra dando vuelta la pila en forma manual o mecánica. Un buen criterio para considerar satisfactoria la aireación debe considerar los siguientes factores:

- Evitar condiciones anaerobias
- Mantener la temperatura elevada
- Realizar control de moscas

El pH del compost varía con el tiempo del proceso de compostaje y es un buen indicador de su grado de descomposición. En la fase inicial, el pH está entre 5 y 7 para desechos con 3 días de edad. A los 2 o 3 días de iniciado el proceso, el pH cae a 5 o menos y luego comienza a aumentar hasta llegar a alrededor de 8,5. Finalmente, en la etapa de maduración el compost se vuelve a valores muy cercanos al neutro. Si la pila se acidifica y luego no se logra retornar a un pH neutro-básico, es muy probable que no se esté dando el proceso biológico deseado y que la pila sufra un proceso anaerobio.

4.2.5. Vermicompostaje o lombricultura

Las diversas operaciones relacionadas con la cría y producción de lombrices y el tratamiento, por medio de estas, de residuos orgánicos para su reciclaje en forma de abonos y proteínas son conocidas como «vermicompostaje» o «lombricultura».

El vermicompostaje debe entenderse como un proceso de dos etapas. Primero, la materia orgánica debe ser compostada con las técnicas habituales, en función de la variante de proceso utilizada, con reducción de organismos patógenos y retorno a condición de temperatura ambiente. Después de la estabilización de temperatura, el material compostado es transferido a lechos de poco espesor para evitar su compactación, y en virtud de que las lombrices que se emplearán son de vida superficial. Segundo, al material estabilizado se le inoculan lombrices (*Eisenia fetidae*). A partir de entonces, el proceso tarda entre 50 a 90 días para obtener la vermicomposta pronta, con un aumento en la disponibilidad de micro y macronutrientes y la formación de un humus más estable.

En el intestino de la lombriz ocurren procesos de fraccionamiento, desdoblamiento, síntesis y enriquecimiento enzimático y microbiano, lo cual tiene como consecuencia un aumento significativo en la velocidad de degradación y mineralización del residuo, obteniendo un producto de alta calidad. Esta transformación hace que los niveles de pérdida de nutrientes, como nitrógeno, potasio, etcétera, sean mínimos con relación a los sistemas tradicionales de compostaje. El resultado son dos productos de alta calidad: el humus y las lombrices.

La especie más utilizada es la lombriz roja californiana (*Eisenia fetidae*), lombriz que consume diariamente una cantidad de residuos equivalente, prácticamente, a su propio peso. Esta especie requiere de altas concentraciones de materia orgánica como medio de vida y alimentación, por lo que no sobrevive mucho tiempo en suelos con bajos porcentajes de materia orgánica. Cada lombriz expele diariamente el 60 % en peso de su cuota alimentaria, transformando en humus de lombriz o vermicompost, un abono orgánico de excelente calidad que puede incrementar hasta en un 300 % la producción de hortalizas y otros productos vegetales. Una lombriz produce diariamente unos 0,3 gramos de humus, por lo que incluso en pequeñas superficies se pueden obtener grandes cantidades de humus.

Aunque cada individuo tiene ambos sexos, se reproducen por fertilización cruzada. Cada 10 a 30 días se genera un capullo que contiene entre 2 a 10 lombrices que emergen a los 21 días. Estos individuos juveniles no se podrán reproducir hasta los 3-4 meses, cuando alcanzan la fase adulta.

Los principales factores que inciden en el vermicompostaje, garantizando la capacidad de proliferación de las lombrices, su peso y su adaptación al medio, son la humedad, la aireación, la temperatura, la relación carbono-hidrógeno, el pH y el tamaño de las partículas.

Humedad: la humedad es un factor de mucha importancia que influye en la reproducción. Debe estar entre el 70 % y 80 %, aunque se han reportado resultados satisfactorios a humedades menores.

Aireación: el vermicompostaje debe ser realizado en un ambiente aerobio. Para que las lombrices vivan y proliferen, se debe garantizar una concentración de O_2 de 3 mg/L; si se emplean lechos de no más de 30 cm de altura, esta concentración se puede obtener directamente a partir del aire atmosférico.

Temperatura: la temperatura incide en la reproducción y actividad de las lombrices. Se considera que el rango óptimo de temperatura se sitúa entre 18 °C y 25 °C.

Relación C/N: dado que las necesidades nutricionales son similares a las del compostaje común, la mejor faja de relación C/N se sitúa entre 25/1 y 35/1 para lograr una rápida y eficiente estabilización.

pH: la lombriz acepta sustratos con pH de entre 5 a 8,4. Fuera de este rango, la lombriz entra en una etapa de latencia.

Tamaño de las partículas: en diferentes experiencias se han obtenido excelentes resultados para sustratos brutos triturados y tamizados a tamaño de 2 mm, aunque es preciso referir que las lombrices trabajan de forma más lenta en materiales de mayor granulometría y moderada o difícil degradabilidad. A menor granulometría, se facilita la ingestión y, en consecuencia, se acelera el proceso.

Como pauta aproximada de diseño se emplea el peso de lombrices necesario para el procesamiento de los residuos, tomando en consideración que la capacidad de ingesta diaria de cada lombriz es del orden de su propio peso.

4.2.6. Comentarios finales

El compostaje debe ser concebido dentro de un esquema de valorización y aprovechamiento integral de residuos sólidos, pero sin esperar una rentabilidad económica importante por el aprovechamiento de la materia orgánica.

Respecto de este último punto, cabe señalar que normalmente las plantas de compostaje se ubican cerca de las ciudades y lejos de las áreas agrícolas que serán los puntos donde se utilizará el producto como mejorador de suelos.

Por otro lado, para considerar la alternativa de compostaje, los residuos deberán tener ciertas características específicas, como bajo contenido de inertes y relación C/N adecuada (del orden de 30/1).

Un uso posible para el compost cuando se produce en las proximidades de un relleno sanitario es como material para la cobertura diaria de este.

4.3. Incineración

La combustión es una reacción química exotérmica que emplea como comburente el oxígeno del aire. Los productos del proceso de incineración son cenizas (material no combustible), hollín (material combustible no quemado), gases (cuya composición dependerá de la de los materiales quemados) y calor.

4.3.1. Objetivos

- Posibilidad de recuperación de energía.
- Reducción drástica (comparada con otros tratamientos) del peso y del volumen de los residuos. Esta reducción puede alcanzar el 90 % en volumen y 70 % en peso.
- Destrucción de patógenos y algunos tóxicos por efecto de las altas temperaturas generadas durante la combustión. En el caso de la incineración de residuos sanitarios, este es el objetivo principal.

4.3.2. Proceso



Figura 6.10. Horno incinerador.

Pretratamiento

Las instalaciones de incineración de RSU pueden contar con unidades de acondicionamiento, trituración u homogeneización de residuos. No es obligatorio, pero algunas tecnologías pueden ver comprometida su eficacia y eficiencia ante la heterogeneidad del material de entrada. Una vez acondicionados los residuos, estos ingresan a una primera cámara donde se darán los procesos de secado, ignición y combustión primaria.

Secado

Se produce la evaporación del agua contenida en los residuos.

Ignición

Evaporada el agua presente en los residuos, comienza la llama (ignición). Esto tiene lugar en la misma cámara en que se produce el secado.

Combustión primaria

En esa misma cámara se produce la combustión de los residuos. El contenido de oxígeno en la combustión primaria depende de la tecnología que se aplique (puede ser en exceso, estequiométrico o en defecto).

Combustión secundaria

Los residuos ingresan a una segunda cámara de combustión en donde se terminan de quemar (en presencia de un fuerte exceso de O_2).

Recolección y tratamiento de cenizas

Las cenizas generadas en el proceso son recogidas y tratadas (inertizadas) para poder ser finalmente dispuestas en un relleno sanitario.

Depuración de gases

En primer lugar, se deben separar las partículas arrastradas por la corriente gaseosa, para lo cual se debe conocer la distribución de tamaño de las partículas, su densidad, composición química, etcétera. Finalmente, los gases que no han sido destruidos en el proceso de combustión pueden separarse mediante absorción (en un lavador de gases) o adsorción (sobre un medio sólido).

Recuperación de energía

El calor liberado puede ser recuperado ya sea para la generación de energía eléctrica o para otros procesos, como calefacción, por ejemplo.

4.4. Reciclaje

Los RSU son esencialmente una mezcla de distintos materiales, algunos de los cuales pueden ser aprovechados mediante el reúso o reutilización (rescate del material en su forma original para volverlo a usar con el mismo fin), recuperación (rescate del material en su forma original para volverlo a usar en otras aplicaciones) o reciclaje (reincorporación al ciclo productivo como materia prima para la fabricación de nuevos bienes).

El reciclaje incluye una primera etapa de separación y clasificación de los componentes reciclables, una segunda fase de procesamiento intermedio (clasificación más fina, compactación, trituración) y una etapa de procesamiento final (actividades necesarias para transformar el material en nuevos productos).

4.4.1. Principales materiales que se reciclan

Papel y cartón

Existen distintos tipos de papel y cartón y no todos pueden ser reciclados (por su composición química, como el papel carbónico, o por encontrarse impregnados de sustancias difíciles de extraer, como los papeles con recubrimientos superficiales especiales). Los tipos de papel fabricados a partir de papel reciclado son el papel para imprenta, el papel de embalaje, las bolsas de papel, el cartón corrugado, el papel higiénico, entre otros.

Plásticos

Por su naturaleza química tienen una gran resistencia a la degradación. Cuando son enterrados en rellenos sanitarios, perjudican la degradación de la materia orgánica al formar capas impermeables en el relleno; cuando son incinerados, liberan compuestos de cloro y azufre perjudiciales para la salud. Por esto es que el beneficio de reciclar los plásticos es mayor. Los principales productos producidos a partir de plástico reciclado son textiles —alfombras y prendas de vestir (a partir de PET) —, botellas (a partir de PET, PEAD),

bolsas (a partir de PEBD), cuerdas (a partir de PP), platos y bandejas descartables (a partir de PS), tuberías y cortinas de baño (a partir de PVC).

Vidrio

Existen distintos tipos de vidrio que se usan para envases (botellas, frascos), para uso doméstico (vasos, platos), para uso técnico (lámparas, lentes) o como vidrio plano (cristales, espejos). El vidrio reciclado es aquel que se tritura y funde en horno junto a la materia prima. El más fácil de reciclar es el que proviene de la propia industria del vidrio (envases rotos y defectuosos), ya que se conoce exactamente su composición. El reciclaje del vidrio permite reaprovechar en el ciclo productivo prácticamente el 100 % del vidrio residual clasificado.

Metales

Se clasifican en ferrosos (acero, por ejemplo) y no ferrosos (aluminio, cobre, plomo, etcétera). Utilizando las propiedades magnéticas de los materiales ferrosos, estos se pueden separar de la masa de RSU con el uso de imanes. El proceso de reciclaje de los metales consiste en la separación, compactación y, finalmente, fundición para la fabricación de nuevos productos.

Otros materiales

Incluyen madera, asfalto, neumáticos, entre otros. Pueden ser reciclados para producir variados productos.

4.4.2 Resultados ambientales del reciclaje

Los principales logros son la reducción del uso de materias primas vírgenes, el ahorro de energía y la reducción de la cantidad de residuos a disponer.



Figura 6.11. Insumos y productos en un sistema de reciclaje.

4.5. Síntesis comparativa

Pueden plantearse ventajas y desventajas para cada una de las alternativas de tratamiento mencionadas.

- **Compostaje.** Ventajas: el reciclado de nutrientes y la obtención de un producto que puede ser utilizado como un buen mejorador de suelos. Desventajas: la necesidad de una buena clasificación previa, las dificultades para la colocación del producto final y la necesidad de un espacio amplio con controles permanentes.

- **Incineración.** Ventajas: la reducción importante del peso y del volumen de los residuos, la posibilidad de recuperación de energía y el hecho de que las instalaciones son compactas. Desventajas: el alto costo inicial y de mantenimiento, la necesidad de personal calificado para la operación y la posibilidad de emisión de sustancias tóxicas a la atmósfera si no se mantienen controles adecuados durante la operación.
- **Reciclaje.** Ventajas: la reducción de la necesidad de materias primas y energía, el aumento de la vida útil de los sitios de disposición final y la generación de puestos de trabajo. Desventajas: los costos de recolección y separación, y la falsa concepción de gran rentabilidad económica.

5. Disposición final de los residuos sólidos

De acuerdo con la Ley 19.829, la disposición final de los residuos sólidos se define como la alternativa mediante la cual se procede a la colocación de residuos para su tratamiento en relleno sanitario o depósito de largo plazo, los que deberán ser operados para evitar o minimizar los impactos sobre el ambiente y la salud humana, según lo establece la Ley 18.308, de 18 de junio de 2008.

5.1. Alternativas

Más tarde o más temprano, los residuos sólidos —o los residuos de los posibles procesos de valorización que se hayan realizado— tendrán como destino final la disposición en terreno.

El transporte transfronterizo de residuos está sujeto a severas restricciones en el concierto internacional. Tampoco se consideran aceptables las prácticas de disposición de residuos en aguas profundas de mares y océanos, como fue práctica corriente varias décadas atrás.

En zonas donde la falta de tierras no es un problema, tampoco suele hacerse demasiado énfasis en la implementación de tratamientos previos para reducir la cantidad de residuos a disponer.

Existen distintas alternativas para la implementación de la disposición final de los RSU en el terreno. La minimización de los impactos derivados de la disposición de los residuos en el terreno depende del correcto diseño y gestión del sistema en su conjunto, el cual incluye el transporte de los residuos, la preparación de la zona y el control luego de que el vertido de RSU ha concluido.

Pueden distinguirse tres formas de disposición final:

1. **Vertedero no controlado.** Los residuos se descargan sobre el terreno en un cierto lugar, en donde quedan depositados sin más; no hay medidas de protección para la salud pública ni el ambiente. El costo de implementación es el del terreno. El costo monetario directo de operación es nulo; los costos sociales y ambientales de los vertederos no controlados son muy difíciles de cuantificar, pero no hay dudas de que son elevados. Nuestro país tiende a erradicar los vertederos no controlados, sustituyéndolos por vertederos con niveles de control más o menos fuertes o por rellenos sanitarios.



Figura 6.12. *Vertedero a cielo abierto.*
Tomada de González, 2009.

2. **Vertedero controlado.** Bajo esta designación se incluye una serie de alternativas intermedias entre el vertedero no controlado y el relleno sanitario, donde el tipo y niveles de control puede ser muy variado.
3. **Relleno sanitario.** Es una instalación ingenieril para la disposición final de residuos sólidos diseñada y gestionada de modo de minimizar los efectos sobre el ambiente y la salud pública. Los rellenos sanitarios cuentan con impermeabilización de fondo, cobertura diaria de los residuos, sistema de recolección y tratamiento de lixiviados, y sistema de recolección de biogás. A su vez, tienen asociado un sistema de monitoreo de variables ambientales, particularmente de calidad del agua subterránea en la posible área de influencia.

5.2. Relleno sanitario

La disposición final en un relleno sanitario consiste en el depósito de los residuos por capas que se compactan y se cubren luego con tierra, compost, escombros, etcétera, de forma de evitar la voladura de materiales, controlar el ingreso de agua y evitar la proliferación de vectores (ratas, moscas, entre otros). Así, se van colocando capas de residuos y de cobertura en forma sucesiva hasta completar el diseño previsto. Por último, se coloca una capa de cobertura final que permitirá la restauración del sitio una vez concluida la vida útil del relleno.

El relleno debe contar, además, con recubrimiento de fondo y de taludes (para asegurar impermeabilidad), con sistema de recolección del lixiviado y sistema de recolección de biogás.

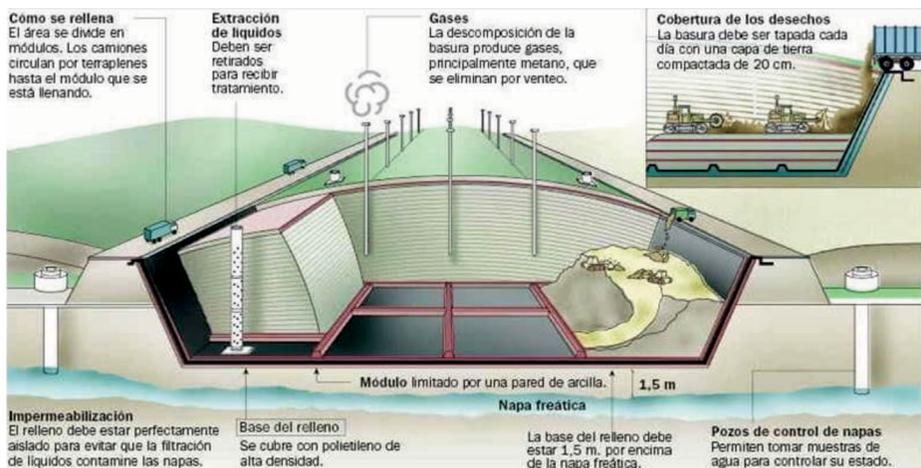


Figura 6.13. Esquema de relleno sanitario.
Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

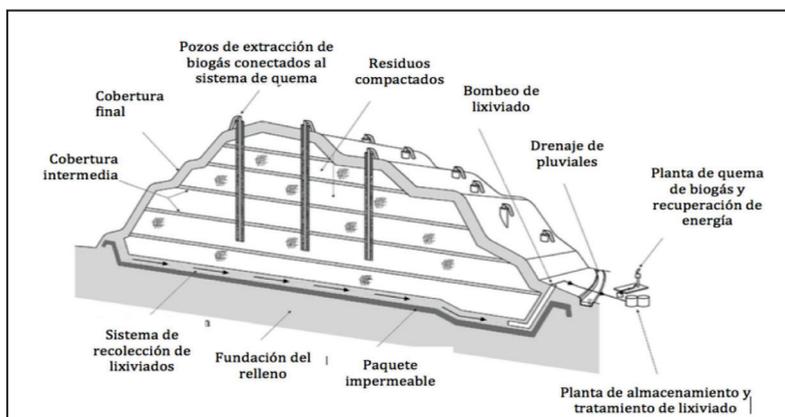


Figura 6.14. Esquema de relleno sanitario.
Tomada de Robano Aldaya, 2017.

5.2.1. Etapas previas a la instalación de un relleno sanitario

Para seleccionar una zona apropiada para la instalación del relleno sanitario, se debe estudiar la viabilidad ambiental y socioeconómica. El objetivo es elegir la zona óptima para la instalación del relleno, en el sentido de la minimización del impacto negativo sobre el ambiente y la salud pública. Además, se deberán considerar los aspectos económicos y sociales (aceptación por parte de la población, entre otros).

Para la definición del sitio, se deberán cumplir las siguientes etapas:

1. Identificación de lugares aptos para la implantación de rellenos sanitarios.
2. Evaluación de estos.
3. Elección del emplazamiento más conveniente para el relleno sanitario.

Para la identificación de los sitios posibles de implantación, se debe recurrir a información de base de la zona, datos de catastro y estudios de campo preliminares. Entre los factores a tener en cuenta para seleccionar los posibles sitios de implantación, deben considerarse los que siguen:

Distancia de transporte y facilidades de acceso

La distancia de transporte es una variable importante en la selección de un lugar para instalar un relleno sanitario. Por un lado, es deseable que esté lo más próximo posible de los centros de generación de residuos a fin de minimizar los costos de transporte, pero por otro, la excesiva cercanía a los centros poblados puede generar fuerte oposición entre sus pobladores.

Asimismo, puede suceder que un sitio cuya ubicación resulte algo alejada para servir a una determinada población esté, al mismo tiempo, lo suficientemente cerca de otro núcleo urbano como para sumarla al servicio y así disminuir los costos fijos por la economía de escala al construir un relleno más grande.

También es preciso tener en cuenta que se debe acceder al relleno sanitario sin inconvenientes durante todo el año, por lo que es importante la calidad de los caminos que conducen hacia el sitio posible desde los centros de generación. Si se puede optar, es conveniente que el acceso sea pavimentado (evitar pavimentos granulares, que pueden deteriorarse rápidamente con el tránsito pesado de camiones y, como consecuencia, requerir un elevado costo de mantenimiento).

Características topográficas

Es necesario contar con información sobre las dimensiones, ubicación y relieve de los terrenos en estudio. Para eso se podrá recurrir a relevamientos planialtimétricos expeditivos o de cartas topográficas a escala conveniente si se dispone de ellas.

Resulta de gran utilidad el empleo de fotografías aéreas que brindan información sobre el uso de los suelos en la zona, ubicación de obras de interés, etcétera.

Esta información será fundamental para desarrollar el anteproyecto del relleno, estudiar las posibilidades de zonas de préstamo de suelo y analizar las escorrentías superficiales.

Características geológicas y geotécnicas

Para definir el proyecto, se deberá contar con información sobre las características del suelo donde se implantará el relleno y de la zona que se utilizará como préstamo para extraer suelo para las coberturas.

Con ese objetivo deberán hacerse cateos en cada lugar y estudiar las características de los distintos estratos que se encuentren.

Para cada cateo deberá verificarse la profundidad de la napa freática; los suelos encontrados deben clasificarse y, si se trata de material arcilloso, se debe determinar su permeabilidad.

Hidrología superficial

Se deben estudiar los escurrimientos superficiales sobre los terrenos elegidos con base en los relevamientos topográficos y los datos históricos de lluvias en la zona.

Además, se deben investigar los cursos de agua, permanentes o no, que crucen el terreno o sus adyacencias, analizando sus niveles normales y de inundación en época de crecidas, ya que son factores que condicionarán el proyecto.

Hidrología subterránea

Se debe conocer la profundidad de la napa freática y la existencia de acuíferos confinados o semiconfinados, sus niveles y características.

Esto se estudiará basándose en información general de la zona enriquecida y actualizada con los resultados de los cateos.

La napa freática deberá quedar por debajo del nivel inferior de disposición de residuos en toda época del año.

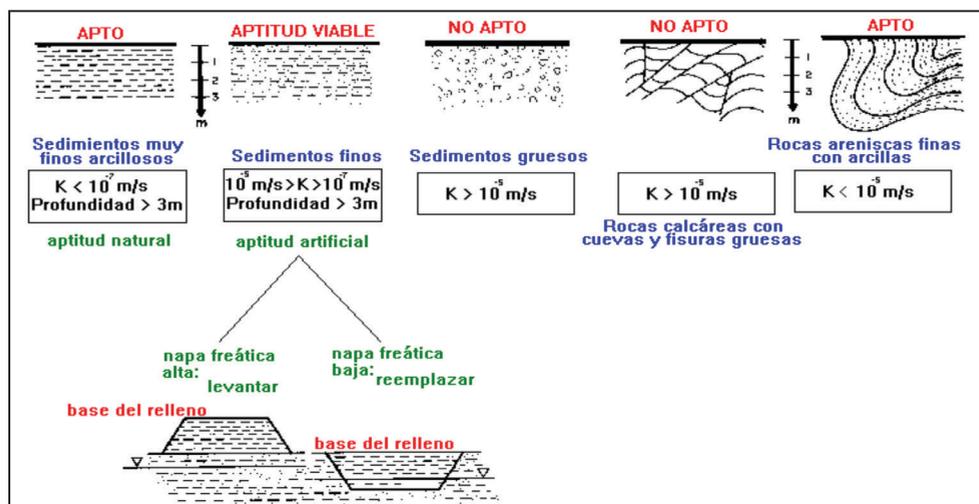


Figura 6.15. Aptitud de los diferentes tipos de suelos para la instalación de rellenos de seguridad¹. Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

Condiciones ambientales

En el estudio de las condiciones ambientales locales se deben considerar los aspectos antrópicos y naturales, analizando la cercanía de la población, la flora y la fauna del lugar, la cercanía de recursos hídricos y las condiciones de contaminación existentes para estudiar los potenciales impactos a producirse durante las distintas etapas de instalación, operación y cierre del relleno sanitario, definir las medidas de mitigación que fueran necesarias para los impactos negativos y deslindar futuras responsabilidades que pudieran atribuirse al relleno sanitario. Por ejemplo, se debe monitorear la calidad del agua subterránea y superficial y estudiar los usos anteriores del suelo para identificar posible contaminación preexistente en el sitio.

Otras restricciones

Dado que los RSU atraen gran cantidad de aves, los posibles sitios de ubicación deben estar alejados de aeropuertos para no generar interferencia con los aviones en el momento del aterrizaje y despegue.

Del mismo modo, se debe evitar la instalación de rellenos sanitarios en humedales o bañados, salvo que los diseños de ingeniería puedan garantizar que no se producirán impactos ambientales adversos significativos.

1 Los rellenos de seguridad son sitios de disposición final de características similares a los rellenos sanitarios, diseñados para el confinamiento de residuos provenientes de la industria o residuos especiales que presentan un determinado nivel de peligrosidad. Deben cumplir con mayores exigencias que los rellenos sanitarios, aumentando las especificaciones para la impermeabilización y control de la operativa diaria.

La disponibilidad de los terrenos donde se pretende implantar un relleno sanitario es de particular importancia, así como lo son sus dimensiones, puesto que es conveniente disponer de superficie en exceso para futuras ampliaciones a fin de no cambiar de ubicación, porque la instalación de un relleno sanitario en un nuevo sitio siempre despierta resistencias por parte de la población —fenómeno NIMBY («Not in my backyard» o «Háganlo, sí, pero no en donde yo estoy»)—.

Una vez seleccionada técnicamente la mejor implantación (eventualmente, podría proponerse más de una), debe iniciarse el proceso de evaluación del impacto ambiental. De acuerdo con lo previsto por el Decreto 349/005 vigente (Reglamento de Evaluación de Impacto Ambiental), la instalación de plantas de tratamiento de residuos sólidos o ampliación de las existentes cuya capacidad supere las 10 ton/día requiere la obtención de viabilidad ambiental de localización, autorización ambiental previa y autorización ambiental de operación.

De acuerdo al documento *la Gestión integral de residuos sólidos industriales, agroindustriales y de servicios-Propuesta técnica para la reglamentación*, del 16 de junio de 2003, se debe tomar en consideración un conjunto de criterios de exclusión y de aptitud al seleccionar el sitio de implantación de un relleno para disposición de residuos sólidos, sean estos comunes o especiales. Estos criterios se transcriben en las tablas 6.6 y 6.7.

5.2.2. Preparación de la zona de vertido

Antes de comenzar a colocar los residuos, es necesario llevar a cabo las siguientes operaciones:

- Recanalización del **drenaje superficial** de la zona, de modo de minimizar el ingreso de agua a donde se hará el depósito de residuos.
- Construcción de **caminos de acceso, cerco perimetral, instalaciones de pesaje (balanza), oficinas**, etcétera.
- Movimiento de tierra (excavación en el caso que corresponda) y **preparación del fondo y las superficies laterales del relleno**. Esto implica impermeabilizar el fondo y los taludes, colocando un recubrimiento de material adecuado para impedir la infiltración del lixiviado y el biogás al terreno.
- Instalación de las **redes colectoras de lixiviados y de biogás**. Se colocará un sistema de drenaje con manto drenante y cañerías horizontales en el fondo del relleno sanitario para la recolección del lixiviado; este se enviará a una planta de tratamiento de efluentes. Para la recolección del biogás, usualmente se instalan tuberías verticales, que por lo general se colocan a medida que la altura de los residuos depositados lo va requiriendo o en las zonas ya cerradas del relleno. Deseablemente —y como mínimo—, el biogás debe enviarse a un quemador controlado para evitar emisiones de metano.

Tabla 6.6. Criterios de exclusión.
Tomada de Robano Aldaya, 2017.

Criterios de exclusión	
Condiciones naturales	<p>Predios ubicados en áreas inundables con un período de retornos de 100 años.</p> <p>Predios ubicados sobre un área de recarga de acuíferos*.</p> <p>Predios ubicados a menos de 5 km de fuentes superficiales de suministro de agua.</p> <p>Predios ubicados a menos de 300 m de cuerpos de agua superficial (cursos permanentes).</p> <p>Predios ubicados sobre discontinuidades geológicas y de alta permeabilidad.</p> <p>Predios donde la distancia al nivel freático máximo registrado sea menor a 2 m.</p> <p>Predios ubicados a menos de 5 km de pozos para suministro de agua para poblaciones.</p> <p>Predios ubicados en humedales, áreas de reservas ecológicas, áreas protegidas, áreas de interés arqueológico.</p>
Uso del suelo	Predios con área menor a la requerida.
Aceptación pública	Predios ubicados a menos de 4 km de zonas urbanas.
Seguridad	Predios ubicados a menos de 3 km del límite de predio de un aeropuerto o a menos de 1,5 km de un aeródromo.

*De no existir información antecedente, esta característica surgirá luego de visitar y estudiar los posibles sitios, y no se mapeará en una primera instancia.

Tabla 6.7. Criterios de aptitud.

Tomada de Robano Aldaya, 2017.

Criterio de aptitud	Puntuación (B) según grado de cumplimiento				
	Deficiente = 0	Regular = 25	Bueno = 50	Muy bueno = 75	Excelente = 100
Distancia a servicios y/o conducciones (líneas de alta tensión, gasoductos, oleoductos, red de agua/saneamiento, red de datos) (km)	1 a 3	3 a 5	5 a 7	7 a 10	>10
Distancia a una planta de tratamiento de cloacales (km)	No existe cercana	15	10 a 15	5 a 10	< 5
Distancia a una ruta principal o secundaria (km)	>5	3 a 5	2 a 3	0 a 2	0
Distancia a centro de masa (CM) de generación	Sitio más alejado al CM	Puntaje ponderado según distancia al CM de los sitios comparados			Sitio más cercano al CM
Conductividad hidráulica del material geológico – K (cm/s)	$> 1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-6} < K < 1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-7} < K < 1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-8} < K < 1 \times 10^{-7}$	$K < 1 \times 10^{-8}$
Distancia al nivel freático (m)	< 2	2-4	4-7	7-10	> 10
Espesor de la capa impermeable (m)	< 1	1-3	3-6	6-10	> 10
Pendiente del terreno (menores a 5 %)	> 5	4-5	3-4	2-3	> 2
Cuenca de aporte al curso de agua cercano suficiente para diluir el vertido del lixiviado (km ²)	Sitio con menor cuenca de aporte	Puntaje ponderado según el área de la cuenca de aporte de los sitios comparados			Sitio con mayor cuenca de aporte
Distancia a la disponibilidad de materiales de cobertura y otros (drenes, caminería, fundación) (km)	> 5	3-5	2-3	1-2	En el predio
Direcciones de viento hacia vecinos cercanos -VC (% de tiempo)	80-100 %	60-80 %	40-60 %	20-40 %	0-20 %
Predios pertenecientes a un solo propietario	No				Si
Existencia de predios con alta productividad agrícola en el entorno (número de predios)	Más de 5 (muchos)	3-5 (varios)	2 o 3 (algunos)	1 o 2 (unos pocos)	Ninguno
Productividad de la tierra medido a través de CONEAT	Mayor índice CONEAT	Puntaje ponderado según el índice CONEAT de los sitios comparados			Menor índice CONEAT
Distancia a escuelas, edificios públicos, sitios históricos (km)	1-3	3-5	5-7	7-10	> 10

Criterio de aptitud	Puntuación (B) según grado de cumplimiento				
	Deficiente = 0	Regular = 25	Bueno = 50	Muy bueno = 75	Excelente = 100
Interferencia con la cuenca visual de recursos culturales o paisajísticos	Sí				No

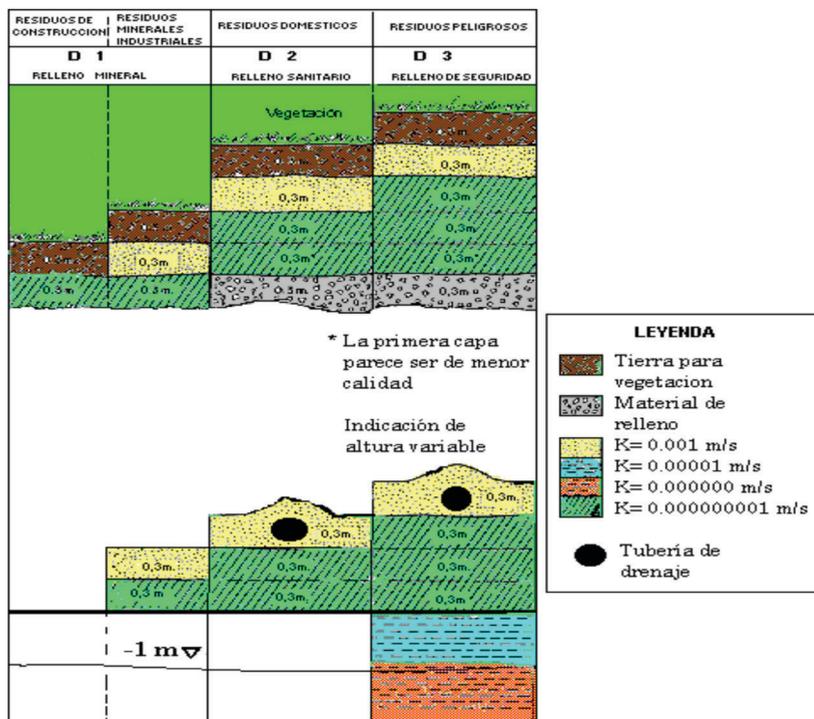


Figura 6.16. Material de base y de terminación.
Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

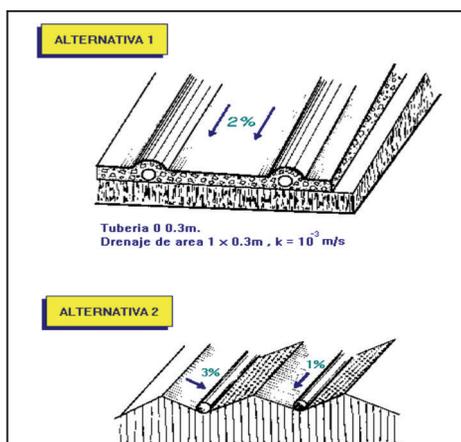


Figura 6.17. Sistemas de captación de lixiviados.
Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

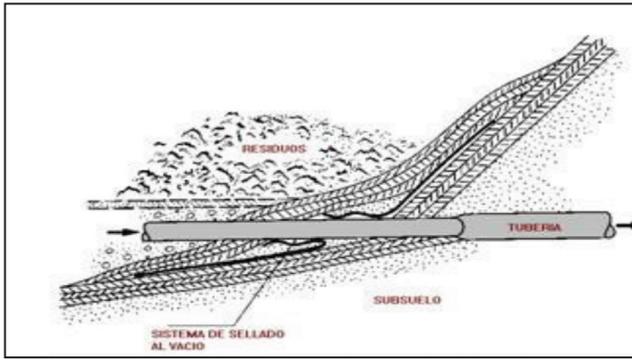


Figura 6.18. *Sistemas de captación de lixiviados (detalle).*
Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

5.2.3. Operación del relleno sanitario

A diario, los residuos son vertidos en el relleno, compactados y cubiertos por una capa de tierra, arcilla, escombros, etcétera.

Existen distintos métodos de vertido o formas de explotación de un relleno sanitario, que quedan definidos fundamentalmente por las características topográficas del terreno.

- **Relleno en celdas, zanjas excavadas, trincheras:** en estos casos el relleno se conforma mediante excavación del terreno y los residuos se vierten en su interior. Estas alternativas se utilizan cuando el nivel freático no se encuentra cerca de la superficie. Según la forma del relleno sanitario, se habla de celdas, zanjas excavadas o trincheras.
- **Relleno por áreas o por zonas:** suele emplearse cuando el nivel freático es elevado; los residuos se colocan sobre el terreno preparado sin excavar.
- **Relleno en rampa o depresión:** corresponde al caso en que se decide utilizar barrancos, canteras u otras zonas con depresiones, como zonas de vertido. Igualmente, debe prepararse el terreno en forma adecuada para evitar tener un vertedero en vez de un relleno sanitario.

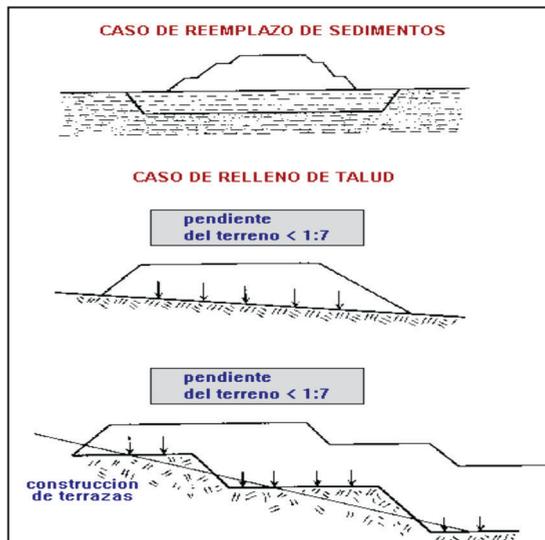


Figura 6.19. *Pendientes naturales del terreno para distintas metodologías de llenado.*
Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

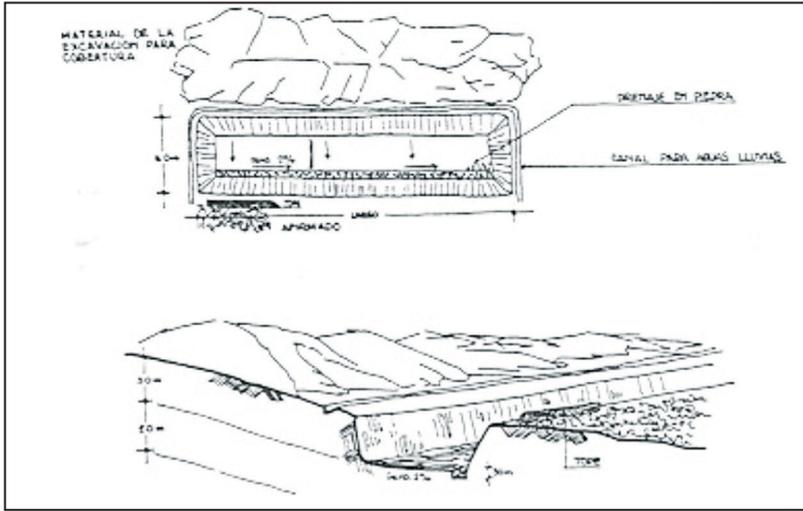


Figura 6.20. Distintas modalidades de relleno (celdas, zanjas excavadas, trincheras). Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

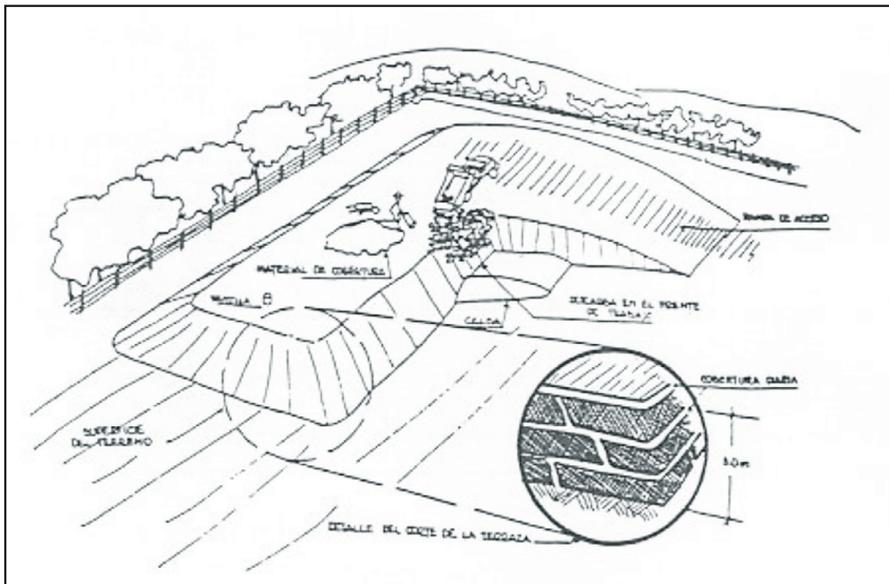


Figura 6.21. Relleno por áreas o por zonas. Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

Los procesos de degradación de la materia orgánica contenida en los RSU generan biogás y lixiviados.

Los gases de relleno sanitario tienen componentes inflamables, tóxicos, malolientes y termoactivos (GEI). En efecto, el biogás se compone principalmente de metano (CH_4) y dióxido de carbono (CO_2) en cantidades más o menos iguales, y otros gases en menores cantidades, como amoníaco (NH_3), sulfhídrico (H_2S).

El proceso de generación de biogás puede dividirse en cinco fases:

1. Ajuste inicial, en el cual se da la descomposición aerobia de la materia orgánica.
2. Fase de transición, en la que se pasa a condiciones anaerobias con producción de ácidos orgánicos, N_2 , H_2S (actúan microorganismos facultativos).
3. Fase ácida, en la que se acelera la producción de ácidos orgánicos.
4. Fermentación del metano, en la cual se forma CH_4 y CO_2 a partir de los productos de las etapas anteriores (actúan bacterias metanogénicas).
5. Fase de maduración o de régimen.

Es importante el control del biogás generado y su evacuación del seno del relleno, por lo que se debe instalar una red colectora de gas que lo recoja. Entre las prácticas que se asocian con la disposición final del biogás, se cuentan la quema en condiciones controladas, su empleo como combustible para generación de vapor, su empleo como combustible para generación eléctrica, la inyección a redes de distribución de gas, etcétera.

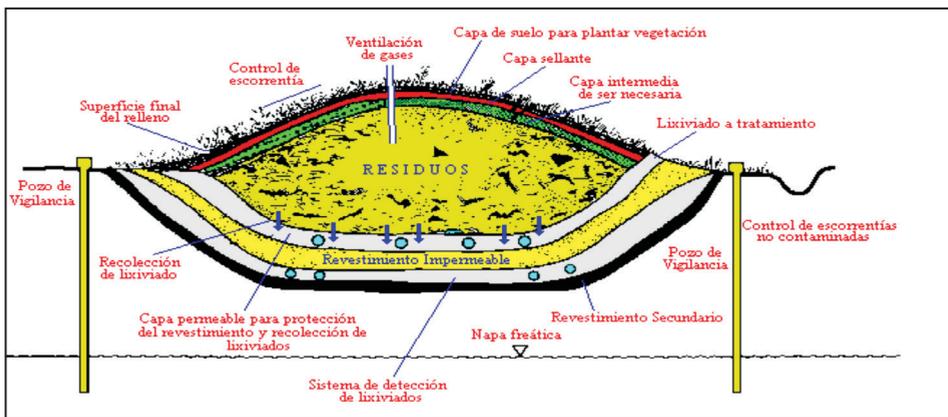


Figura 6.22. Corte esquemático de un relleno sanitario (no siempre es obligatorio el sistema de doble impermeabilización). Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

En cuanto a los liciviados, como tienen gran cantidad de materia orgánica, metales y tóxicos diversos, tienen un alto potencial contaminante (de suelos y aguas), por lo que una vez colectados deben enviarse a una planta de tratamiento que adecue sus características a condiciones admisibles para su vertido final. Pueden usarse diferentes tecnologías para ello; en nuestro país, lo más frecuente es tratar los efluentes en sistemas de lagunas de estabilización.

5.2.4. Clausura y posclausura

Cuando la capacidad de un relleno sanitario para recibir residuos ha sido colmada, debe cesar el vertido. No obstante, el proceso de degradación de la materia orgánica dentro del relleno sanitario continuará aun durante años, por lo que la producción de liciviado y biogás seguirá por largo tiempo.

La clausura del relleno sanitario consiste en el cese del vertido de residuos, el diseño y colocación de la cobertura final, el diseño de las instalaciones para controlar el drenaje de las aguas superficiales y la revegetación del terreno.

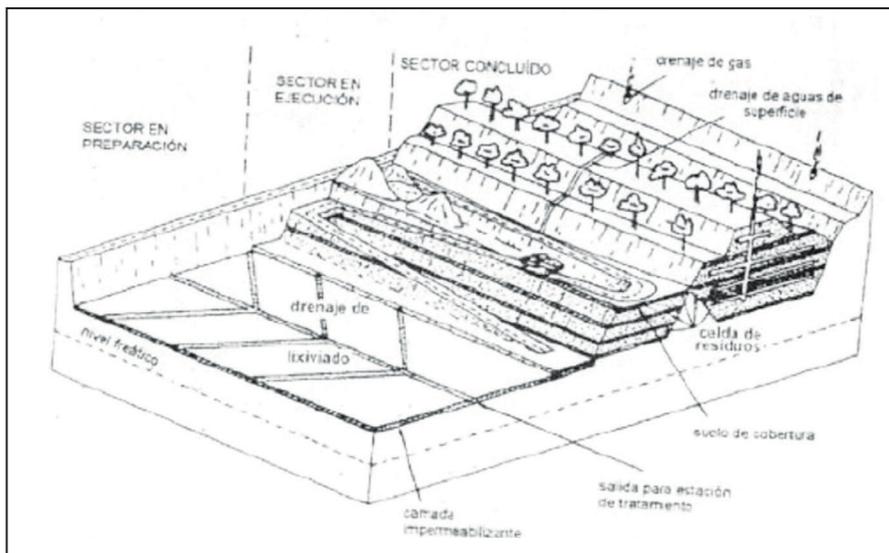


Figura 6.23. *Relleno sanitario con una zona ya cerrada.*
Tomada de CEMPRE Uruguay, 1998.

La etapa de posclausura se caracteriza por continuar la recogida y tratamiento del lixiviado y biogás hasta que su producción sea despreciable, la supervisión periódica de la calidad del aire y del agua subterránea, y la definición y materialización del uso posterior que se le dé al terreno.

Debe tenerse en cuenta que el relleno sanitario continuará sufriendo asentamientos diferenciales por un largo período después de su clausura, por lo cual los posibles usos que puede tener el terreno deben ser analizados con cuidado. En particular, se desaconseja edificar viviendas sobre rellenos sanitarios clausurados durante por lo menos una decena de años.

6. Residuos de gestión especial

Existen residuos sólidos —o semisólidos— que, debido a su origen o características, no tienen por qué ser aceptados tal como fueron generados en los sitios municipales de disposición final, por lo que el generador debe asumir la responsabilidad que le compete al respecto y ocuparse del tratamiento necesario para hacerlos admisibles en los sitios de disposición final.

6.1. Residuos industriales

Los residuos industriales son muy diversos; cada tipo de industria generará residuos sólidos con distinta composición. Por lo tanto, se deberá encarar la solución para cada caso en particular (compactación, separación, vertido controlado, incineración, procesos químicos, recuperación o reutilización, entre otros). Sin embargo, en todos los casos el tema del tratamiento y disposición final de los residuos sólidos deberá incorporarse en la gestión ambiental de la empresa.

En Uruguay, la gestión de los residuos industriales y asimilados está reglamentada por el Decreto 182/013. En este decreto, se clasifican los residuos en dos categorías (I y II). El texto de su artículo 7.º se transcribe a continuación:

Artículo 7º. (Categorías de residuos sólidos). Se establecen las siguientes categorías para los residuos sólidos industriales y asimilados comprendidos en el presente decreto:

(I) Serán considerados residuos sólidos de la CATEGORÍA I, los que presenten una o más de las propiedades siguientes:

a) Sean inflamables, corrosivos o reactivos.

b) Contengan una o más sustancias según porcentajes que se establecen en peso en la siguiente tabla (Tabla 1):

Tabla 1	
Sustancia	Concentración total
Carcinogénicas	≥ 0,1 %
Mutagénicas	≥ 0,1 %
Muy tóxicas	≥ 0,1 %
Tóxicas	≥ 3 %
Tóxicas para la reproducción	≥ 0,5 %
Nocivas	≥ 25 %
Irritantes	≥ 10 %

c) Presenten un riesgo biológico especial, por contener o ser pasibles de contener agentes patógenos y no convencionales, que puedan poner en riesgo la salud de la población o la sanidad animal o vegetal, declarados como tales por la autoridad competente, siempre que dicha declaración hubiera sido comunicada a la Dirección Nacional de Medio Ambiente y publicada en el Diario Oficial.

d) Cuando el resultado del test de lixiviación supere las concentraciones establecidas en la siguiente tabla (Tabla 2):

Tabla 2	
Parámetro	Límite
Arsénico (As)	1 mg/L
Bario (Ba)	70 mg/L
Cadmio (Cd)	0,3 mg/L
Cromo total (Cr)	5 mg/L
Cromo hexavalente (Cr [VI])	0,1 mg/L
Cobre (Cu)	100 mg/L
Mercurio (Hg)	0,1 mg/L
Molibdeno (Mo)	7 mg/L
Níquel (Ni)	2 mg/L
Plomo (Pb)	1 mg/L
Antimonio (Sb)	0,6 mg/L
Selenio (Se)	1 mg/L
Plata (Ag)	5 mg/L
Ecotoxicidad	EC _{50%} ≥ 100

- e) Serán considerados residuos sólidos de la CATEGORÍA II todos los demás residuos sólidos alcanzados por este reglamento, cuando no presenten ninguna de las características o la composición establecida para la Categoría I.

De acuerdo con el artículo 9.º de este decreto, la Dirección Nacional de Medio Ambiente —hoy Dirección Nacional de Control y Evaluación Ambiental, DINACEA— es la encargada de elaborar y publicar un catálogo de residuos sólidos alcanzados por el reglamento en cuestión. Sin desmedro de ello, quedan incluidos en la categoría I todos los envases o embalajes primarios que hayan contenido sustancias peligrosas o residuos de la categoría I, salvo que vayan a ser usados con el mismo fin o que se hayan sometido a un proceso efectivo de descontaminación, y los envases secundarios que hubieran estado en contacto con sustancias peligrosas o residuos sólidos de la categoría I a menos que se les hubiera aplicado un proceso idóneo de descontaminación.

Con respecto a la gestión de los residuos industriales, la DINACEA establece que el generador debe establecer las pautas de gestión de la totalidad de residuos producidos en su actividad mediante la elaboración de un Plan de Gestión de Residuos Sólidos Industriales (PGRSI). Este plan establecerá la situación actual de partida y las estrategias y acciones de mejora y adecuación que se desarrollarán por parte del generador. La evaluación y aprobación del PGRSI corresponde a la DINACEA, la que además establecerá la frecuencia de actualización y presentación de informes de avance caso por caso.

Los principales contenidos con los cuales deberá contar el PGRSI son:

- Incluir todo el ciclo del residuo (generación, manejo interno, almacenamiento, transporte reciclado, valorización, tratamiento y disposición final).
- Incluir la totalidad de residuos generados (asimilables a urbanos y específicos de los procesos productivos o actividades del generador).
- Incluir los residuos de generación permanente y los esporádicos (ejemplo: derrames, operaciones de mantenimiento, etcétera).
- Priorizar la minimización de generación de residuos por medio de la búsqueda de la eficacia en los procesos productivos.
- Incluir las estrategias y acciones a llevar adelante para minimizar la generación de residuos.
- Seguir criterios de segregación de corrientes de residuos tendientes a facilitar los procesos de reciclado u otras formas de valorización.
- Establecer las medidas tendientes a incrementar los índices de valorización de sus propios residuos.

6.2. Residuos sanitarios

Los residuos sanitarios se dividen en residuos comunes no reciclables, residuos comunes reciclables y residuos contaminados. El porcentaje de comunes, considerando reciclables y no reciclables, es de aproximadamente el 87 %, mientras que los residuos contaminados alcanzan apenas entre el 5 % y el 10 % del total.

Los tratamientos en uso a nivel mundial son el autoclavado o esterilización por vapor, las microondas, la desinfección química (aldehídos, fenoles, óxido de etileno, peróxido de hidrógeno, etcétera), la pirolisis, la incineración.

En nuestro país, la gestión de residuos sólidos sanitarios está regulada por el Decreto 586/009.

6.3. Residuos agrícolas

De acuerdo con lo establecido en el artículo 1.º del Decreto 152/013, los residuos derivados del uso de productos químicos o biológicos en la actividad agropecuaria, hortifrutícola y forestal corresponden a:

- a) todos los envases (primarios y secundarios), de productos químicos o biológicos utilizados en la producción vegetal (fertilizantes, herbicidas, insecticidas, fungicidas, acaricidas, nematocidas, rodenticidas, bactericidas, curasemillas, desinfectantes de suelos, fitocidas, fitoreguladores, atrayentes y otros productos de similar uso en la actividad agrícola, hortifrutícola o forestal), o en la producción animal (vacunas, parasiticidas, ectoparasiticidas, antibióticos y otros productos de similar uso en producción animal);
- b) caravanas y otros elementos que tengan el principio activo impregnado en una matriz plástica, y;
- c) existencias de productos químicos o biológicos utilizados en la producción vegetal o animal que no pueden ser destinados al fin para el que fueron fabricados, ya sea por estar vencidos, fuera de especificación, deteriorados, prohibidos o por cualquier otra causa [...]

El Decreto 152/013 establece, además, todas las disposiciones que rigen en Uruguay la gestión de este tipo de residuos.

6.4. Baterías de plomo y ácido

El Decreto 373/003 reglamenta la gestión de las baterías de plomo y ácido usadas a ser descartadas.

7. El Plan Nacional de Gestión de Residuos

El Plan Nacional de Gestión de Residuos (PNGR), Ley 19.829, es un instrumento de planificación estratégica nacional que busca mejorar la gestión de los residuos en una transición hacia «un Uruguay más circular» (Ministerio de Ambiente, 2021). El alcance temporal del plan es de 10 años, con la previsión de una revisión y evaluación a los 5 para efectuar los ajustes pertinentes que permitan alcanzar los objetivos propuestos para el año 2032.

El alcance del plan se extiende a la totalidad de los tipos de residuos integrados en el alcance de la ley de gestión integral de residuos (residuos domiciliarios y de limpieza de espacios públicos, de actividades económicas o productivas, sanitarios, de obras de construcción y demolición y residuos de gestión especial). La implementación de este plan tiene como cometido que los procesos de producción y de consumo se transformen y se aplique un modelo de economía circular que repercuta en la minimización de la generación de residuos. Se busca también la potenciación de los sistemas de aprovechamiento de los residuos y su sostenibilidad económica, contribuyendo al desarrollo local y a la generación de empleos formales y de calidad, además de un cambio cultural que logre el compromiso de todos los actores de la sociedad.

El plan aborda 5 ejes estratégicos, a saber:

1. Protección ambiental y sostenibilidad de la gestión
2. Generación de valor y empleo
3. Modernización e innovación

4. Compromiso de todos los actores de la sociedad

5. Género y generaciones

Se propone un conjunto de 10 resultados globales, que componen los principales desafíos que se busca atender en cada temática, así como las metas globales a alcanzar. Para cada uno se tiene objetivos y líneas de acción estratégicas en materia de gestión de residuos que se consideran necesarias para atender las principales debilidades que posee la gestión actual.

Entre los resultados esperados, se incluye, a modo de ejemplo (Ministerio de Ambiente, 2021):

- Lograr la reducción sostenida de plásticos de un solo uso.
- Prevenir la generación de pérdidas y desperdicios de alimentos en todas las etapas de la cadena de suministro alimentaria.
- Promover cambios en los modelos de producción y de servicios con base en la implantación de modelos circulares con enfoque de cadena de valor, fomentando la competitividad y la generación de empleo.
- Promover cambios en los hábitos de consumo de la población que refuercen la economía circular y la disminución de la generación de residuos.
- Incorporar la economía circular como eje estructural en los sistemas de producción, servicios y consumo para promover la reducción de la generación de residuos de aparatos eléctricos y electrónicos.
- Disminuir los índices de disposición final de residuos para que esta no sea la base de la gestión de residuos.
- Asegurar la sostenibilidad de las operaciones de disposición final de residuos peligrosos para el escenario productivo de los próximos 10 años.
- Consolidar la segregación en origen y recolección selectiva de todas las fracciones de residuos domiciliarios y no domiciliarios.
- Fortalecer la gestión ambientalmente adecuada de los residuos industriales, a través de procesos de valorización.
- Asegurar la sostenibilidad económico-financiera de la gestión de residuos de los gobiernos departamentales.
- Lograr capacidades nacionales de valorización y gestión fortalecidas, y esquemas de responsabilidad extendida del productor, económicamente sostenibles.
- Contar con líneas de acción sobre educación ambiental específicas para distintas corrientes de residuos o para diferentes aspectos de su gestión.
- Implantar un sistema de trazabilidad en todas las corrientes de residuos.
- Implantar el Sistema Único Integrado de Información sobre Residuos para facilitar las estrategias impulsadas por el PNGR.

8. Normativa nacional de gestión de residuos

Se presenta en lo que sigue un pantallazo del marco normativo de gestión de residuos nacional.

8.1 Normativa previa al PNGR

Las primeras normas aprobadas en Uruguay datan de los años 90 y estaban vinculadas al transporte transfronterizo de residuos (ratificación del Convenio de Basilea, Ley 16.221 de 1991) y al ingreso de residuos peligrosos al país (Ley 17.220 de 1999).

En la Tabla 6.8 se reseñan las normas sancionadas antes de que lo fuera el PNGR.

Tabla 6.8. Normativa sancionada previo al PNGR.

Tipo de residuos	Normativa
Residuos de atención a la salud (residuos sanitarios)	Decreto 135/999, sustituido por el Decreto 598/009, actualmente vigente
Baterías de plomo y ácido	Decreto 373/003
Envases (envases de venta, colectivos y de transporte)	Ley 17.849 (Ley de Envases), Decreto 260/007
Residuos de productos químicos o biológicos en la actividad agropecuaria, hortofrutícola y forestal	Decreto 152/013
Residuos sólidos industriales y asimilados (incluye la industria manufacturera, fraccionamiento o almacenamiento de sustancias peligrosas, cría intensiva de ganado, tambos, servicios de potabilización de agua, tratamiento de efluentes, reciclado y tratamiento de residuos, zonas francas y parques industriales, entre otros generadores)	Decreto 182/013 (clasifica residuos en clase I y II: la clase I refiere a residuos peligrosos y la clase II a residuos comunes). Instituye la obligatoriedad de la presentación de Planes de Gestión de Residuos Sólidos (PGIRS)
Neumáticos fuera de uso	Decreto 358/015
Residuos con mercurio (lámparas, termómetros y esfigmomanómetros)	Ley 19.267 (ratificación del Convenio de Minamata); Decreto 15/019
Bolsas plásticas	Ley 19.655, Decreto 3/019

8.2. Ley 19.829

La Ley 19.829, promulgada a fines de setiembre de 2019, fija los principios de la política nacional de residuos. Su objetivo es la protección del ambiente y la promoción de un modelo de desarrollo sostenible, mediante la prevención y reducción de los impactos negativos de la generación, el manejo y todas las etapas de gestión de los residuos, y el reconocimiento de sus posibilidades de generar valor y empleo de calidad. La normativa propone una clasificación de los residuos que se muestra en la Figura 6.24.

Se establecen las responsabilidades del generador durante todas las etapas, quien tiene que asumir todos los costos, ya sea que se realicen a cargo del propietario o de terceros. En la Figura 6.25, se indican la escala jerárquica establecida para la gestión de residuos y un conjunto de directrices generales de gestión de residuos. Es de competencia departamental dictar las normas complementarias que faciliten o aseguren el cumplimiento de la normativa, sin perjuicio de las competencias nacionales. Se busca también promover la inclusión social y laboral de los clasificadores de residuos.

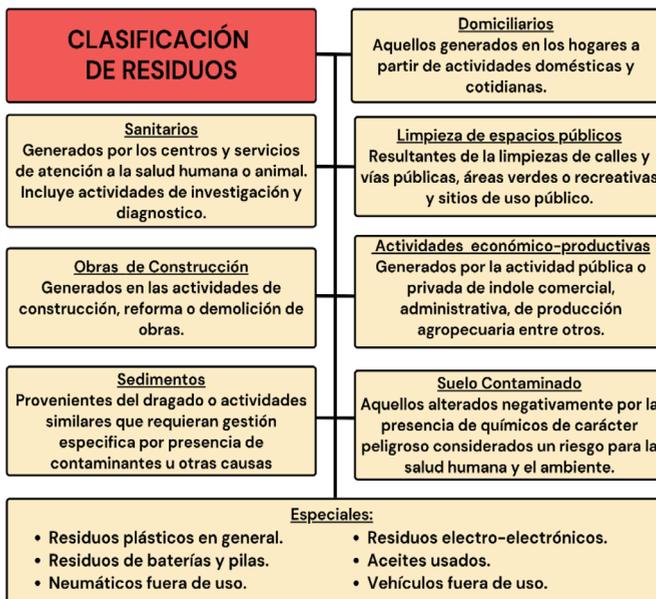


Figura 6.24. Clasificación de residuos.
Tomada de González *et al.*, 2022.

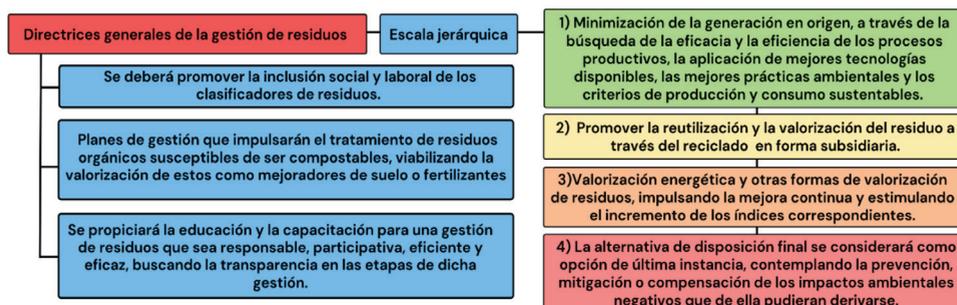


Figura 6.25. Directrices generales de la gestión de residuos. Tomada de González *et al.*, 2022.

Para los **residuos domiciliarios** los planes de gestión serán dirigidos a impulsar el tratamiento de residuos orgánicos susceptibles de ser compostables, a efectos de viabilizar la valorización de residuos como mejoradores de suelo.

Los planes de gestión de residuos deberán priorizar la minimización de residuos en origen, tomando medidas tales como el uso de productos con mayor vida útil y adecuadamente diseñados, empleando envases retornables y aplicando tecnologías más eficientes desde el punto de vista de los insumos y las materias primas.

La valorización de residuos se tendrá en cuenta para su reutilización o reconversión en materia prima reciclada o como sustituto de los combustibles tradicionales para la generación de energía, para producir compost u otros productos. De esta manera, se promoverá toda actividad que incentive el reciclado de residuos. Los encargados de las operaciones relacionadas a la obtención y comercialización de materiales para reciclaje, así como la comercialización y distribución de productos reciclados, deberán estar debidamente autorizados y registrados.

La normativa hace especial énfasis en asegurar la inclusión social, laboral y productiva de los clasificadores en la gestión de los residuos.

Para los **residuos especiales** habrá un tratamiento diferenciado. Los fabricantes e importadores deberán encontrarse debidamente inscriptos en el registro que lleva el Ministerio de Ambiente. Se establece la responsabilidad extendida del fabricante e importador en la gestión de los residuos especiales y los programas de residuos especiales a implementar.

8.3. Normativa sancionada después del PNGR

Resolución ministerial 271/021, Recuperación de Materiales de Residuos de Envases Post-Consumo

Resolución 272/021, Reducción de Generación de Residuos Plásticos (desestímulo al consumo de productos plásticos de un solo uso innecesarios y de muy baja vida útil)

A partir de lo mencionado, se propone la creación de un sello ambiental o distintivo con la finalidad de identificar aquellas entidades o actividades que promueven el cambio en los hábitos de consumo.

Por último, cabe mencionar que hay varias iniciativas acerca de una mejor gestión de plásticos de un solo uso, residuos de obras de construcción y valorización por distintas vías de varias corrientes de residuos.

Referencias bibliográficas

- Besada, A. (2016). Economía circular. Hacia un futuro retornable. *Revista Ecomanía*, 12, 28-35.
- Compromiso Empresarial para el Reciclaje Uruguay (1998). *Manual de gestión integral de residuos sólidos urbanos*. Montevideo: Compromiso Empresarial para el Reciclaje Uruguay.
- Consejo Empresarial Mundial para el Desarrollo Sostenible (2017). *Guía para CEOs sobre la economía circular*. https://docs.wbcsd.org/2017/06/CEO_Guide_CE_ESP.pdf
- Ellen MacArthur Foundation (2017). *Economía circular: características*. <https://www.ellenmacarthurfoundation.org/es/economia-circular/caracteristicas>
- <http://entornoperu.tripod.com>
- González, A. E. (2009). *Notas del curso Elementos de Ingeniería Ambiental. Módulo Residuos Sólidos*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- González, A. E.; O'Neil, M. y Ramírez, C. (2022). *Proyecto IS-IMFIA: Mejora del sistema de gestión de RSU de la ciudad de Cardona. Informe Final*. Convenio específico entre la Intendencia de Soriano y la Fundación Julio Ricaldoni.
- Grupo GESTA Residuos (2003). *Propuesta técnica para la reglamentación, gestión integral de residuos sólidos industriales, agroindustriales y de servicio*.
- Intendencia de Montevideo (2005). *Plan Director de Residuos Sólidos de Montevideo y Área Metropolitana*.
- Intendencia de Montevideo. (2018). *Manual de residuos domiciliarios*.
- Ministerio de Ambiente (2021). *Uruguay + Circular: Plan Nacional de Gestión de Residuos 2022-2032*.
- Ministerio del Ambiente de Perú. (2019). Sitio Web Organismo de Evaluación y Fiscalización.
- Robano Aldaya, M. (2017). *Documento base para la elaboración de guía y pautas técnicas de rellenos sanitarios de residuos sólidos*. Montevideo: Centro Coordinador Convenio Basilea y Centro Regional Convenio de Estocolmo para América Latina y el Caribe.

Bibliografía

- Cámara de Representantes, Secretaría. Comisión de Vivienda, Territorio y Medio Ambiente (2017). Proyecto de Ley: Uso Sustentable de Bolsas Plásticas. Carpeta N.º 2686 de 2017. Repartido N.º 876. Diario Oficial. Decreto 182/013. Reglamento de gestión de residuos sólidos industriales y asimilados.
- Diario Oficial. Decreto 152/013. Normas relativas a la gestión de residuos derivados del uso de productos químicos o biológicos en la actividad agropecuaria, hortofrutícola y forestal.
- Miller, G. T. (1994). *Ecología y medio ambiente*. Ciudad de México: Iberoamericana.
- Plastivida Argentina, Centro de Información Técnica (s. f.). *Degradación de los materiales plásticos*. Boletín Técnico Informativo N.º 21.
- Ramírez García, C. (2016). *Material del curso Gestión de Calidad Ambiental*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- Tchobanoglous, G. Theisen, H., Vigil, S., Tejero Monzón, J. I., Gil Díaz, J. L. y Szanto Narea, M. (1994). *Gestión integral de residuos sólidos*. Madrid: McGraw-Hill.

Instalaciones sanitarias internas

1. Generalidades

La instalación sanitaria interna, en sentido genérico, es la que se desarrolla dentro de cada padrón, a diferencia de la infraestructura sanitaria pública, que discurre por espacios que no son de propiedad o uso de particulares.

En Uruguay, la competencia en materia de fiscalización y control de todo lo atinente a instalaciones sanitarias internas es de la correspondiente intendencia departamental en su jurisdicción. Cuando la intendencia no tiene reglamentación propia detallada, suele adoptar como referencia la normativa de otro departamento.

El proyecto de la instalación sanitaria interna de un local (una vivienda, una unidad habitacional dentro de un edificio, la totalidad de un edificio de viviendas, un edificio de oficinas, un local educativo, una cárcel, un hotel, entre otros) incluye el abastecimiento y distribución de agua potable fría y caliente para todos los usos que estén previstos en la unidad, y la evacuación de las aguas residuales tanto servidas como pluviales que allí se generen. En los casos que corresponda, también incluye la previsión de la instalación de agua para el combate de incendios (Figura 7.1).

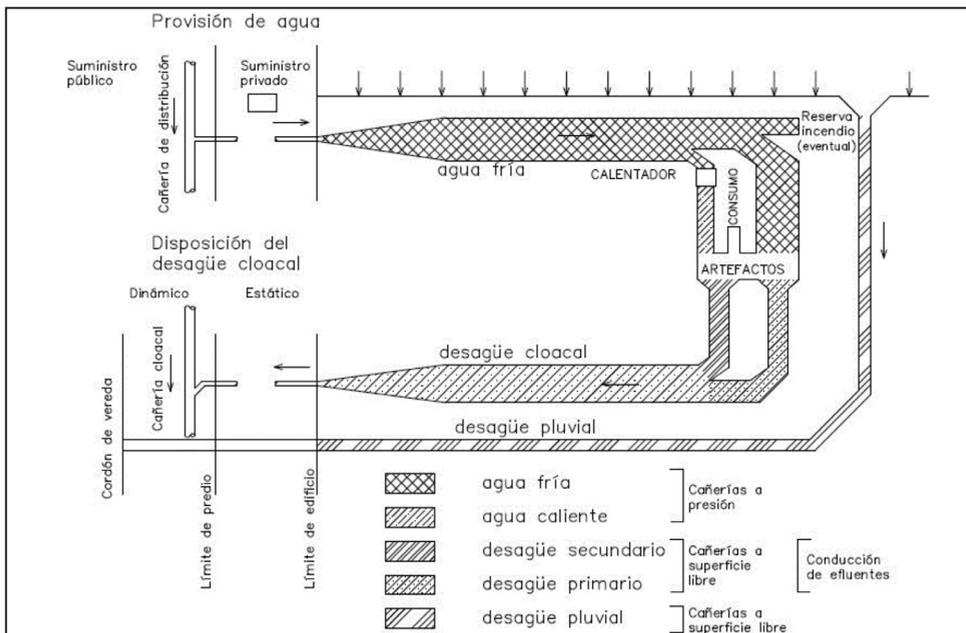


Figura 7.1. Flujo de aguas en un local.
Redibujada de Díaz Dorado, 1999.

Al encarar un proyecto, es necesario conocer la normativa que se aplica, que puede ser no solo la municipal correspondiente o la que esa intendencia adopta como referencia, sino los requerimientos de un pliego de condiciones o normativa particular de la institución comitente, etcétera.

También deben conocerse las normas de procedimiento con que se cuenta a nivel nacional. En nuestro país, existen normas UNIT para una diversidad de temas vinculados a instalaciones sanitarias. Si bien las normas de procedimiento no son en sí mismas de obligado cumplimiento, es frecuente que este sea exigido por otras entidades o se citen como marco de referencia en pliegos, etcétera.

Además de una extensa lista de normas acerca de características de tuberías de diferentes materiales (disponible en <http://www.unit.org.uy/normalizacion/comites/>), resulta de especial interés conocer las siguientes:

- UNIT 14:2019 - Señalamiento de Instalaciones en Planos
- UNIT 15:2007 - Plegado de Planos
- UNIT 165:1976 - Interceptores de Grasa
- UNIT 167:1966 - Piletas de Patio en Entrepisos
- UNIT 559:1983 - Depósitos para Agua Potable
- UNIT 560:1979 - Llave de Cierre Mecánico en Depósitos de Agua

La Norma UNIT 14:2019 se refiere a la expresión gráfica de las instalaciones sanitarias internas en planos. Presenta la simbología exigible en todo el país para la señalización de instalaciones sanitarias internas en planos. La Norma UNIT 15:2007 especifica cuál es la forma correcta de plegar las piezas gráficas para su inclusión en un documento.

Las normas UNIT 165:1976 y 167:1966 se refieren a dimensiones y desempeños mínimos exigibles para la aprobación de un interceptor de grasa o de una pileta de patio en cuanto tales, y especifican los ensayos de laboratorio a llevar adelante para su verificación.

La Norma UNIT 559:1983 da las especificaciones y requerimientos técnicos que deben satisfacer los depósitos de agua potable construidos en sitio. La Norma UNIT 560:1979 detalla cómo debe materializarse el dispositivo de ingreso a depósitos de agua para consumo humano.

2. Criterios de diseño

Para la concepción y definición del proyecto, deben tenerse en cuenta algunos criterios básicos, que no son diferentes de los que se consideran en otros tipos de proyectos de ingeniería:

- **Adecuación técnica.** La instalación debe ser técnicamente respaldable, estar diseñada y calculada con criterios y métodos correctos y acordes al estado del arte, y prever en su construcción el empleo de materiales autorizados por el organismo de contralor correspondiente, que por lo general es la intendencia municipal respectiva.
- **Funcionalidad.** La instalación y cada uno de los elementos que la componen deben cumplir adecuadamente la función para la que fueron diseñados.
- **Accesibilidad.** La instalación debe estar proyectada de forma que se asegure el acceso para las tareas de inspección, mantenimiento y desobstrucción.
- **Reglamentariedad.** El diseño debe respetar la normativa vigente en los casos en que la hay, o apoyarse en una normativa de referencia escogida sensatamente.
- **Durabilidad.** La instalación y cada uno de sus elementos deben tener la máxima duración compatible con los restantes criterios de diseño.

- **Economía.** Entre las distintas alternativas posibles que satisfagan los criterios anteriores y sin comprometer su cumplimiento, el proyecto debe considerar aquellas compatibles con los intereses económicos del comitente.

3. Materiales y válvulas

3.1. Generalidades

La elección y recomendación de los materiales a utilizar tanto en el abastecimiento y distribución de agua como en la conducción de los desagües es el paso previo al cálculo del esquema elegido, ya que los diferentes materiales condicionan la hidráulica, la economía, la durabilidad y la accesibilidad de la futura instalación.

Al decidir el material a utilizar, deben primar los criterios técnicos que aseguren la funcionalidad, accesibilidad y durabilidad de la solución, pero es de peso la opinión del comitente para el criterio económico, de tal modo que el rango de materiales admisibles hasta puede estar definido en pliego.

En Montevideo, la intendencia publica una lista de materiales aprobados que se actualiza con regularidad. Estas listas indican las marcas comerciales de los materiales que cuentan con aprobación municipal para ser utilizados en instalaciones sanitarias internas. Están a disposición del público en general en el servicio correspondiente y en el sitio web de la comuna (por ejemplo, <https://edifmatsanitarios.montevideo.gub.uy/ListadoAjax.php>).

Más allá de los criterios que cada intendencia municipal establezca, las referencias acerca de los requisitos técnicos a satisfacer por determinados materiales, productos y piezas están dadas por normas de procedimiento (las normas UNIT). Dichas normas son guías genéricas, pero no hacen referencia a marcas autorizadas o no autorizadas para su uso en instalaciones sanitarias internas.

3.2. Materiales utilizados en instalaciones de agua potable

3.2.1. Hierro galvanizado

El hierro galvanizado se consigue mediante un baño en caliente del elemento de acero en una solución de zinc que se deposita en las paredes de la tubería metálica, recubriéndola y protegiéndola. El espesor de la película de zinc es de 0,10 mm a 0,15 mm.

Este tipo de tubería soporta perfectamente presiones de trabajo de 15 kg/cm² (150 m.c.a.). Los caños se presentan en piezas de 6 m de largo. En planos se indica con las letras FG. Las piezas especiales son de hierro galvanizado o de bronce en diámetros pequeños (Figura 7.2). Las juntas entre caños o entre caños y piezas especiales son roscadas.

Los caños y piezas se presentan en diámetros comerciales que suelen expresarse en unidades inglesas (pulgadas):

$\frac{1}{2}$ " , $\frac{3}{4}$ " , 1" , $1 \frac{1}{4}$ " , $1 \frac{1}{2}$ " , 2" , $2 \frac{1}{2}$ " , 3" , 4"

Sin embargo, de acuerdo con las normas, los diámetros en los planos siempre deben expresarse en milímetros:

13 mm, 19 mm, 25 mm, 32 mm, 39 mm, 51 mm, 63 mm, 75 mm, 100 mm



Figura 7.2. *Piezas de bronce.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Este material soporta muy bien los efectos de los agentes atmosféricos sin perder ninguna de sus características físicas y es muy resistente al golpe.

Las piezas especiales no pueden ser de otro metal, para evitar la corrosión localizada en las áreas de contacto.

En el manejo en obra se debe prestar suma atención para preservar la continuidad de la película de zinc, que es la que confiere capacidad de resistencia a la oxidación y la corrosión. Se aplican medidas preventivas como cubrir con antióxido las roscas inmediatamente después de realizadas en los extremos del caño, no permitir el contacto con yeso, escorias, etcétera, y finalmente cubrir el caño con vendas bituminosas para protegerlo.

La principal desventaja del hierro galvanizado es que, debido a la sensible rugosidad de la pared interna, tiene una alta incrustabilidad (capacidad de que los iones vinculados a la dureza del agua reaccionen e inicien un proceso de deposición en las microcavernas de las paredes de la tubería) y consecuente pérdida de conductividad hidráulica con el paso del tiempo (la tubería «envejece» o tiene sarro) (Figura 7.3).

A la fecha, la utilización del hierro galvanizado, si bien no tiene ninguna limitación normativa, se restringe casi exclusivamente a todas aquellas instalaciones de agua potable expuestas a los agentes atmosféricos y/o los golpes, como bajadas de tanques e instalaciones de bombeo.



Figura 7.3. *Caños de hierro galvanizado envejecido.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

3.2.2. Plásticos

Los materiales plásticos han ganado terreno frente al hierro galvanizado debido a los inconvenientes de este con las incrustaciones y la corrosión.

Los tubos de plástico pueden ser flexibles, rígidos o semirrígidos. En planos se indican con las letras acordes con el tipo de plástico correspondiente —policloruro de vinilo (PVC), polipropileno de alta densidad (PP), etcétera—.

Los tubos flexibles corresponden a polietileno de alta densidad. Los tubos rígidos de PVC se usan para agua fría, pero no son aptos para agua caliente. Los tubos rígidos de (PP) son los que se emplean habitualmente en las instalaciones de agua potable; la industria provee los mismos con las características necesarias para conducción de agua fría y de agua caliente (Figura 7.4).

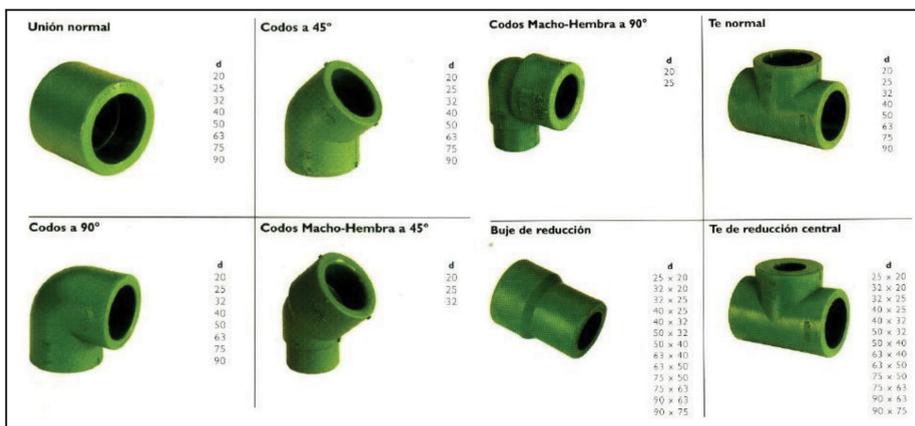


Figura 7.4. Piezas de polipropileno.
Tomada de catálogo comercial.

Las características fundamentales de las tuberías de materiales plásticos son el alto grado de lisura de las paredes internas y su menor potencial de promover depósitos de materiales en suspensión en comparación con el hierro galvanizado, lo que otorga a las tuberías de plástico una mayor conductividad (en iguales condiciones de trabajo, conduce un 20 % más de caudal que una tubería de hierro galvanizado, o sea, tiene un desempeño análogo a una tubería de cobre de igual diámetro). El material plástico asegura pérdidas de carga mínimas y buena capacidad de conducción durante más años de uso; es, además, imputrescible y buen aislante eléctrico.

Una ventaja insoslayable es el bajo costo de los plásticos con respecto a las tuberías metálicas, en especial al cobre.

La principal desventaja de los tubos plásticos es su vulnerabilidad ante la exposición a los agentes atmosféricos y particularmente a la radiación solar, ya que los rayos UV le producen un acelerado envejecimiento que se evidencia primero en un cambio de color y rápidamente (comparando con los años de servicio de la instalación) el material se fragiliza y se fisura longitudinalmente.

El material plástico rígido para agua potable fría o caliente en sus diferentes marcas se produce en tres clases, según las presiones máximas que soporta en las uniones. Las clases hacen alusión directa a esta presión: las clases 4, 6 y 10 soportan, respectivamente, 4 kg/cm², 6 kg/cm² y 10 kg/cm². Los cambios de clase se evidencian en los diferentes espesores del material. Generalmente, se emplean tuberías PN10 (clase 10) debido a que la diferencia de precio entre estas y las demás clases es escasa, en comparación con el desempeño seguro de la tubería en términos de resistencia a la presión.

Los diámetros en que se presentan los tubos y uniones son:

13 mm, 19 mm, 25 mm, 32 mm, 40 mm, 50 mm, 63 mm, 75 mm, 100 mm

Las piezas especiales pueden ser de plástico o de bronce, dependiendo del tipo de unión. Las uniones pueden ser de enchufe liso con pegamento, roscadas, por soldadura o por termofusión. Actualmente, y dadas sus ventajas, se utiliza mayoritariamente la unión por termofusión.

3.2.3. Cobre

El cobre para cañerías y piezas de instalaciones sanitarias internas es logrado por cobre desoxidado al fósforo con pureza aproximada de un 99 %. Su precio unitario es mayor que el de otros materiales. En contraposición, se destaca su vida útil superior a la del resto de los materiales, su menor costo de instalación y la mejor operación de la instalación. Su uso es común en instalaciones hospitalarias y en edificios para usuarios de capacidad económica elevada, y fundamentalmente en instalaciones de agua caliente.

La cañería y accesorios de cobre tienen bajas pérdidas de carga; en condiciones de trabajo semejantes el caño de cobre permite el paso de un caudal 20 % superior que una cañería de mayor rugosidad (por ejemplo, de hierro galvanizado).

El cobre es inerte en reacciones de corrosión con la casi totalidad de los materiales y fluidos, y con los agentes atmosféricos. Admite una presión de trabajo de 10 kg/cm² (100 m.c.a.).

La puesta en obra, que se ve facilitada por su maleabilidad, debe ser cuidadosa, recordando que no se debe unir hierro galvanizado y cobre, ya que se produciría corrosión en la rosca —por diferencia de potenciales electroquímicos—, donde el material es más delgado.

Los caños y piezas especiales se presentan en diámetros comerciales que se suelen expresar en unidades inglesas (pulgadas), más allá de que en planos deban indicarse en mm:

$\frac{1}{2}$ " , $\frac{3}{4}$ " , 1" , $1 \frac{1}{4}$ " , $1 \frac{1}{2}$ " , 2"

Las uniones se realizan en menor tiempo y se efectúan con accesorios de cobre, bronce o latón (Figura 7.5) por soldadura capilar de hilo de estaño, aunque se pueden efectuar juntas roscadas provisorias.



racores y empalmes soldados por capilaridad

- 1 codo, 15mm para conexión con grifo
- 2 empalme recto, 15mm
- 3 T, 15mm
- 4 codo, 15mm
- 5 empalme con reductor, 22 x 15mm
- 6 racor mixto, rosca macho, 15mm
- 7 T, 22 x 22 x 15mm
- 8 T inclinada, 15mm
- 9 codo mixto, rosca macho, 15mm
- 10 codo, 135°

racores, empalmes y grifos a compresión

- 11 llave de compuerta
- 12 llave de paso con grifo de vaciado
- 13 grifo de boca curva
- 14 codo con pletina
- 15 llave de paso
- 16 codo, 15mm
- 17 T, 22 x 22 x 15mm
- 18 T, 22 x 15 x 15mm
- 19 T acodada, 15mm
- 20 empalme de prolongación
- 21 T para esquina, 15mm
- 22 racor para depósito
- 23, 24 racores mixtos
- 25 codo con pletina
- 26 empalme recto, 15mm
- 27 codo, 135°
- 28 T, 15mm

Figura 7.5. Piezas para cobre. Tomada de Asensio Cerver, 1995.

3.3. Materiales utilizados en instalaciones de desagües

3.3.1. Hierro fundido

El acero, como fundición, es un producto que resulta de la asociación de dos elementos: el hierro y el carbono. En el caso del acero, el carbono en pequenísimas cantidades (0,1 a 1,0 %) queda químicamente combinado con el hierro, mientras que, en el caso de la fundición, el carbono (representa un 2,2 % a 4 %) se separa de la matriz metálica formando agujas (fundiciones grises) o nódulos (fundiciones dúctiles). El grafito libre es el que da a la fundición sus condiciones más conocidas.

En planos se indica con las letras FF. Los diámetros comerciales son:

50 mm, 65 mm, 100 mm, 150 mm



Figura 7.6. Piezas de hierro fundido o. Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

La utilización del hierro fundido (Figura 7.6) para instalaciones de desagües no tendría competencia debido a su excelente desempeño, si no fuera que en nuestro país estas tuberías son importadas, lo que inmediatamente encarece la solución propuesta. Entre las propiedades más destacables de las tuberías de hierro fundido cabe señalar:

- Resistencia a la corrosión
- Resistencia al envejecimiento
- Resistencia a la posible agresión de aguas a cualquier temperatura
- Resistencia al choque térmico, debido a su bajo coeficiente de dilatación térmico
- Resistencia mecánica
- Resistencia al golpe
- Propiedades de aislamiento acústico (debido a su masa y al tipo de juntas, que se oponen a la propagación del sonido).

Actualmente, se puede aumentar la resistencia de las tuberías de hierro fundido destinadas a evacuación de aguas residuales ante la posible agresión de algunos productos químicos, revistiéndolas interiormente con brea-epoxi.

3.3.2. PVC

Las tuberías de plástico rígido PVC (Figura 7.7) son hoy en día de vasta utilización en nuestro país. Su gran ventaja es el bajo costo y la facilidad de su manejo en obra, debido al poco peso de los tubos y piezas.

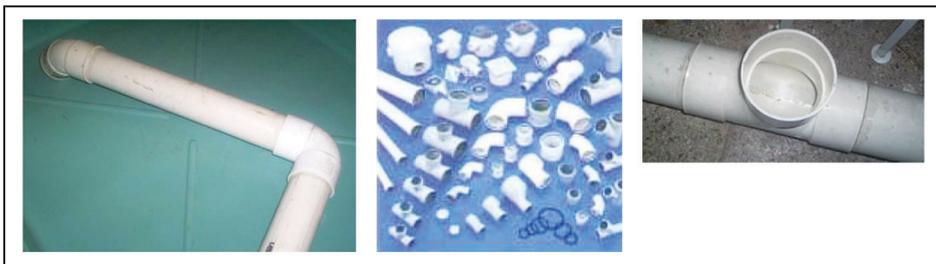


Figura 7.7. *Piezas de PVC.*
Tomada de catálogo comercial.

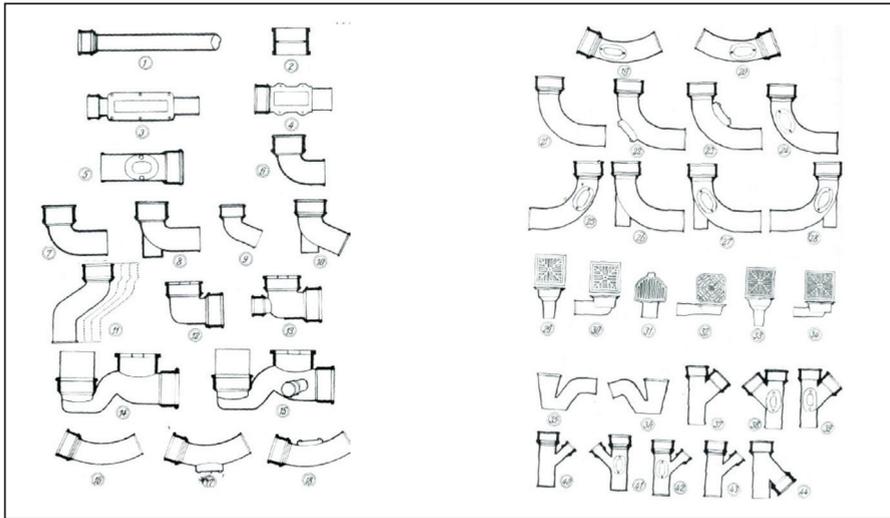


Figura 7.8. Piezas de PVC. Tomada de Díaz Dorado, 1999.

Las desventajas principales del PVC aparecen en su posición de trabajo, y entre otras se puede mencionar:

- No resistencia al golpe.
- Alta vulnerabilidad a los agentes atmosféricos, particularmente a la radiación solar, dado que los rayos UV le producen un rápido envejecimiento.
- Baja resistencia al choque térmico por su alto coeficiente de dilatación.
- No resistencia a aguas a muy altas temperaturas.
- Muy poco aislamiento acústico.

Los diámetros de las tuberías de PVC para desagües son:

40 mm, 50 mm, 63 mm, 75 mm, 110 mm, 160 mm

3.4. Uniones o juntas

Las uniones entre tramos de caño o entre caño y piezas especiales deben realizarse por un método adecuado al tipo de material del que se trate.

3.4.1. Unión roscada

Una pieza tiene rosca macho y la otra rosca hembra (Figura 7.9). Es un tipo de junta habitual en tuberías a presión, tanto metálicas como de plástico. No debe aplicarse entre piezas de metales diferentes, para evitar la corrosión localizada por diferencia de potenciales electroquímicos.

Suele requerir del empleo de cinta de teflón, filástica o similar, para lograr una unión efectivamente hermética.



Figura 7.9. *Terraja para roscar caños.*
Tomada de catálogo comercial.

3.4.2. Unión soldada

Se aplica entre piezas sin rosca, una de ellas con terminación en campana y la otra en espiga (Figura 7.10); el resultado es la obtención de una pieza única a partir de las piezas originales.

Cuando son tuberías plásticas, la soldadura se efectúa con pegamento; cuando son tuberías de cobre, la soldadura capilar se hace con hilo de estaño en caliente.

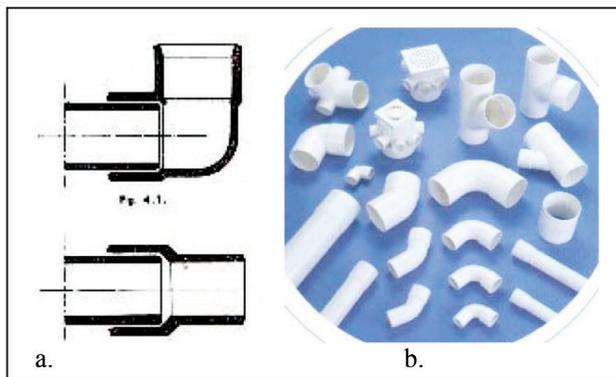


Figura 7.10. *Unión soldada.* a. Tomada de Creder, 1983; b. Tomada de catálogo comercial.

3.4.3. Unión pegada

Las juntas pegadas se aplican en tuberías de plástico y difieren con el caso anterior en el tipo de pegamento, que en este caso mantiene la configuración original de cada una de las piezas (Figura 7.11).



Figura 7.11. *Piezas de PVC para unión pegada.*
Tomada de catalogo comercial.

3.4.4. Unión por termofusión

Es un tipo de unión de excelente resistencia que permite obtener una pieza prácticamente monolítica y con ínfima pérdida de carga (Figura 7.12). Se consigue por calentamiento controlado a 260 °C de las piezas a unir —una pieza con terminación campana y la otra espiga— en un termofusor (Figura 7.13), enchufando luego una en la otra con máximo cuidado.

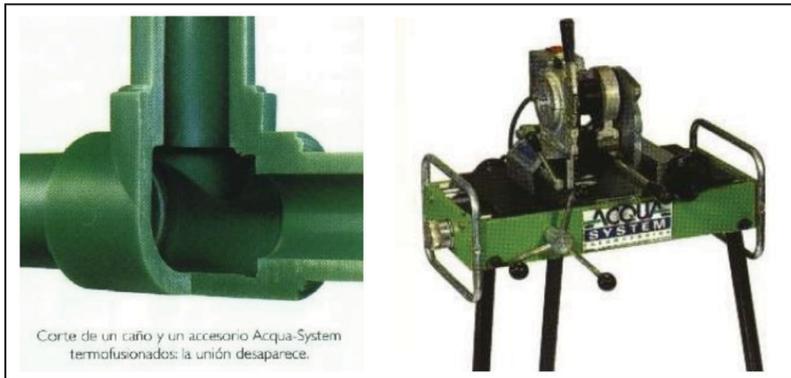


Figura 7.12. *Pieza.* Figura 7.13. *Termofusor de termofusión.*
Tomadas de catálogo comercial.

3.4.5. Junta de enchufe y cordón

Es la que se obtiene de embutir una pieza con espiga y otra pieza con campana, calafateando la unión con algún tipo de mastic, hilo alquitranado, etcétera, que asegure la estanqueidad de la unión. Cuando la unión es rígida, suele aplicarse una lechada de mortero. En el caso de tuberías de hierro fundido, se emplea colada de plomo en las uniones.

3.4.6. Junta elástica

En este caso, una de las piezas a unir tiene una pestaña para asiento de un aro de goma, que es el que garantizará la estanqueidad de la unión (Figura 7.14). La presencia de este aro de goma permite, asimismo, cierta flexibilidad en las uniones, sin perder hermeticidad. Se aplica en tuberías a presión.



Figura 7.14. *Junta elástica.*
Tomada de catálogo comercial.

3.4.7. *Junta sanitaria*

Es la variante de la junta elástica para tubos que no trabajan a presión (Figura 7.15). Consiste en incorporar un aro de goma en su correspondiente pestaña, antes de pegar o soldar las piezas a unir.



Figura 7.15. *Junta sanitaria.*
Tomada de catálogo comercial.

3.5. Válvulas

3.5.1. *Generalidades*

Una válvula es un dispositivo que se interpone a un cierto flujo y modifica su dinámica con un objetivo determinado.

Las válvulas que se emplean en la instalación sanitaria se pueden clasificar, según su función u objetivo, en cuatro grandes grupos:

- **Aislamiento de un tramo** para mantenimiento o seccionamiento para diferentes abastecimientos (válvulas de bloqueo o de corte).
- **Regulación de caudales**, según la sensibilidad de la ley apertura-caudal, se pueden clasificar en válvulas de sensibilidad fina y gruesa (válvulas de regulación de caudal).

- **Regulación de presión**, producen una pérdida de presión en un punto a través de la introducción de una pérdida de carga localizada (válvulas de regulación de presión).
- **Orientación del flujo** en un solo sentido (válvulas de retención).
- La exigencia fundamental al momento de seleccionar una determinada válvula, además de que cumpla la función requerida, es que lo haga con mínima pérdida de carga cuando está en posición de reposo. La elección de la válvula dependerá también de las propiedades fisicoquímicas del fluido, de su temperatura, de la presión y de la forma de accionamiento pretendida para el dispositivo.

3.5.2. Válvulas de bloqueo

El empleo más usual de este tipo de válvulas es como llaves de paso. En este sentido, su uso es obligatorio en algunos puntos de la instalación:

- En la secuencia de conexión de agua potable desde la red pública, que se materializa con una llave de paso de propiedad de OSE, un medidor y una llave de paso de propiedad del usuario (la primera de las llaves no es accesible por el usuario ni puede ser operada por él, a diferencia de la segunda, que es la conocida «llave general» de la vivienda).
- En la entrada a cada unidad habitacional en un mismo edificio. En este caso, es obligatorio que la llave de paso esté ubicada en un lugar fácilmente accesible en todo momento, en algún espacio de propiedad común o a lo sumo de uso común, fuera de la propiedad privada o de uso exclusivo.
- A la entrada del baño, aunque estrictamente debería ubicarse a la entrada de cada local húmedo (baño y cocina).

También en este grupo de válvulas están las de flotador, que cortan el abastecimiento cuando el pelo de agua alcanza un cierto nivel prefijado.

Sin ser obligatorio, también es deseable colocar llaves de paso a la entrada de la cisterna del inodoro y en la alimentación del calefón, ya que esto permite hacer reparaciones o mantenimiento sin desabastecer el resto de los artefactos.

En las instalaciones domiciliarias internas, la llave de paso, generalmente, se dispone directamente en el tramo horizontal o ascendente de la tubería a aislar en su recorrido por la pared, caso que comúnmente se observa en el baño.

Válvula esférica o de cuarto de vuelta

Es una válvula de cerrado rápido (Figura 7.16). El control del flujo se efectúa mediante una esfera que posee un pasaje central y el comando es con ayuda de una palanca. Tiene menor pérdida de carga que la anterior en posición de reposo.

Tiene una ley de apertura-caudal más ajustada que la válvula de cuchilla, por lo que a veces se coloca para regular caudales, aunque no es recomendable ese uso.



Figura 7.16. Válvula de cuarto de vuelta.
Tomada de catálogo comercial.

Válvula de control de nivel

Es la llamada «válvula de flotador» (Figura 7.17), de empleo corriente para bloquear la tubería de entrada en tanques de agua y en cisternas. Se coloca en la parte superior del tanque, con el flotador vinculado directamente a la entrada de agua, y se cierra cuando el nivel de agua en el reservorio alcanza el valor de proyecto.



Figura 7.17. *Válvula de flotador.*

3.5.3. Válvulas de regulación de caudal: regulación gruesa

Las válvulas de regulación de caudal permiten escoger, en función de su apertura, el caudal pasante hacia aguas abajo. La precisión necesaria en la regulación depende, fundamentalmente, de las exigencias de control de caudal de la instalación en cuestión.

En instalaciones domiciliarias, se suelen usar las llamadas «válvulas de globo» (Figura 7.18) o grifos, que consisten en una cámara cilíndrica donde «entra» la cañería y la válvula modifica la sección del cilindro. Tienen pérdidas de carga importantes en posición de reposo.

Se utilizan en diámetros de hasta 3" y, en general, se colocan en el final de los tramos, en puntos de extracción.

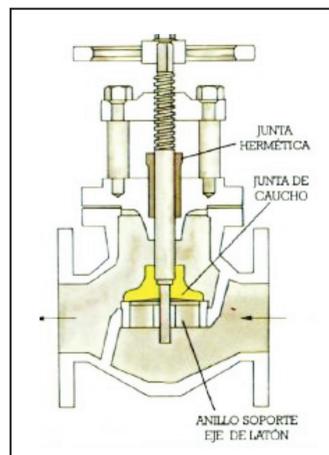


Figura 7.18. *Válvula de globo.* Tomada de Asensio Cerver, 1995.

3.5.4. Válvulas de regulación de presión

Las válvulas de regulación de presión se usan cuando pueden ocurrir sobrepresiones en la instalación interna. Esto puede ocurrir, a modo de ejemplo, en edificios de gran altura (por lo habitual, de más de 10 plantas).

Se trata de una válvula que funciona en forma automática, produciendo una pérdida de carga en el flujo. Esta pérdida es introducida por un tornillo que acciona un resorte vinculado a la posición del obturador (Figura 7.19) y depende de la presión aguas abajo. La presión de activación se elige de modo que, cuando este valor se supera aguas abajo de la válvula, el obturador comienza a cerrarse hasta que la presión aguas abajo alcance el umbral prefijado.

En las instalaciones domiciliarias, suelen instalarse en un tramo en *by-pass*, de modo de hacer electivo su uso si las demandas se incrementan o las tuberías envejecen.

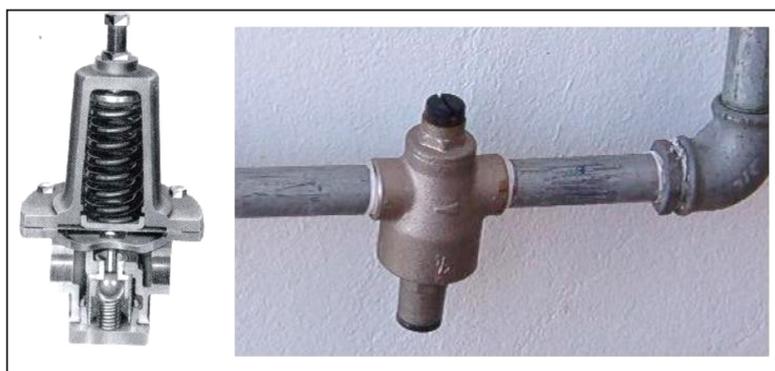


Figura 7.19. Válvula de reducción de presión.

a. Tomada de The British Valve Manufacturers' Association, 1964;

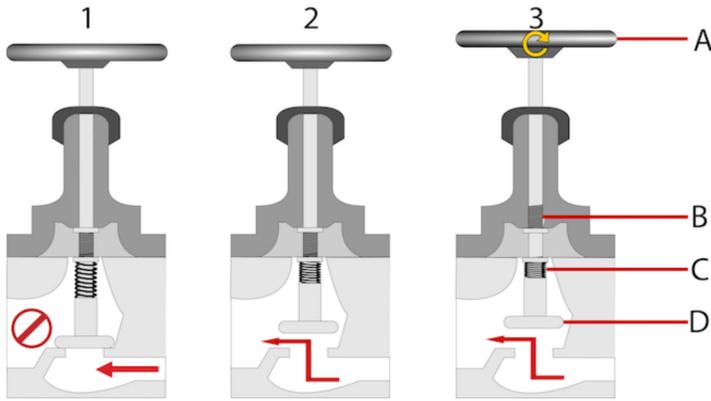
b. Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

3.5.5. Válvulas de retención

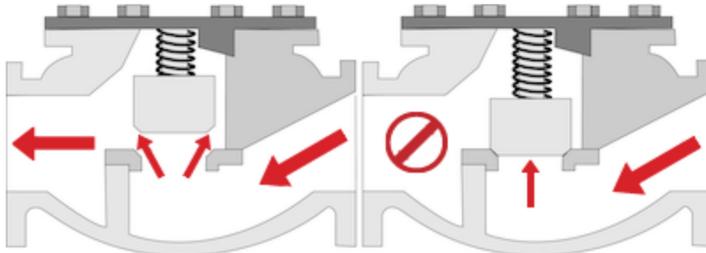
Las válvulas de retención se denominan también «válvulas antirretorno», ya que su función es hacer que no se pueda invertir el sentido del flujo (ante situaciones de corte de energía, o en sistemas de abastecimiento mixto con tanque elevado y abastecimiento directo).

Las válvulas de retención no se accionan en forma manual: la sección de pasaje se cierra automáticamente por la propia presión que ejerce el agua sobre el elemento de cierre al invertirse las presiones.

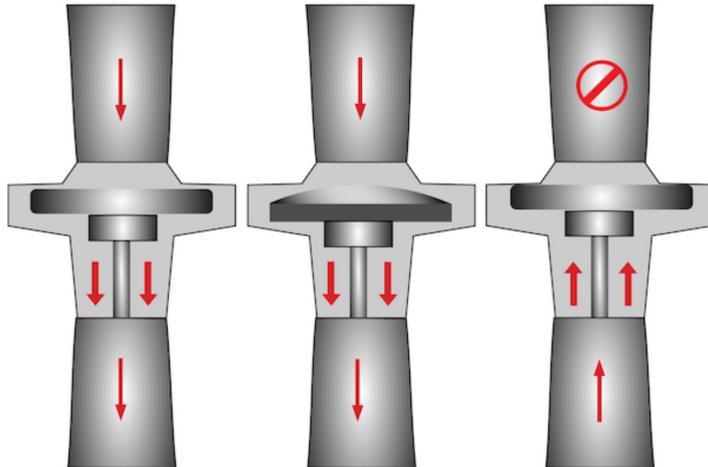
En la Figura 7.20 se muestran varios tipos de mecanismos que suelen usarse en válvulas de retención o antirretorno.



Las partes de una válvula de retención de cierre incluyen un actuador (A), el eje y la rosca del actuador (B), el muelle (C) y el disco (D). En el paso 1 se muestra la válvula cerrada por el muelle. En el paso 2, la presión vence la fuerza del muelle y provoca la apertura de la válvula. En el paso 3, el actuador abre la válvula y la mantiene abierta.



Válvula de retención elevadora en posición abierta (izquierda) y cerrada (derecha).



Válvula de retención de diafragma normalmente abierta (izquierda), abierta con presión de entrada (centro) y cerrada por presión de retorno (derecha).

Figura 7.20. Válvulas de retención de diferentes tipos. Tomada de <https://tameson.es/pages/valvula-de-retencion-como-funcionan>

Válvula de retención horizontal o de clapeta

Esta es la más común de las válvulas de este tipo (Figura 7.21). Se acciona de manera que la clapeta se mantiene levantada al circular el agua, y al dejar de hacerlo, por la pérdida de presión puntual y al darse el efecto de caída del agua en sentido inverso, la clapeta se cierra por el propio peso que ejerce el agua sobre ella. Se usa en diámetros de 2" o 3".

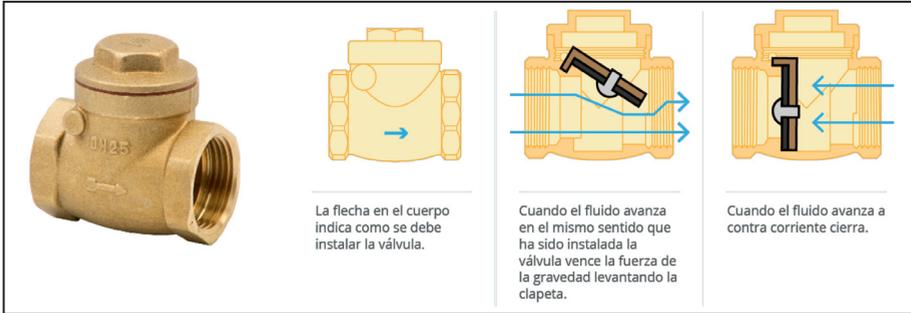


Figura 7.21. *Válvula de retención horizontal o de clapeta.*
Tomada de <https://blog.valvulasarco.com/gama-valvulas-de-retencion-de-arco>

Válvula de retención de pistón

Puede ser vertical u horizontal. El mecanismo consta de un pistón solidario a un eje que se acciona dependiendo del sentido del flujo, cerrándose para el flujo inverso al proyectado. Se utiliza en diámetros menores a 2".

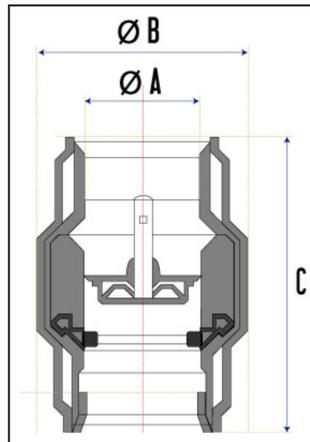
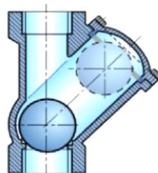
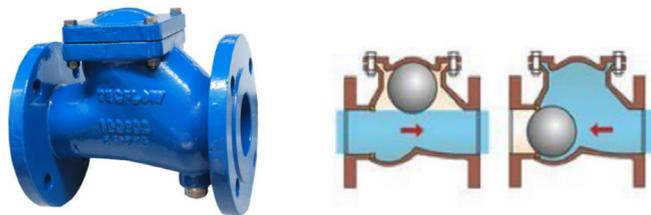


Figura 7.22. *Válvulas de retención.*
Tomada de <https://blog.satelimportadores.com/valvulas/>

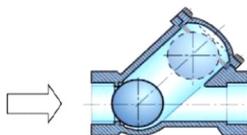
Válvula de retención tipo bola

Consta de una bola que se aloja en la cavidad de la válvula debido a la presión del flujo del agua en sentido proyectado, permitiendo el paso del líquido. Al invertirse el flujo, la bola obstruye el pasaje del líquido. Permite su instalación en forma vertical u horizontal. Normalmente, se encuentran disponibles en diámetros de 2" a 12".

Si se emplea un actuador para estrangular la posición en la que la bola cierra totalmente el pasaje de flujo, la válvula permite el pasaje regulado del flujo. En este caso, la válvula se comporta como de regulación de caudal.



Instalación vertical (Fluido ascendente) / Vertical position (Ascendant fluid)



Instalación horizontal / Horizontal position.

Figura 7.23. Válvula de retención de bola.

Tomada de <https://www.valveseal.es/valvulas-de-retencion/>

Válvula de pie

Las válvulas de pie son, en general, de montaje vertical y de tipo axial. Se colocan en el inicio de las tuberías de succión y su objetivo es evitar el descebado de la bomba (Figura 7.24). Si la bomba se apaga, el líquido que se encontraba en la tubería de succión antes de llegar a la bomba tiende a retirarse, lo que es impedido por la válvula de pie (a su vez, luego de la bomba se coloca una válvula de clapeta y una de cierre para impedir el retorno del agua por la bomba, haciéndola girar en sentido inverso al de diseño).

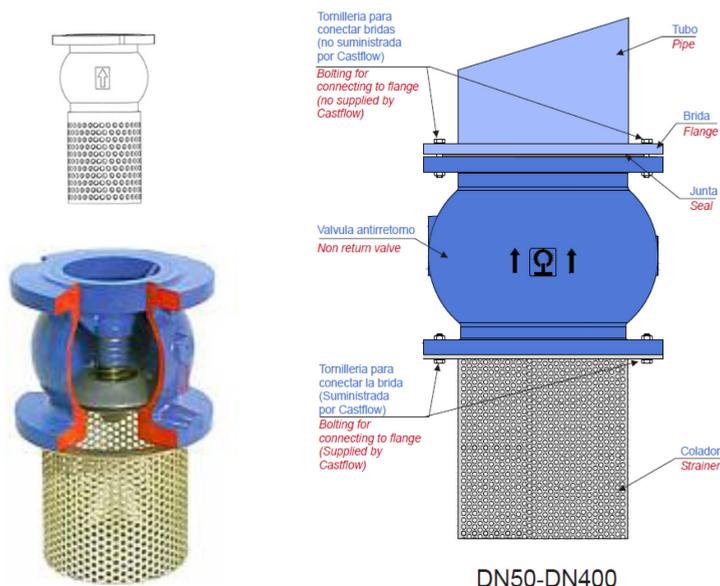


Figura 7.24. Válvula de pie. Abajo izquierda: tomada de <https://www.aguamarket.com/productos/>; arriba izquierda y derecha: tomadas de <https://www.castflow.com/library/>.

4. Distribución de agua potable

4.1. Dotación

A la hora de planificar o diseñar el abastecimiento de agua a un local, el concepto de partida para la cuantificación del agua que se le debe proveer es el de *dotación*, que está estrechamente vinculado al uso del local en cuestión, además de otras características tales como el tamaño de la ciudad en que este se encuentra, el nivel de desarrollo socioeconómico del medio en que se ubica, etcétera.

La *dotación* es la asignación de agua que debe proveerse para satisfacer un determinado uso en un cierto período, expresada en función de un dato relevante de la situación. Así, cuando se habla de *dotaciones domésticas*, se expresan en L/hab.día; para centros de salud, en L/cama.día; en centros educativos, en L/estudiante.día, y así sucesivamente. Los datos que se presentan en la Tabla 7.1 son algunos valores orientativos.

Tabla 7.1. Algunas dotaciones usuales.
A partir de Rezzano Aguirre y González, 2009.

	Unidad de referencia	Consumo en L/día
Viviendas en el medio rural	Por habitante	30-50
Viviendas en localidades de menos de 20.000 habitantes	Por habitante	150
Viviendas en localidades de más de 20.000 habitantes	Por habitante	200
Viviendas de lujo	Por habitante	300-400
Alojamientos provisorios de obra	Por habitante	80
Escuelas	Por alumno	50
Colegios con internado	Por alumno	150
Hospitales y servicios de salud	Por cama	300-600
Hoteles (sin cocina ni lavandería)	Por huésped	120
Hoteles (con cocina y lavandería)	Por huésped	250-350
Lavaderos	Por kg de ropa seca	30
Cuarteles	Por soldado	150-300
Caballerizas	Por caballo	100
Prisiones	Por recluso	50
Restaurantes	Por comida	25
Mercados	Por m ² de área	5
Garajes	Por automóvil	100
	Por camión	150
Riego de jardines	Por m ² de área	2
Lavado de autos (en domicilio)	Por automóvil	50
Cines, teatros	Por butaca	2
Iglesias	Por lugar	2
Consultorio médico, policlínica	Por persona	25
Edificio de oficinas	Por empleado estable	50-80
	Por m ² de área útil	6
Fábricas	Por operario	70-80
Fábricas con cantina	Por operario	100

A su vez, la dotación doméstica puede desglosarse en diferentes usos. Si bien para la estricta supervivencia bastarían no mucho más de 2 L/hab.día, el consumo de agua en una vivienda puede subdividirse más o menos como lo muestra la Tabla 7.2.

Aunque puede pensarse que no todos estos usos se efectivizan todos los días con este nivel (por ejemplo, el lavado de ropa o de la casa), cuando se diseña una instalación, estos consumos deben ser previstos en todo su potencial.

Tabla 7.2. *Consumo de agua según usos en viviendas en L/hab.día.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Uso	Mínimos	Habituales
Aseo personal	19	50
Bebida, cocina	4	30
Inodoro	20	60
Lavado de ropa	23	50
Limpieza doméstica	10	30

Otros datos que suelen ser de interés refieren a tasas de ocupación de los espacios en los distintos tipos de locales. Algunos valores al respecto se dan en la Tabla 7.3.

Tabla 7.3. *Tasas de ocupación para algunos usos.*
A partir de Intendencia de Montevideo.

Tipo de local	Tasa de ocupación
Viviendas	2 habitantes por dormitorio
Monoambientes	2 habitantes
Edificio de oficinas (todas de una sola empresa)	Una persona cada 7 m ²
Edificio de oficinas (de diferentes empresas)	Una persona cada 5 m ²
Restaurantes	Una persona cada 1,5 m ²
Teatros y cines	Una butaca cada 0,70 m ²
Tiendas	Una persona cada 2,5 m ²
Shoppings	Una persona cada 5 m ²
Supermercados	Una persona cada 2,5 m ²
Museos	Una persona cada 8 m ²

En edificaciones destinadas exclusivamente a la vivienda, suelen aplicarse también algunas fórmulas en función del número i de dormitorios de las n unidades habitacionales comprendidas, siendo D la dotación en [L/(hab.día)]:

$$\text{Consumo diario} = \sum_{k=1}^{k=n} [(i + 1) \times D]_k$$

4.2. Tipos de abastecimiento

En una localidad donde existe abastecimiento desde una red pública, como es el caso generalizado en nuestro país debido a la elevada cobertura del servicio de agua potable con que cuenta, pueden tenerse tres variantes: abastecimiento directo desde la red pública a todos los locales del edificio; abastecimiento indirecto (desde un depósito diseñado a tal efecto, que de alguna forma es servido por la red pública); abastecimiento mixto (parte del edificio se abastece directamente desde la red y otra parte lo hace desde un depósito diseñado a tal efecto).

La conexión a la red pública de agua potable se debe tramitar en OSE. La conexión se materializa con un ferrul (Figura 7.25) que acomete a la red pública, a partir de la que se tiende una tubería que llega hasta el límite del predio a abastecer (Figura 7.26). Históricamente, las conexiones se hacían en tubería de plomo, pero la tendencia actual es efectuarlas en materiales plásticos.



Figura 7.25. Ferrul.
Tomada de Asensio Cerver, 1995.

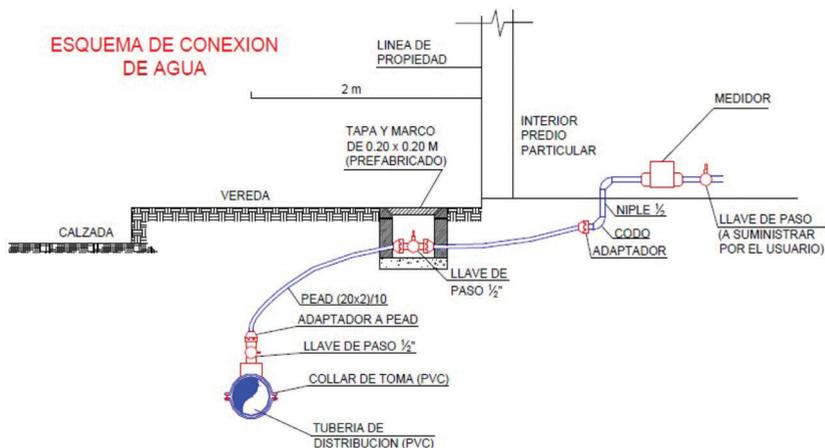
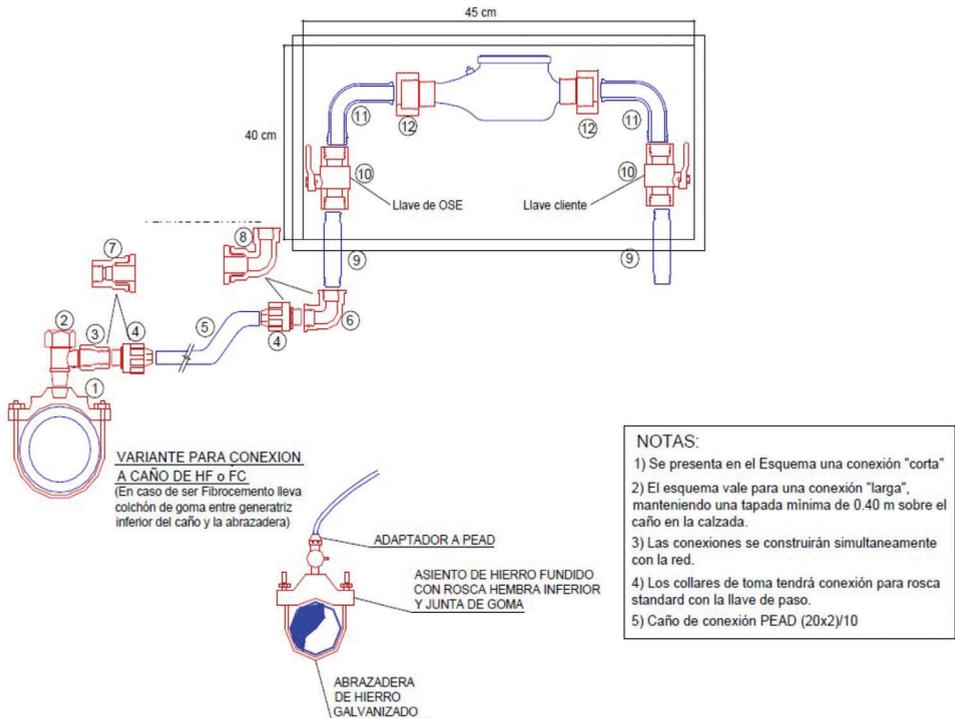


Figura 7.26. Esquema de conexión a la red de OSE.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

La conexión es necesariamente seguida de una secuencia llave de paso-medidor-llave de paso (Figura 7.27). La primera llave de paso (la que está del lado de la red, en general, en una cámara en la acera) es de propiedad de OSE y solo este ente puede maniobrarla (es la llave que se cierra cuando dicho organismo dispone el corte del servicio). El medidor es provisto por OSE, pero lo paga y es de responsabilidad del propietario del predio. La segunda llave de paso (la «llave general») está dentro del padrón y es de propiedad y responsabilidad del propietario del predio.



Referencias:	
1. Abrazadera de hierro para ferrul de bronce de ½"	7. Adaptador de bronce rosca hembra ¾" y polietileno de 20 mm
2. Ferrul de bronce de ½"	8. Adaptador de bronce en curva de 90° rosca hembra ¾" y polietileno de 20 mm
3. Cupla de reducción de bronce de ¾" x ½"	9. Niple polipropileno ½" roscado
4. Adaptador de PVC rosca macho ½" y polietileno de 20 mm	10. Llave latón ¼ vuelta rosca hembra
5. Tubería de polietileno de baja/alta densidad de 20 mm	11. Codo de bronce
6. Codo de PVC/Polietileno rosca hembra ½"	12. Tuerca de bronce

Figura 7.27. Secuencia de conexión llave de paso-medidor-llave de paso.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

El diámetro de la conexión y del medidor es función del tipo de local a servir. Si bien para viviendas unifamiliares lo habitual es conexión y medidor en ½", para edificios en propiedad horizontal que impliquen un número importante de viviendas abastecidas por una misma conexión o para otros locales cuyos consumos de agua potable lo ameriten (por ejemplo, hoteles, industrias, restaurantes, gimnasios, entre otros), el diámetro de la conexión y del medidor a solicitar se eligen en función del caudal previsto (considerado como caudal medio diario) y, eventualmente, de la pérdida de carga admisible, cuando hay más de una opción razonable.

4.2.1. *Abastecimiento directo*

El abastecimiento directo desde la red solo está autorizado para edificios de un máximo de cuatro plantas (planta baja más tres pisos) y, aun en estos casos, es necesario verificar que la opción es adecuada para evitar subabastecimiento permanente o durante ciertos horarios de pico.

En principio, la presión que garantiza OSE en cualquier punto de la red es de 2 kg/cm² (20 m.c.a.); para efectuar cálculos de verificación, es prudente asumir una reducción del 10 % para contemplar condiciones de pico y usar 1,8 kg/cm² (18 m.c.a). De todos modos, más allá de esta presión teórica, siempre es posible hacer la consulta directamente al organismo y solicitar un valor de campo actualizado en el punto deseado (esto suele ser una condicionante para el proyecto de abastecimiento de agua de nuevos conjuntos habitacionales).

Si las condiciones de presión en la red y las características de la edificación a servir son compatibles, se puede abastecer directamente desde la red pública y, en consecuencia, la distribución se hará desde abajo hacia arriba, y será siguiendo ese recorrido, entonces, que se dimensionarán las tuberías. Deberá, necesariamente, verificarse la condición de funcionamiento de los puntos hidráulicamente más comprometidos, que son los artefactos de la planta más alta, y entre ellos, las duchas.

4.2.2. *Abastecimiento indirecto*

El abastecimiento indirecto implica la presencia de, por lo menos, un depósito y, en general, de dos: uno elevado (o depósito superior) y otro intermedio (o depósito inferior).

Cuando se tiene un único depósito, este es superior y se abastece directamente desde la red pública; esto solo es admisible en edificios de no más de cuatro plantas, igual que el abastecimiento directo. Lo que se logra en este caso es contar con una reserva que permite amortiguar las fluctuaciones de caudal y presión en la red pública para mantener el edificio adecuadamente abastecido durante las 24 horas. En Montevideo, los edificios con planta baja más tres pisos (total cuatro plantas) deben dejar previsto el depósito elevado para abastecimiento indirecto, aun cuando inicialmente no se estime necesario conectarlo.

Cuando se tienen dos depósitos, caso que es obligatorio para todo edificio de más de cuatro plantas, estos deben interconectarse por un sistema de bombeo. El cometido del depósito intermedio (o inferior) es evitar el bombeo directamente desde la red pública (en nuestro país, está expresamente prohibido para evitar daños físicos a la propia red y perjuicios al suministro que brinda) y, por lo tanto, su volumen y las características del sistema de interconexión (diámetro de tuberías, especificaciones de las bombas) deben estar definidos en función del sistema en cuyo contexto está. La distribución de agua se hace ahora desde el depósito superior, de manera que el dimensionado debe hacerse considerando el recorrido desde arriba hacia abajo.

El abastecimiento indirecto es obligatorio en edificios de más de cuatro plantas, pero, a su vez, se puede emplear en edificaciones de menor altura para asegurar un buen suministro de agua durante todo el día y en especial en las horas de pico.

4.2.3. *Abastecimiento mixto*

En este caso, en un mismo padrón coexisten instalaciones abastecidas en forma directa desde la red de OSE y otras instalaciones que son abastecidas indirectamente.

Un caso habitual es el de un edificio de más de cuatro plantas, que debe obligatoriamente tener abastecimiento indirecto al menos en las plantas superiores, pero cuyos locales de las plantas inferiores —habitualmente, planta baja y subsuelos—, o el riego de jardines, se abastecen directamente desde la línea de alimentación del depósito inferior en lugar de elevar los volúmenes correspondientes al depósito superior y luego distribuirlos desde allí.

Es conveniente verificar, al iniciar el diseño del sistema de abastecimiento y distribución de agua en un padrón, qué instalaciones admiten ser abastecidas directamente o requieren conexiones independientes (es el caso, por ejemplo, de locales comerciales en planta baja en un edificio de apartamentos). Esto reduce el volumen de los depósitos, el dimensionado del sistema de impulsión que interconecta los depósitos y el dimensionado del sistema de distribución desde el depósito superior.

Cuando en un edificio no hay medidores individuales en cada apartamento (como sucede comúnmente), es recomendable que todas las unidades con igual uso tengan el mismo tipo de abastecimiento; por ejemplo, en un edificio de viviendas todos los apartamentos se abastecen en forma indirecta incluso cuando teóricamente algunas unidades admitieran abastecimiento directo.

4.3. Elementos de un sistema de abastecimiento indirecto

4.3.1. Depósitos

Dimensionado

El dimensionado de los depósitos se realiza en función del consumo diario de agua que se prevé necesario para satisfacer las dotaciones impuestas por los diferentes usos de los locales del edificio a abastecer. Por lo tanto, el primer paso para el cálculo del volumen de los depósitos es el cálculo del consumo diario en el edificio a partir de las dotaciones correspondientes, teniendo especial cuidado en considerar solo los usos que serán abastecidos desde el depósito superior y no incluir aquellos que serán abastecidos en forma directa.

El volumen del depósito superior debe asegurar el consumo diario de los usuarios o habitantes del edificio (volumen doméstico V_d); su volumen no puede ser menor que este. Cuando se está calculando el abastecimiento de un edificio que por su uso o por su envergadura debe tener reserva de agua para combate de incendios, entonces el depósito superior debe incluir también ese volumen (V_i). El volumen de reserva de agua para combate de incendios V_i de edificios destinados a viviendas está estipulado en el Decreto 184/018 en función del número de plantas del edificio. El volumen mínimo es de 5 m^3 .

En consecuencia, el volumen mínimo admisible del depósito superior se calcula como $V_d + V_i$. Por lo general, este volumen no se aumenta, salvo algún caso especial de uso del local (puede ser solicitado explícitamente, en un centro de salud, por ejemplo), puesto que implica no solo un costo en sí mismo por la construcción de un depósito de mayor volumen, sino un incremento (que podría ser significativo) en la carga que se aplicará sobre la estructura de la edificación.

Cuando —como suele ser habitual— el depósito superior tiene un volumen que supera los 4 m^3 , debe ser compartimentado en por lo menos dos recintos. Esto se hace pensando en que cuando se limpie el depósito superior no sea necesario desabastecer totalmente el

edificio durante la operación, sino que se vacíe primero uno de los recintos, se limpie, y recién entonces se inicie el vaciado del recinto adyacente. Cuando la división se hace en dos recintos y con razonable simetría (es lo habitual), el sistema se calcula como si se tratara de un único depósito, pero para cada uno de ambos recintos deben respetarse todas las disposiciones y dotarlos de todos los accesorios y tuberías de entrada y salida necesarias. En cualquier otro caso en que se pierda la simetría, el cálculo de la instalación deberá hacerse teniendo en cuenta cómo llegará el agua y cómo se distribuirá hacia y desde los diferentes depósitos superiores.

El dimensionado del depósito inferior se realiza de modo de acotar el número y la duración de los períodos de elevación desde este al depósito superior. La práctica habitual es dimensionar para tres bombeos diarios, razón por la cual el volumen del depósito inferior se calcula como $V_d/3$ —o, en términos generales, $V_d/(n.º \text{ de bombeos diarios})$ —. Cabe aclarar que se toma el volumen doméstico y no el total, en el entendido de que el volumen de incendios no necesita ser repuesto cada día; para el depósito inferior no rige la obligación de compartimentarlo.

Disposiciones constructivas

Ambos depósitos, el superior y el inferior, deben atenerse a ciertas disposiciones y cumplir con determinados requerimientos más allá de las características de cálculo y constructivas que aseguran que sean recintos perfectamente estancos y adecuados para su función.

Entre estas disposiciones, cualquier depósito debe distar no menos de 0,60 m de cualquier paramento, piso o techo, para permitir su inspección ocular en cualquier momento. La distancia mínima a medianera es de 1,00 m. Debe contar con un rebalse, una tubería de ventilación y una tubería para purga o desagüe.

El dispositivo de entrada de agua al tanque está regulado por la Norma UNIT 559:1983 y se hace por una boca de inspección que se sitúa en la cara superior siguiendo ciertos requisitos que aseguran que la tapa de esta boca no permanece abierta cuando el depósito está en uso, de modo de garantizar la preservación de la potabilidad del agua que contiene. El área máxima fijada por la norma para la boca de inspección es de 314 cm², que equivale a un círculo de 20 cm de diámetro. El hecho de fijar el área máxima apunta a evitar el ingreso de elementos extraños de mayor tamaño, a evitar que se intente limpiar desde allí y, por sobre todo, a evitar accidentes.

Además, debe contar con una entrada lateral (boca de acceso) de un área mínima de 2.800 cm² que inscriba un círculo de diámetro no menor que 60 cm y que debe permanecer cerrada con tapa hermética de hierro fundido que solo se remueve para los operativos de limpieza (que por norma son obligatorios y deben efectuarse al menos una vez por año).

No está de más reafirmar que la tapa de inspección, la boca de acceso, el rebalse, la ventilación, la purga y las tuberías de entrada y salida deben repetirse en cada uno de los compartimentos del depósito superior cuando este está compartimentado (volumen de diseño superior a 4 m³), y que son también elementos necesarios en el depósito inferior.

Ventilación

Cada recinto del depósito superior, así como el depósito inferior, debe contar con una tubería de ventilación que asegure que el interior del depósito se mantiene a presión atmosférica. Esta, a su vez, debe terminar en un sombrerete con rejilla, un dispositivo en U, u

otro que asegure debidamente la protección contra la entrada de insectos, alimañas, polvo y basura en general.

El área mínima de la tubería de ventilación debe ser igual al área de la tubería de salida de ese compartimiento. En la práctica, se adopta 25 mm como diámetro mínimo para la tubería de ventilación.

Rebalse

La tubería de rebalse se coloca para asegurar que, de fallar el dispositivo de corte de la bomba o el flotador del tanque, si continúa entrando agua por la tubería de ingreso al tanque por encima del nivel de diseño esta será evacuada evitando otros riesgos.

Aunque es usual construir la tubería de rebalse en el diámetro comercial inmediato superior al de la tubería de entrada al depósito, la Norma UNIT 559:1983 prescribe que el área del rebalse no debe ser menor que 6 veces la de la tubería de entrada, lo que implica que sea de un diámetro de por lo menos 2,5 veces el de la tubería de entrada al tanque. También la descarga de esta tubería suele protegerse con una criba u otro dispositivo que evite el ingreso de animales u objetos extraños al sistema.

Si bien debe preverse que las descargas de las tuberías de rebalse sean conducidas a la red de desagües, la descarga desde el depósito debe ser libre para que la falla en el sistema se pueda ver más fácil y rápidamente. Es deseable que el tramo vertical de la tubería de rebalse tenga una longitud no menor a 0,50 m.

La tubería de rebalse suele colocarse a nivel del pelo de agua de diseño, pero empieza a trabajar a presión cuando el nivel en el tanque ha subido algunos centímetros por encima del nivel de diseño (dados por la carga necesaria para ponerlo en operación venciendo las pérdidas resultantes de la tubería y sus accesorios —codo, criba, etcétera—).

Franquía o revancha

Por encima del nivel del pelo de agua de diseño debe dejarse una cámara de aire que se recomienda sea de no menos de 30 cm antes de alcanzar la cara interior del techo del tanque.

Pendientes de fondo

La pendiente del fondo de los depósitos debe ser pronunciada y con el punto más bajo en la zona de las tuberías de bajada, en especial las de incendio y purga. Se suele adoptar el valor del 10 %, fijado por la Norma UNIT 559:1983.

Tubería de purga

Cada depósito (superior e inferior) requiere una tubería de desagote o purga con su correspondiente llave de paso, cuya descarga debe ser conducida a la instalación de desagües del edificio.

Ruptor de vacío

El ruptor de vacío es una tubería que se coloca conectada a la tubería de bajada en el primer cambio de dirección pertinente a partir de la llave de paso contigua al tanque. Su función es la de permitir la evacuación de burbujas de aire que en situaciones especiales (por ejemplo, un corte en el suministro de agua) pudieran haber ingresado a la red de distribución del edificio. Asimismo, evita que puedan ocurrir fenómenos

de desifonaje con contaminación de aguas si entra en depresión un artefacto de riesgo como, por ejemplo, un bidé.

En efecto, si se cierra la llave de paso de la tubería de bajada de un tanque, esta queda llena de agua mientras no se use ningún artefacto. Si se abren dos grifos a diferente altura, el más alto permite la entrada de aire y este luego se descarga por el de más abajo. Si el grifo superior estuviera sumergido —en el caso de que fuera, por ejemplo, un bidé con lluvia inferior—, se produciría un sifón que, de haber quedado abierta la llave de paso del bidé, arrastraría el agua desde la taza del artefacto y la haría salir por el grifo abierto más abajo, con el consiguiente riesgo de contaminación de la cañería de agua potable.

Entonces, el ruptor de vacío permite mantener ventilada la tubería de bajada para este caso excepcional, que es, sin embargo, de alto riesgo sanitario. El ruptor debe reingresarse al depósito en la zona de la franquía para asegurar que no sea una vía adicional de posible penetración de alimañas o materiales extraños al sistema. Aunque a veces se sugiere también la práctica de colocar una protección del mismo tipo que la ventilación del depósito, no se trata de una práctica realmente segura.

Entrada y control de nivel superior

El dispositivo de entrada debe ser seguro, para garantizar la calidad del agua del depósito superior. El que se debe usar en nuestro país para todo tipo de tanques está previsto y detallado en la Norma UNIT 559:1983 y permite asegurar que la tapa no pueda ser removida si el depósito está en operación (Figura 7.28).

El cierre del ingreso de agua cuando se alcanza el nivel de diseño en el depósito se hace mediante una válvula de flotador.

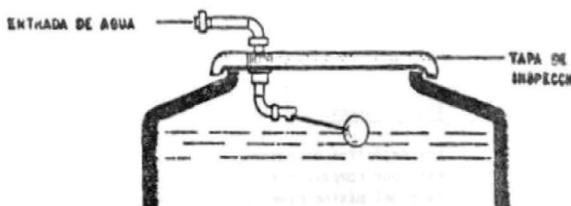


Figura 7.28. Dispositivo de entrada de agua al tanque. Tomada de Norma UNIT 559:1983.

Tubería de abastecimiento del depósito inferior

El caudal mínimo sugerido para el diseño de la tubería de alimentación del depósito inferior es el que resulta de dividir el consumo diario entre 24 horas:

$$Q_{\text{mín dis.}} [L/s] = \frac{\text{Consumo diario } [L/\text{día}]}{24 \times 3600}$$

Pese a que podrían emplearse múltiples criterios, en general esta tubería se dimensiona para conducir instantáneamente un caudal de un 15 % a 25 % mayor que el consumo medio horario del edificio en cuestión, de modo de garantizar el llenado aun si la presión en la red pública tiene períodos prolongados de baja presión:

$$Q_{\text{abast. dep. inf.}} = k_m \cdot Q_{\text{mín dis.}} [L/s] = k_m \times \frac{\text{Consumo diario } [L]}{24 \times 3600}$$

Con k_m entre 1,15 a 1,25

Tuberías de bajada

Cada uno de los recintos donde esté compartimentado el depósito superior debe contar con tubería de bajada para el abastecimiento doméstico, bajada independiente para combate de incendios y tubería de purga (Figura 7.29).

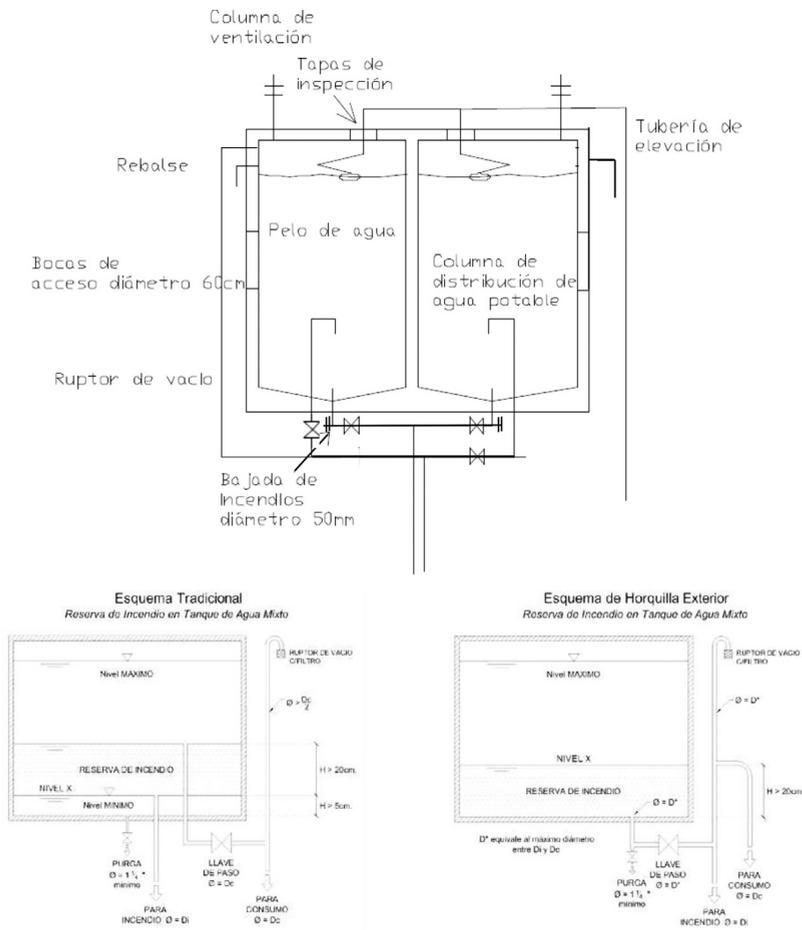


Figura 7.29. Arriba: *Esquema de depósito superior compartimentado*. A partir de Rezzano Aguirre y González, 2009. Abajo: *Detalles de posibles tomas de la bajada de incendio* (según IT-05, DNB, 2016).

El diámetro de la columna de bajada para abastecimiento doméstico se calcula a partir de la distribución de agua en el edificio y la verificación de presiones en los puntos más comprometidos. La columna de bajada para combate de incendios debe ser de material incombustible de por lo menos 65 mm de diámetro ($2\frac{1}{2}$ "), de acuerdo con el Decreto 150/016. El diámetro de la purga suele ser el mismo de la bajada de incendios, aunque se debe verificar que el tiempo de vaciado resultante sea razonable (sin perder de vista que esta operación se realiza rutinariamente solo una vez por año para limpieza del depósito, y extraordinariamente para reparaciones u otro tipo de mantenimiento mayor).

La columna de combate de incendios toma desde el nivel inferior del tanque, desde una altura de unos 10 cm del fondo en el punto más bajo para evitar la entrada de sarro,

sedimentos o depósitos que puedan haberse formado si el tanque no ha tenido un buen régimen de limpiezas y mantenimiento, puesto que en el caso de ocurrir un siniestro la bajada de incendios podría llegar a no cumplir adecuadamente su función.

La columna de bajada para abastecimiento doméstico tiene su toma desde un nivel que permite asegurar el mantenimiento en el depósito superior de la reserva para combate de incendios. Es usual que se materialice con un sifón a esa altura, aunque puede pensarse en otras modalidades de entrada.

4.3.2. Sistema de elevación

El sistema que eleva el agua desde el depósito inferior al superior se materializa con doble equipo de bombeo, donde el juego de llaves de paso debe permitir trabajar indistintamente con cada una de las bombas. Esto asegura que para el mantenimiento de uno de los equipos o, en el peor de los casos, si uno de ellos debe ser retirado para reparación, el edificio no quede desabastecido.

Los equipos pueden colocarse por debajo o por encima del depósito inferior. Si, como sucede habitualmente, están debajo, la toma hacia las bombas se hace desde el punto más bajo del fondo. Cuando, por el contrario, los equipos están por encima del tanque (Figura 7.30), entonces la tubería de toma debe terminar en una válvula de retención con criba para evitar el descebado de la bomba. Aunque en ningún caso es recomendable omitir el cálculo de las pérdidas de carga en la succión, se anticipa que en este caso son más significativas que en el caso anterior.

A su vez, cuando la instalación prevé la colocación de las bombas por encima del tanque, es necesario verificar la condición de funcionamiento para evitar que ocurran fenómenos de cavitación. La altura máxima de succión de un equipo de bombeo está acotada por su posibilidad de cavitarse. Este fenómeno puede darse en el caso de que la instalación se vea sometida a un descenso de la presión absoluta que llegue al valor de la presión de vapor del líquido impulsado. En ese caso, se pueden formar «bolsas» de vapor dentro del flujo en las regiones más deprimidas, que rápidamente se romperán al desplazarse a zonas de presión más alta. Como consecuencia, no solo el funcionamiento será defectuoso e ineficiente, sino que se puede producir daño físico en los equipos.

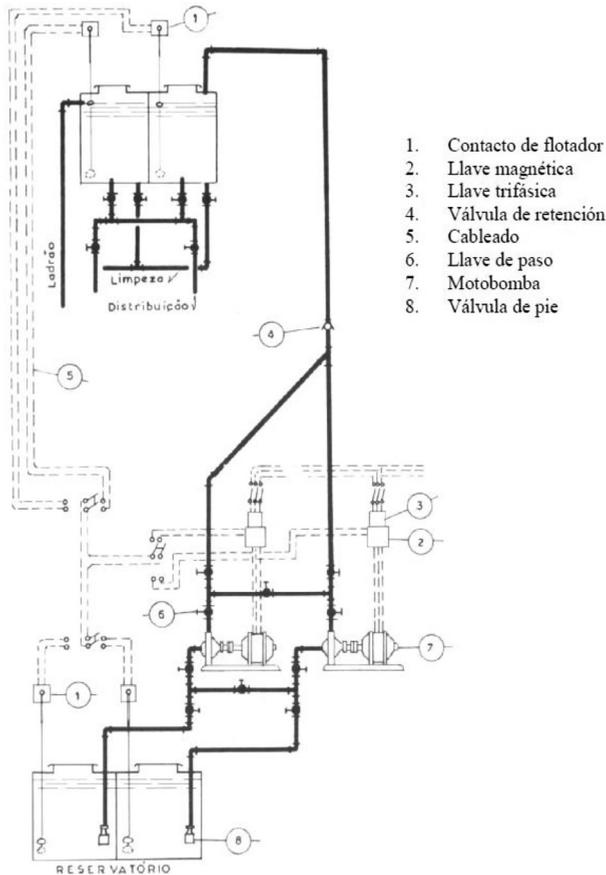


Figura 7.30. Esquema de sistema de elevación. Adaptada de Macintyre, 1996.

Cálculo del caudal de elevación

El caudal a elevar se define una vez que se establece el número de bombeos diarios y su duración. En forma genérica:

$$Q_{imp} = \frac{V_d}{\text{Tiempo de bombeo diario}} = \frac{V_d}{N_{bomb} \times \Delta T_{bomb}}$$

Si bien no es una regla fija, para edificios de viviendas lo habitual es considerar tres bombeos diarios de 1 y ½ horas de duración cada uno. En edificios de oficinas e industrias se emplean tiempos de bombeo mayores, habitualmente de 2 horas, y en hospitales y centros de salud se suelen aplicar bombeos de 3 horas de duración.

Para el caso de un edificio de viviendas, y recogiendo la recomendación efectuada, resulta:

$$Q_{(imp)} = \frac{V_d}{3 \times 1,5 h \times 3600 \frac{s}{h}} [L/s]$$

El hecho de calcular en L/s es solo a fines de disponer este valor para continuar la secuencia de cálculo, pero en general las especificaciones de los equipos de bombeo suelen emplear el caudal en L/h o en m³/h.

Cálculo del diámetro de la tubería de elevación

El diámetro de la tubería de elevación se determina tomando como criterio trabajar en un rango acotado de velocidades, de modo de no generar pérdidas de carga excesivas en la instalación. Para ello suele usarse la fórmula de Forcheimer (Macintyre, 1996), aunque es igualmente válido aplicar un criterio explícito de verificación de la velocidad.

La fórmula de Forcheimer se transcribe a continuación:

$$D [m] = 1,3 Q^{1/2} \cdot X^{1/4}$$

Siendo:

X = % de tiempo diario que se bombea = (Horas de bombeo al día)/24

Q = caudal de bombeo de diseño, en m³/s

En el caso de seleccionar el diámetro a través de la velocidad en la tubería de elevación, suele acotarse la velocidad al intervalo entre 1,1 m/s y 1,3 m/s, aunque la decisión dependerá en cada caso de las pérdidas de carga resultantes del cálculo.

Cálculo de las pérdidas en succión y en elevación

Una vez escogido el material y el diámetro de la tubería de impulsión y definido su trazado, es conveniente elaborar un croquis en perspectiva para no omitir tramos ni piezas en el cálculo.

Si bien lo habitual es considerar las pérdidas localizadas introducidas por piezas especiales empleando el método de las longitudes equivalentes (de las tabla 7.5 a 7.7 se presentan algunas tablas de longitudes equivalentes de piezas), el calculista puede emplear el método de cálculo de su preferencia. Asimismo, el cálculo de las pérdidas por fricción también puede hacerse siguiendo cualquier esquema de cálculo adecuado.

Solo a título ilustrativo, se incluye aquí la fórmula de Hazen-Williams para el cálculo de tuberías a presión, en la cual C es el coeficiente de rugosidad de la tubería.

$$j_{[m/m]} = 10,643 \left(\frac{Q_{[m^3/s]}}{C} \right)^{1,85} \cdot \frac{1}{D_{[m]}^{4,87}}$$

Algunos valores de C para materiales de uso corriente en instalaciones sanitarias son los siguientes:

- Materiales plásticos: 130 a 150 (valor recomendado: 140)
- Hierro galvanizado: 100 a 130 (valor recomendado: 120)
- Cobre: 130 a 140 (valor recomendado: 130)

Si bien las pérdidas en la succión suelen ser muy pequeñas cuando los equipos de bombeo se ubican por debajo del depósito inferior, no deben desestimarse, y menos aún si los equipos de bombeo se ubican por encima de dicho depósito, puesto que aquí aparecerán pérdidas localizadas de importancia, como la válvula de pie con criba.

En la Tabla 7.4 se muestran las piezas más empleadas en las instalaciones sanitarias internas en locales habitacionales, con la designación con que aparecen luego en las tablas siguientes.

Sin desconocer que existe un sinnúmero de referencias bibliográficas que dan información mucho más completa que la que sigue, a los efectos de proporcionar una pequeña guía en la Tabla 7.5 se dan las longitudes equivalentes en diámetros de tubería D.

Luego, en las tablas 7.6 y 7.7, tomadas de la Norma brasileña NBR-7626, se dan las longitudes equivalentes de algunas piezas de uso corriente en instalaciones sanitarias, expresadas en función del diámetro de la tubería para los materiales más usuales: hierro galvanizado (tuberías rugosas pero aptas para uso a la intemperie) y plástico (tuberías lisas pero que no resisten el intemperismo).

Tabla 7.4. *Piezas más frecuentemente empleadas en instalaciones sanitarias internas en locales de uso habitacional.*

A partir de Macintyre, 1996.

Pieza	
	Codo 90° de radio largo
	Codo 90° de radio medio
	Codo 90° de radio corto
	Codo 45°
	Curva 90° R/D = 1,5
	Curva 90° R/D = 1
	Curva 45°
	Entrada a una tubería
	Entrada con embocadura
	Válvula de compuerta abierta
	Válvula de globo abierta
	Válvula de ángulo abierta
	Te de paso directo
	Te de salida lateral
	Té de salida bilateral
	Válvula de pie con criba
	Salida de una tubería
	Válvula de retención liviana (horizontal)
	Válvula de retención pesada (vertical)

Tabla 7.5. Longitudes equivalentes de tubería recta de hierro galvanizado, en función del diámetro de la tubería.

Tomada de Macintyre, 1996.

Pieza	Longitud equivalente
Codo 90°	45 D
Codo 45°	20 D
Curva 90°	30 D
Curva 45°	15 D
Ampliación gradual	12 D
Entrada a una tubería	17 D
Reducción gradual	0,6 D
Válvula de compuerta abierta	8 D
Válvula de globo abierta	350 D
Salida de una tubería	35 D
Te de salida lateral	65 D
Te de paso directo	20 D
Válvula de retención	100 D
Válvula de pie con criba	250 D

Tabla 7.6. Longitudes equivalentes (en m de tubería rectilínea de igual diámetro) de piezas de PVC rígido o cobre, según Norma brasileña NBR 5626:1998.

Pieza	Diámetro nominal (mm) tubería de PVC rígido o cobre										
	15	20	25	32	40	50	60	75	100	125	150
Codo 90°	1.1	1.2	1.5	2.0	3.2	3.4	3.7	3.9	4.3	4.9	5.4
Codo 45°	0.4	0.5	0.7	1.0	1.0	1.5	1.7	1.8	1.9	2.4	2.6
Curva 90°	0.4	0.5	0.6	0.7	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.9	2.1
Curva 45°	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
Te de paso directo	0.7	0.8	0.9	1.5	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	3.3	3.8
Te de salida lateral	2.3	2.4	3.1	4.6	7.3	7.6	7.8	8.0	8.3	10.0	11.1
Te de salida bilateral	2.3	2.4	3.1	4.6	7.3	7.6	7.8	8.0	8.3	10.0	11.1
Entrada normal	0.3	0.4	0.5	0.6	1.0	1.3	1.6	2.0	2.2	2.5	2.8
Entrada c/ embocadura	0.9	1.0	1.2	1.8	2.5	2.8	3.3	3.7	4.0	5.0	5.6
Salida de una tubería	0.8	0.9	1.3	1.4	3.2	3.3	3.5	3.7	3.9	4.9	5.5
Válvula de pie con criba	8.1	9.5	13.3	15.5	18.3	23.7	25.0	26.8	28.6	37.4	43.4
Válvula de retención liviana (horizontal)	2.5	2.7	3.6	4.9	6.8	7.2	8.2	9.3	10.1	12.3	13.9

Válvula de retención pesada (vertical)	3.6	4.1	5.6	7.4	9.1	10.8	12.5	14.2	16.0	19.2	21.4
Válvula de globo abierta	11.1	11.4	15.0	22.0	35.8	37.9	28.0	40.0	42.3	50.9	56.7
Válvula de compuerta abierta	0.1	0.2	0.3	0.4	0.7	0.8	0.9	0.9	1.0	1.1	1.2
Válvula de ángulo abierta	5.9	6.1	8.4	10.5	17.0	18.5	19.0	20.0	22.4	26.2	28.9

Tabla 7.7. Longitudes equivalentes (en m de tubería rectilínea de igual diámetro) de piezas de hierro galvanizado, según Norma brasileña NBR 5626:1998.

Pieza	Diámetro nominal (mm) tubería de hierro galvanizado											
	13	19	25	32	39	51	63	75	100	125	150	200
Codo 90° radio largo	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3
Codo 90° radio medio	0.4	0.6	0.7	0.9	1.1	1.4	1.7	2.1	2.8	3.7	4.3	5.5
Codo 90° radio corto	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.7	2.0	2.5	3.4	4.2	4.9	6.4
Codo 45°	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9	1.2	1.5	1.9	2.3	3.8
Curva 90° R/D = 1,5	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	1.0	1.3	1.6	1.9	2.4
Curva 90° R/D = 1	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.0	1.3	1.6	2.1	2.5	3.3
Curva 45°	0.2	0.2	0.2	0.3	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.3
Entrada normal	0.2	0.2	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.6	2.0	2.5	3.5
Entrada c/ embocadura	0.4	0.5	0.7	0.9	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0
Válvula de compuerta abierta	0.1	0.1	0.2	0.2	0.3	0.4	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.4
Válvula de globo abierta	4.9	6.7	8.2	11.3	13.4	17.4	21.0	26.0	34.0	43.0	51.0	67.0
Válvula de ángulo abierta	2.6	3.6	4.6	5.6	6.7	8.5	10.0	13.0	17.0	21.0	26.0	34.0
Te de paso directo	0.3	0.4	0.5	0.7	0.9	1.1	1.3	1.6	2.1	2.7	3.4	4.3
Te de salida lateral	1.0	1.4	1.7	2.3	2.6	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10.0	13.0
Te de salida bilateral	1.0	1.4	1.7	2.3	2.6	3.5	4.3	5.2	6.7	8.4	10.0	13.0
Válvula de pie con criba	3.6	5.6	7.3	10.0	11.6	14.0	17.0	20.0	23.0	30.0	39.0	52.0

Salida de una tubería	0.4	0.5	0.7	0.9	1.0	1.5	1.9	2.2	3.2	4.0	5.0	6.0
Válvula de retención liviana (horizontal)	1.1	1.6	2.1	2.7	3.2	4.2	5.2	6.3	8.4	10.4	12.5	16.0
Válvula de retención pesada (vertical)	1.6	2.4	3.2	4.0	4.8	6.4	8.1	9.7	12.9	16.1	19.3	25.0

Especificaciones de los equipos de bombeo

Los equipos se especifican según su caudal y la carga a vencer, la cual se compone del desnivel geométrico más las pérdidas en la succión y la impulsión. A pesar de que el funcionamiento del mando automático del sistema de elevación acote los rangos de variación de niveles dentro de los depósitos, es usual emplear el máximo desnivel geométrico posible, es decir, asumir el depósito inferior casi vacío y el depósito superior lleno para el cálculo del desnivel geométrico a vencer, teniendo en cuenta que el ingreso del agua al tanque superior se realiza por su techo.

La potencia de los equipos no forma parte de las especificaciones que los definen, pero es un cálculo que habitualmente se hace pues servirá como insumo para el proyecto de acondicionamiento eléctrico del edificio. Se puede obtener como:

$$P[kW] = \frac{\gamma QH}{1000\eta}$$

Siendo:

γ = peso específico del agua, en N/m^3

Q = caudal de impulsión, en m^3/s

H = carga a vencer, en m: H geométrica + H succión + H impulsión

η = rendimiento, en tanto por uno (para estos equipos suele ser entre 0,5 y 0,6)

O bien:

$$P[CV] = \frac{\gamma QH}{75\eta}$$

Siendo:

γ = peso específico del agua, en kgf/m^3

Q = caudal de impulsión, en m^3/s

H = carga a vencer, en m: H geométrica + H succión + H impulsión

η = rendimiento, en tanto por uno (para estos equipos suele ser entre 0,5 y 0,6)

A los efectos prácticos, se suele informar la potencia en HP (1 CV \approx 1 HP) o en kW (1 HP \approx 735 W).

4.4. Distribución de agua

4.4.1. Pautas generales

A la hora de llevar tuberías de agua a presión dentro del padrón y dentro de cada unidad habitacional, suele ser mucho más sencillo hacer los cálculos de dimensionado y verificación que tomar algunas definiciones en materia de trazados.

Algunos aspectos que se deben tener en cuenta al definir los recorridos de las tuberías de elevación y distribución son los siguientes:

- El recorrido geoméricamente más corto no tiene por qué ser el más favorable, pues puede implicar el empleo de mayor cantidad de piezas especiales o de materiales hidráulicamente menos eficientes.
- Cuando se trata de un edificio en propiedad horizontal, las tuberías de elevación y distribución deben ubicarse fuera de la propiedad privada, en espacios comunes o a lo sumo de uso común (ver Figura 7.31).
- Las llaves de paso que permiten cortar el abastecimiento a cada unidad habitacional deben ubicarse fuera de ellas, en espacios comunes o de uso común, de modo de permitir su maniobra sin acceder a la unidad en caso de emergencia.
- Se debe evitar llevar tuberías de agua por muros divisorios y medianeros.
- Se debe evitar llevar tuberías de agua por locales secos.
- Las tuberías de agua, por lo general, se colocan en los muros entre unos 0,50 m y 0,60 m del pavimento por encima del nivel de piso. Esto debe tenerse en cuenta, también, al prever los despieces y calcular las pérdidas de carga.
- Cuando es necesario llevar las tuberías por pavimento, se debe preferir acompañar la traza de los muros.
- En ningún caso las tuberías de distribución deben atravesar los pavimentos de los locales que recorren, sean estos húmedos (cocina y baño) o no.
- Las tuberías de agua no deben atravesar ni subestaciones de transformación ni salas de generador eléctrico.

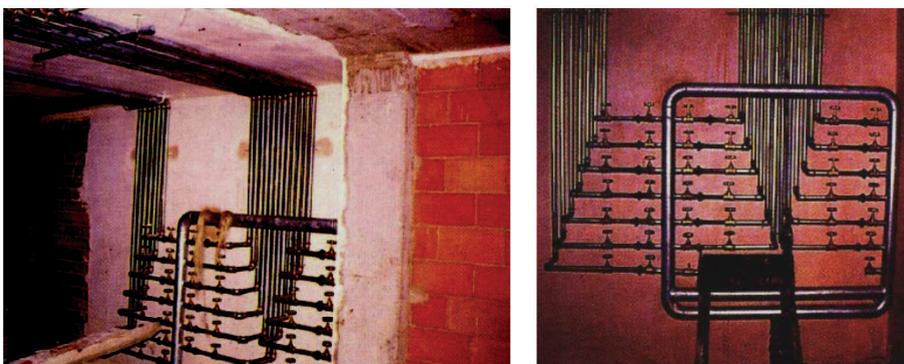


Figura 7.31. Distribución de ramales individuales con llave de paso desde línea principal.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Con respecto al dimensionado de las tuberías de distribución dentro de un edificio, este debe llevarse a cabo desde el extremo de cada tubería (el último grifo o punto a abastecer) hacia atrás, teniendo presente siempre las demandas a satisfacer aguas abajo del punto

considerado. Una rápida consideración cuantitativa acerca de atender el máximo consumo posible muestra que se trata de un método que conduce al sobredimensionado —y, en consecuencia, al sobre costo de las instalaciones—, dejando capacidad ociosa durante la mayor parte del tiempo. El esquema conceptual de diseño se orienta entonces a satisfacer el consumo máximo probable y no el máximo posible; es lo que se conoce como «criterio de las simultaneidades». Para efectuar el predimensionado de las tuberías de distribución, se recomienda emplear las recomendaciones de Macintyre (1996) a propósito de velocidades máximas y de caudales máximos de diseño recomendables para tuberías de distribución de agua potable (ver Tabla 7.8).

Tabla 7.8. *Caudales y velocidades máximas recomendados para tuberías de distribución de agua potable.*

Tomada de Macintyre, 1996.

Diámetro nominal		Velocidad máxima recomendada (m/s)	Caudal máximo recomendado (L/s)
mm	pulgadas		
15	½	1,60	0,2
20	¾	1,95	0,6
25	1	2,25	1,2
32	1 ¼	2,5	2,5
40	1 ½	2,5	4,0
50	2	2,5	5,7
60	2 ½	2,5	8,9
75	3	2,5	12,0
100	4	2,5	18,0

4.4.2. Criterio de las simultaneidades

El criterio de las simultaneidades basa el dimensionado de las tuberías de distribución en el análisis de las probabilidades de uso simultáneo de diferentes artefactos dentro de un local húmedo, dentro de una misma vivienda, dentro de diferentes viviendas en un mismo edificio.

A medida que el nivel de generalización aumenta —y, por ende, el número de artefactos involucrados—, las probabilidades de uso simultáneo se reducen, más aún si se tiene en cuenta que la mayoría de los artefactos tienen un tiempo de funcionamiento reducido (a excepción, principalmente, de la ducha, la carga de la cisterna, el lavarropas y el lavavajillas).

Con este razonamiento, se comienza por discutir cuál es el número máximo de aparatos que es sensato pensar que funcionen a la vez en un mismo local húmedo en una vivienda, atendiendo sus características (en particular, el número de dormitorios y de baños y su equipamiento). Así, se eligen los diámetros de las tuberías dentro del local en cuestión (baño o cocina), de modo de que a cada artefacto se le asegure su caudal de funcionamiento y que a cada tramo que sirve a más de un artefacto se le asegure el caudal de simultaneidad antes discutido en función del número de artefactos que es creíble esperar que funcionen simultáneamente en el tramo.

Hecho esto, la tubería de entrada a ese local debe dimensionarse con el caudal de simultaneidad que lo representa, que en la jerga del método es ahora el caudal «del conjunto» considerado. Por este método se analizan todos y cada uno de los locales húmedos dentro de la vivienda por separado, y cada uno queda representado por un caudal que es el que hay que proveer en la tubería de entrada a este.

En la etapa siguiente se analiza la probabilidad de simultaneidad de uso en diferentes locales (en diferentes «conjuntos») dentro de la vivienda, y de acuerdo a esta probabilidad se asigna a la tubería que sirve a esos varios conjuntos el caudal de simultaneidad que le corresponde.

Una vez estudiadas todas las tuberías dentro de una misma vivienda, la tubería de entrada a esta es dimensionada para un cierto caudal que es representativo de ella. De aquí en adelante, cada vivienda pasa a ser «un conjunto».

Para el análisis de simultaneidad en la etapa que sigue, se consideran las probabilidades de uso de distintos conjuntos a la vez; cuanto mayor es el número de conjuntos a considerar, menor probabilidad de uso simultáneo les corresponde. Con este razonamiento se va «retrocediendo» en las tuberías de distribución, hasta llegar a la bajada del depósito superior, a la que corresponde un caudal que es representativo del consumo del total del edificio en las hipótesis de uso simultáneo de artefactos asumidas.

Para dimensionar el abastecimiento a diferentes conjuntos domésticos, se suelen emplear tablas de probabilidades de uso simultáneo. No es recomendable trabajar con coeficientes de simultaneidad inferiores al 20 %.

La Tabla 7.9 es una de las posibles tablas que resultan de aplicar las fórmulas de cálculo para condiciones habituales en edificios destinados a viviendas.

Tabla 7.9. *Ejemplo de coeficientes de simultaneidad.*

N.º de conjuntos	2	3	4 a 7	8 a 10	11 a 20	21 a 30	31 a 40
% de simultaneidad	100	67	50	37	30	25	22

La Tabla 7.10 que sigue da los caudales típicos de distintos artefactos.

Tabla 7.10. *Caudales típicos de distintos artefactos.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Artefacto	Caudal (L/s)
Lavamanos	0,10
Bañera	0,20
Ducha	0,10
Bidé	0,10
Inodoro con cisterna	0,10
Inodoro con válvula de flujo	2,00
Pileta de cocina	0,15
Lavarropas	0,20
Mingitorio de descarga continua	0,05
Mingitorio de descarga discontinua	0,10

A modo de ejemplo, en la Tabla 7.11 se dan los caudales de simultaneidad con que se suelen caracterizar ciertos conjuntos habituales.

Tabla 7.11. *Caudales típicos de algunos conjuntos (criterio de simultaneidades).*

Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Descripción del conjunto	Aparatos a considerar funcionando simultáneamente	Caudal a prever (L/s)
Un baño completo	Lavamanos, cisterna y ducha (3 artefactos)	0,30
Un baño + una cocina	Baño (3 artefactos) + pileta de cocina	0,45
Un baño + una cocina + un baño de servicio	Baño (3 artefactos) + pileta de cocina + cisterna	0,55
Dos baños completos	Dos duchas + lavamanos + cisterna (4 artefactos)	0,40
Dos baños + una cocina	Dos baños (4 artefactos) + pileta de cocina	0,55

4.4.3. Método de los pesos

Es una simplificación del criterio de cálculo anterior que, obedeciendo a sus premisas básicas, sustituye cada artefacto a servir por un coeficiente de ponderación (un «peso»). Este método es el que aplica la Norma brasileña NBR 5626/1998 para el cálculo de tuberías de distribución en instalaciones sanitarias internas. La mecánica del cálculo se hace más simple, pero debe tenerse siempre presente que este método es una mera simplificación del criterio de las simultaneidades que no modifica en modo alguno el razonamiento de base sobre el que se apoya el dimensionado de las tuberías de distribución.

De acuerdo con este esquema de cálculo, el caudal en una tubería está definido por los pesos de los artefactos que están aguas abajo del punto considerado, según la siguiente fórmula:

$$Q [L/s] = 0,30 \sqrt{\sum P_i}$$

Los pesos de los diferentes artefactos que suelen formar parte de una instalación sanitaria habitual se transcriben en la Tabla 7.12.

El esquema de cálculo es el mismo que el planteado en el cálculo por simultaneidad: se recorre la tubería desde el final hacia atrás y en cada tramo a dimensionar se verifica qué artefactos a servir están aguas abajo del punto en consideración; esos son los pesos que se suman para determinar el caudal del tramo.

Tabla 7.12. Pesos de artefactos sanitarios.
Tomada de Norma NBR 5626/1998.

Artefacto	Peso
Lavamanos	0,3
Bañera	1,0
Ducha	0,4
Bidé	0,1
Inodoro con cisterna	0,3
Inodoro con válvula de flujo	32
Bebedero	0,1
Pileta de cocina	0,7
Lavaplatos	1,0
Pileta para lavar ropa	0,7
Lavarropas	1,0
Mingitorio de descarga continua, por metro o por aparato	0,3
Mingitorio de descarga discontinua	0,3
Grifo para riego o limpieza	0,4

4.4.4. Instalación de agua caliente

La instalación de agua caliente suele ser individual en cada unidad habitacional, pero también pueden realizarse instalaciones centrales de agua caliente cuando las características de uso del edificio lo ameritan. Es frecuente en clubes deportivos, hoteles, residencias estudiantiles y, en general, en locales de responsabilidad de un único dueño.

Cuando la instalación es individual, el método de cálculo es muy simple: se diseña considerando aguas abajo del calentador un único artefacto funcionando (el de mayor caudal), ya que, en una instalación individual típica, de acuerdo a nuestra idiosincrasia, la probabilidad de tener dos artefactos utilizando agua caliente simultáneamente es mínima.

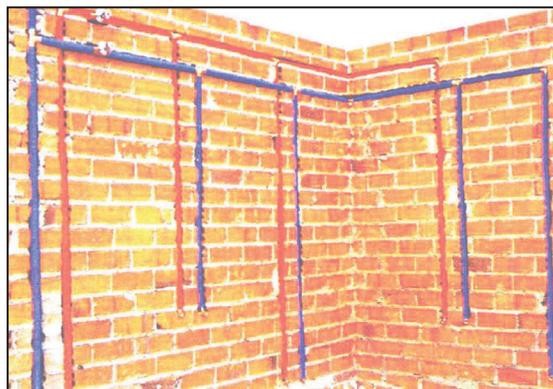


Figura 7.32. Instalación de tuberías de agua fría y de agua caliente.
Tomado de Asensio Cerver, 1995.

Por lo regular, no es imprescindible considerar la modificación de la fricción al bajar la viscosidad del agua debido al incremento de temperatura, ya que usualmente se trata de trazados de pequeña longitud. En el cálculo de las pérdidas de carga, se asume que el dispositivo de calefón eléctrico en su conjunto incluye en la línea una pérdida localizada equivalente a aproximadamente 5 m de tubería de polipropileno de 13 mm.

4.4.5. Verificación de puntos más comprometidos

Una vez efectuado un dimensionado primario de la instalación interna que se está diseñando, es menester efectuar dos verificaciones acerca de la funcionalidad de la instalación en sus puntos más comprometidos con relación a la presión —puesto que, si el dimensionado ha sido correcto, el caudal que se ha juzgado oportuno abastecer debería estar ya garantizado en cada tramo—.

Las dos verificaciones son:

- No exceder en ningún punto una presión de 5 kg/cm² (50 m.c.a.) y, deseablemente, no pasar de 3,5 kg/cm² (35 m.c.a., valor que es obligatorio respetar en Montevideo).
- Garantizar la presión mínima de servicio de todos los artefactos en cada uno de ellos y, en particular, asegurar una presión mínima de 0,1 kg/cm² (1 m.c.a.) en todas las duchas.

La primera verificación solo es necesaria en edificios suficientemente altos como para que pueda existir una columna de entre 35 y 50 m.c.a. actuando sobre un artefacto. La verificación se lleva a cabo en la planta más baja del edificio que tiene puntos de abastecimiento y siguiendo el camino hidráulicamente más directo (el de menor pérdida de carga) hasta el artefacto más comprometido; la verificación se hace considerando solamente el caudal de ese artefacto. De suceder que una parte de la instalación esté sometida a presiones por encima de lo admisible, será necesario o bien modificar su concepción colocando depósitos intermedios, o bien prever la colocación de válvulas de reducción de presión que lleven los valores esperados al rango admisible.

La segunda verificación se efectúa en la planta más alta del edificio que tenga puntos de abastecimiento y, en especial, debe verificarse la ducha hidráulicamente más comprometida (aquella a la que el agua accede luego del recorrido con mayor pérdida de carga); en este sentido, siempre debe escogerse el camino que incluye el pasaje por el calentador de agua, que se comporta como una pérdida localizada. Se debe lograr asegurar una presión mínima disponible de 1 m.c.a. en la ducha más comprometida, la que debe evaluarse como la diferencia entre la carga disponible por desnivel geométrico (la ducha se considera a 2 m sobre el piso y el depósito elevado, de existir, se considera en la condición de nivel mínimo) y las pérdidas de carga debidas a pérdidas distribuidas y localizadas en todo el trayecto entre la salida del depósito o el punto de conexión y la descarga de la ducha desde la roseta.

Algunas veces aparecen en pliegos de licitaciones requerimientos de presión mínima a satisfacer a la entrada de cada vivienda y no en cada artefacto de la instalación (obviamente, los valores requeridos son mayores).

El Digesto Municipal de Montevideo incluye dos disposiciones que facilitan lograrlo:

Artículo R.1718.10 (Diámetros mínimos en alimentación derivada por gravedad). Para el abastecimiento de agua derivada por gravedad en el último piso de cualquier construcción y cualquiera sea el material utilizado, el diámetro mínimo del circuito de distribución será de 25 mm. o de $\frac{3}{4}$ " nominal, de acuerdo al tipo de tubo que se utilice, hasta la derivación del aparato que alimente; salvo que se justifique adecuadamente con un cálculo hidráulico, que un diámetro menor en la

tubería de distribución es suficiente, para asegurar la alimentación correcta de los aparatos que son abastecidos por la misma.

En el caso de que el abastecimiento en este piso sea directo, también se debe respetar el diámetro mínimo de 19 mm.

Artículo R.1718.15 (Cota de fondo de depósito de reserva elevado). En caso de que exista alimentación desde un depósito de reserva elevado el fondo del mismo deberá ubicarse a una distancia mínima de la toma de consumo más comprometida (p.ej. pico de ducha) de 2.50 metros.

El trazado de dicha instalación deberá ser el adecuado para no generar pérdidas de presión excesivas.

4.5. Tanque hidroneumático

4.5.1. Usos

Cuando se requiere presurizar una instalación de distribución de agua y a la vez se desea o es necesario evitar colocar un tanque de reserva elevado —en casos en que este planteo es posible sin contradecir las reglamentaciones vigentes—, se emplea un tanque hidroneumático (Figura 7.33). Se trata de un depósito metálico cilíndrico en cuyo interior se mantiene agua a presión.

El tanque hidroneumático debe estar equipado con un compresor de aire que compense las pérdidas de aire que se originan de su mezcla con el agua.

Un sistema de bombeo aspira desde un tanque de reserva e impulsa el agua dentro de un depósito metálico. Al subir el nivel del agua, comprime el aire existente en el tanque hasta una presión máxima. El agua presurizada fluye alimentando la instalación, disminuyendo de ese modo la presión del aire en el tanque (ver Figura 7.34). Un presostato interrumpe y reinicia el bombeo, de acuerdo con los valores máximos y mínimos de presión de aire prefijados. Entonces, el volumen útil de agua con que trabaja el tanque será el complemento de ese volumen mínimo de aire cuando el sistema está presurizado.

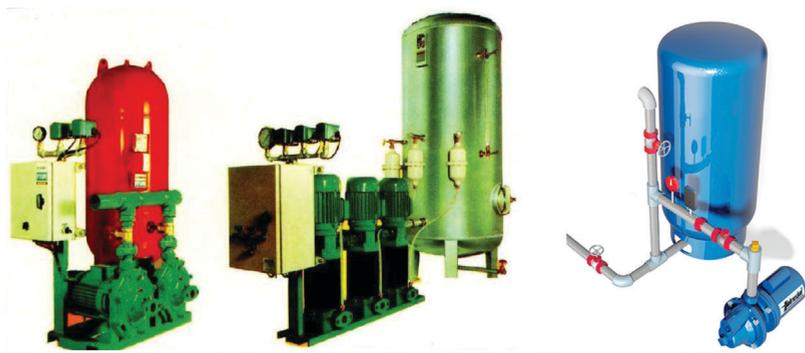


Figura 7.33. *Tanque hidroneumático.*
Tomada de catálogos comerciales.

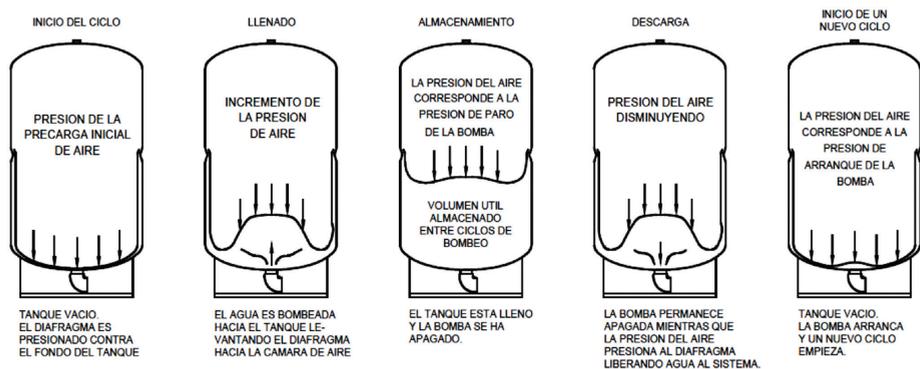


Figura 7.34. Ciclo de funcionamiento de un tanque hidroneumático. Tomada de http://www.hidrostal.com.pe/pag%20bombas/L1/equipo_hidroneumatico_champion.html

El fundamento para el funcionamiento del tanque hidroneumático radica en que, a temperatura constante, los volúmenes ocupados por un gas son inversamente proporcionales a la presión a la que está sometido:

$$P_1 V_1 = P_2 V_2 = \text{constante}$$

La capacidad del tanque se fija en función de la presión máxima necesaria y del caudal máximo simultáneo. En general, se puede definir la capacidad del tanque igual a un 20 % o 30 % del consumo diario del local a servir, si el objeto es presurizar una instalación de abastecimiento. Cuando se trata de servir una bomba presurizadora, por ejemplo, en una instalación de combate de incendios, se suele seguir la recomendación del fabricante para el conjunto depósito hidroneumático-bomba.

Valores orientativos para el volumen del tanque hidroneumático se pueden obtener a partir del principio básico de funcionamiento. La estimación del volumen total del tanque hidroneumático se puede efectuar a partir de distintos métodos. En lo que sigue, se citan dos de ellos, sin que esto excluya otros posibles métodos de cálculo.

Según Nickelsporn (en Macintyre, 1996), V_t se calcula como:

$$V_t (L) = 10 * Q_{bomba} (L/min)$$

$$V_t (L) = \frac{30 Q_{bomba} (L/min)}{N} \frac{P_a}{P_a - P_e} \text{ se obtiene como:}$$

Siendo:

V_t volumen total del tanque hidroneumático

Q_{bomba} caudal de la bomba, debe tomarse como el consumo máximo probable del local a abastecer, multiplicado por un factor de seguridad de 1,15 a 1,25.

N número de encendidos de la bomba en una hora (6 a 10).

P_e presión de encendido de la bomba (presión mínima).

P_a presión de apagado de la bomba (presión máxima).

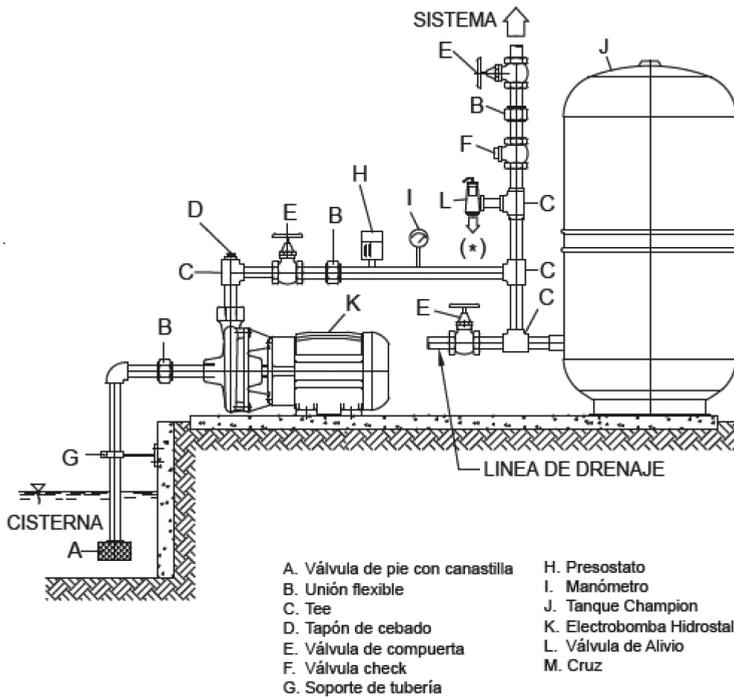


Figura 7.35. Esquema de instalación de un tanque hidroneumático.
 Tomada de http://www.hidrostral.com.pe/pag%20bombas/L1/equipo_hidroneumatico_champion.html

4.5.2. Ventajas y desventajas del empleo de tanque de reserva elevado y de tanque hidroneumático

Esta comparación solo se refiere al objetivo de presurizar una instalación con un depósito elevado fijo o con un tanque hidroneumático. El caso típico corresponde a tener espacio suficiente para un depósito inferior en un edificio de baja altura y discutir si es más conveniente construir un depósito elevado o instalar un tanque hidroneumático. Por cierto, cuando el edificio en cuestión tiene más de cuatro plantas, el depósito elevado resulta ser de obligatoria construcción a los efectos de garantizar una reserva de agua potable de por lo menos 24 horas, por lo que en ese caso esta discusión carece de sentido desde el punto de vista de garantizar el abastecimiento de agua. Las principales ventajas y desventajas se sintetizan en la Tabla 7.13.

Tabla 7.13. Ventajas y desventajas de tanque de reserva e elevado y tanque hidroneumático.

Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

	Ventajas	Desventajas
Tanque de reserva elevado	Seguridad de provisión de agua aun con falta de energía. Menor consumo de energía en el bombeo.	Posible perturbación de la arquitectura. Carga importante para la estructura.
Tanque hidroneumático	La reserva puede ubicarse en cualquier lugar del local.	Las bombas son de mayor caudal, mayor costo y mayor consumo. Para asegurar el suministro en todo momento se debe instalar un grupo electrógeno.

5. Instalaciones para combate de incendios en edificios

5.1. Generalidades

Cuando se diseña la instalación de combate de incendios de un local, se parte de dos premisas básicas:

1. El incendio ocurre en forma accidental (es decir, las instalaciones no se diseñan contra incendios intencionales, sabotajes, atentados, etcétera).
2. Hay un único foco ígneo (esto es consecuencia directa de lo anterior, puesto que en un incendio accidental dentro de un local las probabilidades de tener varios focos simultáneos que comiencen en el mismo instante son muy bajas).

Los factores que permiten que el fuego se origine y se propague sin extinguirse son tres: el combustible, el comburente (el oxígeno del aire, en general) y la temperatura. Los agentes de extinción actúan sobre alguno de los tres factores, o sobre los tres, o sobre su coexistencia en el espacio y el tiempo.

Existe una diversidad de formas de prever el combate de incendios en edificios. Normalmente, están vinculadas al destino del edificio, a su área edificada, a su altura y a otras características generales.

Algunos elementos de combate deben necesariamente ser tenidos en cuenta en la etapa de proyecto, más allá de que en nuestro país todas las autorizaciones de las previsiones e instalaciones para combate de incendios están a cargo de la Dirección Nacional de Bomberos (DNB), que puede requerir modificaciones o elementos adicionales. En lo que sigue, solo se alude al caso de la instalación fija de agua para combate de incendios. Sus requerimientos están estipulados en los decretos vigentes (decretos 184/018 y partes no derogadas de los decretos 260/013 y 150/016) y en las instrucciones técnicas (IT) vigentes, que se pueden descargar del sitio oficial de la DNB (<https://bomberos.minterior.gub.uy/index.php/2-uncategorised/1245-descargar-instructivos-tecnicos>). Los decretos indican también otras pautas de prevención y actuación que son de aplicación en función de las características y destino de los locales/espacios.

5.2. Categorización de locales

El Decreto 150/016 y la IT-00 definen 12 categorías de locales según su destino, que designan de la A a la M, y dentro de cada una de ellas marcan subcategorías relacionadas o con el porte de la instalación o con otra característica que implique un cambio en las medidas de prevención y combate de incendios a implementar en el lugar.

A los efectos de estas notas, que se orientan a uso habitacional, corresponde señalar que los siguientes casos están exceptuados del requisito de autorización de la DNB:

- Viviendas destinadas a ser habitadas por un único núcleo familiar.
- Viviendas colectivas de hasta un nivel sobre planta baja, en las que sus unidades posean salida directa a la vía pública o a calles internas que cumplan con lo establecido en la IT de Accesos de Vehículos de Emergencia. Según la IT-01 de la DNB, esto se refiere a requisitos tales como largo y altura del portón de entrada y de la vía de acceso, indicación de altura mínima libre, cuando fuera el caso, largo y ancho del área de estacionamiento o localización de la placa de prohibición en el área de estacionamiento, destinado a los vehículos de emergencia, entre otros
- Viviendas colectivas con salida a la calle por medido de pasillo de longitud menor a 30 metros considerada desde la línea frontal del predio hasta el acceso a la última unidad.

En cuanto a viviendas colectivas, las subcategorías que se establecen son 4:

A-1 Vivienda colectiva: hasta un piso adicional a planta baja.

A-2 Vivienda colectiva: hasta 3 pisos adicionales a planta baja.

A-3 Vivienda colectiva: hasta 7 pisos adicionales a planta baja.

A-4 Vivienda colectiva: cuando supere los límites establecidos en la categoría precedente.

El número de pisos debe traducirse a una altura en m, considerando la definición de altura de la edificación dada en la IT-03:

Altura de Edificación: Medida en metros entre el punto que caracteriza la salida al nivel de descarga, sobre la proyección del paramento externo de la pared de la edificación, al piso del último nivel, excluyéndose áticos, salas de máquinas, depósitos de agua, etc. En los casos donde los subsuelos tengan ocupación distinta, de estacionamiento de vehículos, vestuarios, instalaciones sanitarias o similares, dependencias sin aprovechamiento para cualquier actividad o permanencia humana, la medición de la altura será a partir del piso más bajo del subsuelo ocupado (ver artículo 23, del Reglamento de Protección Contra Incendio).

Así, resulta la categorización de la Tabla 7.14.

Tabla 7.14. Clasificación de construcciones y áreas de riesgo según ocupación. Grupo A. Destino: vivienda.
Tomada de Decreto 150/016.

Categoría	Descripción	Ejemplos
A-1	Tipo I $H \leq 6$	Vivienda colectiva, desarrollada con hasta un nivel adicional a planta baja.
A-2	Tipo II $6 < h \leq 12$	Vivienda colectiva con hasta 3 niveles adicionales a planta baja.
A-3	Tipo III $12 < h \leq 23$	Vivienda colectiva con hasta 7 niveles adicionales a planta baja.
A-4	Tipo IV y V $23 < h$	Vivienda colectiva que supera los límites establecidos en la categoría precedente.

5.3. Elementos de una instalación fija de agua para combate contra incendios en edificios destinados a viviendas

El combate de incendios con agua es adecuado en muchas circunstancias y su aplicación se puede materializar de diferentes maneras. El fundamento del uso de agua estriba en su elevado calor específico, que favorece los procesos de enfriamiento, más que en el abatimiento del oxígeno disponible en las zonas de fuego por su sustitución por vapor de agua —que también ocurre—. Además, por lo general, suele existir buena disponibilidad de agua a bajo costo.

El agua puede emplearse en chorros (es el caso más habitual en viviendas, donde lo que se prevé en caso de siniestro es el uso de mangueras; a veces, se los designa también como «chorros compactos»); por aspersión (es el caso de los rociadores o *sprinklers*, que aplican una lluvia de agua para abatir el fuego; suelen emplearse en los pisos más altos de edificios de viviendas, en locales públicos como salas de teatro, habitaciones de hoteles, etcétera); bajo forma de emulsiones o nieblas que aplican el agua en forma de partículas muy finas (suele aplicarse para combate de fuego en gases o líquidos inflamables).

Las exigencias que debe cumplir la instalación fija de agua para el combate de incendios en un edificio de uso habitacional dependen fuertemente de las características de este, muy especialmente del área edificada y de su altura.

Los principales elementos que constituyen una instalación fija de agua para combate de incendios son los siguientes:

- Reserva de agua
- Boca de incendio exterior (BIEx)
- Bocas de incendio equipadas (BIE)
- Cañerías
- Mangueras
- Punteros
- Válvulas para toma de agua
- Bomba presurizadora
- Rociadores

Las exigencias y dimensionado de algunos de estos elementos varían en función de las características de la edificación, en particular de su altura.

5.3.1. Reserva de agua

En edificios destinados a viviendas, el volumen necesario de reserva de agua depende del área edificada. De acuerdo con la IT-05, el valor mínimo admisible es de 5 m^3 para área edificada de hasta 2.500 m^2 , de 5 m^3 si el área edificada está entre 2.501 y 5.000 m^2 , etcétera.

5.3.2. Boca de incendio exterior

La boca de incendio exterior (BIEx) es el punto de conexión que tendrán los bomberos para combatir un siniestro. Consiste en una prolongación de diámetro igual o mayor que el de la tubería principal, con encastres compatibles con uniones tipo Storz de 65 mm ($2\frac{1}{2}''$) y válvula de retención orientada hacia el sistema.

Pueden ser de tipo columna o, en su defecto, ubicarse en la vereda. Cuando la BIEx es de tipo columna (IT-05),

puede ser instalada en la fachada principal de la edificación o en el muro de la divisoria con la calle, con sistema de apertura en dirección a la calle y para abajo en un ángulo de 45° y a una altura de entre $0,6\text{m}$ y 1m (figura 1) en relación al nivel de vereda. La localización de la boca de incendio exterior debe permitir la aproximación del vehículo de incendio para el recalque de agua.

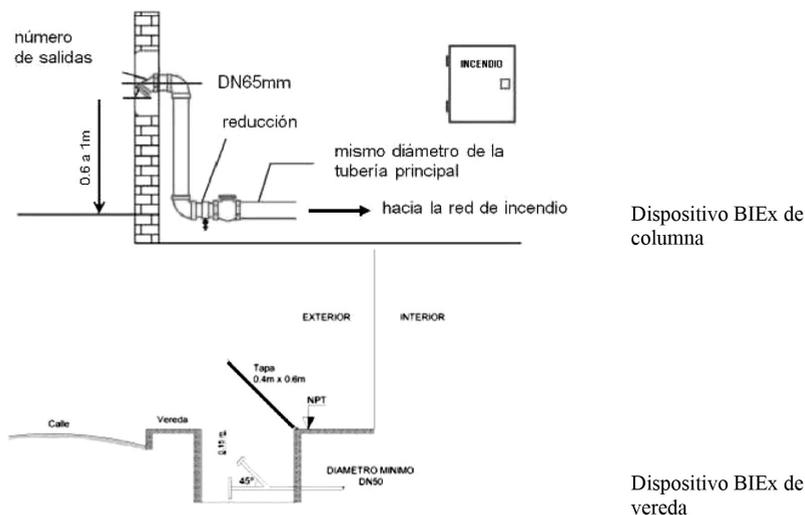


Figura 7.36. Bocas de incendio exteriores (BIEx). Tomada de IT-05, DNB.

5.3.3. Bocas de incendio equipadas

Las tomas de agua o las bocas de incendio equipadas (BIE) se deben ubicar de modo que cualquier punto del área a ser protegida sea alcanzado como mínimo por el chorro de agua de una boca de incendio, considerando la longitud de la manguera a través de su trayecto real y considerando un alcance del chorro de agua de 10 m , ubicando el puntero de forma horizontal a 1 m de altura del suelo. Para eso, es necesario que haya contacto visual sin barreras físicas a cualquier parte del ambiente luego de entrar por lo menos 1 m a cualquier habitación.

Las BIE serán de pared o columna. En particular, al definir su ubicación se debe tener en cuenta que las BIE:

- Deben estar a no más de 5 m de las puertas externas, escaleras y/o accesos principales (de acuerdo al proyecto de vías de salidas de emergencia) del área a ser protegida.
- Se deben instalar en posiciones centrales de las áreas a proteger.
- Se deben instalar fuera de cajas de escaleras o antecámaras de humo.
- Deben situarse a una altura de entre 1 m y 1,5 m sobre el nivel del piso.
- En edificaciones de más de 2 niveles, se deben instalar en cada nivel.

Las características técnicas del equipamiento mínimo de las BIE dependen de su tipo, según se detalla en la Tabla 7.15 (solo se incluyen las BIE tipos 1 y 2, que son las que corresponden a edificios destinados a viviendas).

Tabla 7.15. Equipamiento de las bocas de incendio (BIE) de acuerdo al tipo de sistema.

Tomada de IT-05, DNB.

Materiales	Tipo 1	Tipo 2
Caja o nicho	Sí	Sí
Manguera de incendio plegable No		Sí (45 mm)
Válvula globo y uniones de encastre rápido tipo Storz	No	Sí
Puntero multipropósito	Sí (25 mm)	Sí (45 mm)
Manguera semirrígida con carretel axial y manómetro	Sí (25 mm)	No
Caudal mínimo en el hidrante más desfavorable (L/min)	100	150
Presión manométrica residual en la salida de la válvula de la BIE (bar)	7	4

*El número máximo de tramos de manguera por BIE es 1.

**En todos los casos la salida de la boca debe ser simple.

Los caudales que se anotan son los que se debe obtener como mínimo en la descarga del puntero de la manguera de incendio más desfavorable, considerada como tal la que proporcione menor presión dinámica en el puntero.

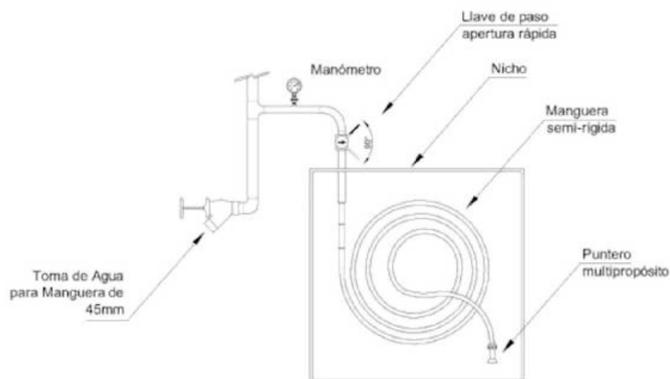


Figura 7.37. BIE tipo 1. Tomada de IT-05.

5.3.4. Cañerías

La cañería del sistema de combate de incendios no debe tener un diámetro nominal (DN) inferior a 65 mm (2 ½”). El material de las cañerías debe asegurar una gran resistencia al efecto del calor y esfuerzos mecánicos, manteniendo su funcionamiento normal, en su condición de instalación; por lo regular, se emplean tuberías metálicas.

Cuando las tuberías de la instalación contra incendios estén a la vista, deben ser de color rojo. No pueden instalarse en ductos de ascensores, ductos de subida de gas combustible u otros cuya falla pudiera dañar la tubería de incendio. Cuando se instalen en ductos de ventilación, deben ser de hierro galvanizado.

Para dimensionar el sistema, se debe considerar el uso simultáneo de dos chorros (mangueras) de agua que generen la situación hidráulica más desfavorable de un único escenario de incendio.

5.3.5. Mangueras, encastres y punteros

Los sistemas de combate de incendio se deben dimensionar con un solo tramo de manguera (25 m) en cada boca de incendio. Deben tener uniones de encastre rápido tipo Storz.



Figura 7.38. Unión de encastre rápido tipo Storz. Tomada de catálogo comercial.

Los punteros deben ser regulables y permitir alternar entre chorro compacto o pleno y niebla. El alcance del chorro de agua no puede ser menor que 10 m, medido desde la salida del puntero hasta tocar el suelo, ubicando el puntero de forma horizontal a 1 m de altura del suelo y en posición de chorro compacto o pleno.

5.3.6. Válvulas para toma de agua

Las válvulas a instalar para la toma de agua en las BIE serán, al igual que en los hidrantes, válvulas angulares de tipo globo (ver Figura 7.39).



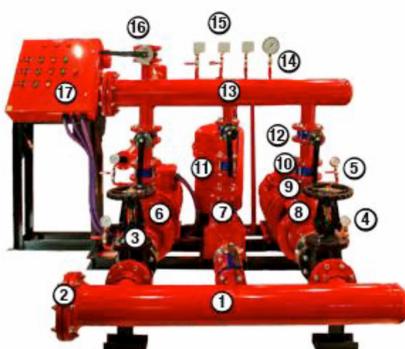
Figura 7.39. Válvulas angulares de globo. Tomada de <https://bombe.com.uy/> y <http://perfometal.cl/product/>

5.3.7. Bomba presurizadora

La presión manométrica residual necesaria en la punta de la manguera no se podría alcanzar sin la ayuda de una bomba presurizadora.

Los sistemas de presurización usualmente consideran la existencia de una bomba centrífuga que actuará presurizando la instalación, con manómetro, valvulería, y una pequeña bomba (bomba *jockey*) que actúa asistida por un tanque hidroneumático que hace las veces de pulmón regulador, para absorber las pequeñas fluctuaciones de presión que ocurren en la columna de combate de incendios y evitar así que las bombas de combate de incendio «se disparen» ante esas fluctuaciones.

La IT-05 indica que: «La altura manométrica total de la bomba debe ser calculada para la combinación de consumos de bocas de incendio, hidrantes, rociadores automáticos u otros sistemas que requiera operación simultánea, en los puntos hidráulicamente más desfavorables, con el caudal correspondiente».



1. COLECTOR DE ASPIRACIÓN
2. BRIDAS
3. VÁLVULA DE CORTE
4. MANOEVAUOMETRO
5. MANÓMETRO
6. BOMBA PRINCIPAL
7. BOMBA JOCKEY
8. BOMBA RESERVA
9. VÁLVULA DE ALIVIO
10. VÁLVULA DE RETENCIÓN
11. PULMÓN DE AMORTIGUAMIENTO
12. VÁLVULA DE CORTE
13. COLECTOR DE IMPULSIÓN
14. MANÓMETRO
15. PRESOSTATOS
16. CIRCUITO DE PRUEBA
17. TABLERO

Figura 7.40. Bombas de presurización en instalaciones de combate de incendios.
Tomada de <https://detfire.com.ar/product/> y <https://www.cieer.org.ar/release/>

Es oportuno recordar que los *sprinklers* son dispositivos de accionamiento automático a través de un elemento termosensible que, en caso de llegar a su temperatura de operación, permite que se produzca una descarga de agua en forma de niebla o rocío en un área específica previamente calculada.

La normativa actual (resolución del 8 de junio de 2023, Expediente 2023-4-1-0000009, implica que en los edificios destinados a vivienda con hasta 12 niveles adicionales a planta baja más gálibo, se podrá exonerar la instalación de rociadores automáticos si cuentan con escalera segura y compartimentación vertical; en edificios de hasta 16 niveles adicionales a planta baja más gálibo, la instalación de rociadores será obligatoria a partir del nivel 8 sobre planta baja inclusive, siempre que se tenga escalera segura y compartimentación.

Si la altura del edificio es mayor o si no se cumplen las condiciones indicadas, se deberán instalar rociadores en todos los pisos de los edificios de 12 o más niveles adicionales a planta baja. Esto será también obligatorio si no es posible contar con escalera segura y compartimentación vertical.

En el caso de subsuelos, a partir del segundo subsuelo se deberán instalar rociadores.

5.4. Instalaciones mínimas exigibles en edificios con destino a vivienda de más de un núcleo familiar

En las tablas 7.16 y 7.17 se detallan los elementos de combate de incendios que debe incluir la instalación hidráulica fija en cada categoría de edificios de viviendas.

Tabla 7.16. *Exigencias mínimas de la instalación fija para combate de incendios en edificaciones destinadas a vivienda colectiva, según tipo.*

A partir de IT-05.

	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV
Altura del edificio (m)	$h \leq 6$	$6 < h \leq 12$	$12 < h \leq 23$	$23 < h$
Bocas de incendio equipadas (BIE) tipo 1	No	Sí, en todos los pisos, en el palier		
Bocas de incendio equipadas (BIE) tipo 2	No	Sí, de modo de cubrir el garaje y el acceso al edificio; por lo menos una de ellas debe estar cerca del acceso		
Bocas de incendio exterior (BIE _x)	No	No	Sí	Sí
Volumen mínimo de reserva (m ³), hasta 2.500 m ²	5	5	5	5
Rociadores automáticos	No	No	No	Sí (*)

*En los edificios construidos con materiales tradicionales, deberán instalarse como mínimo, a partir del decimotercer nivel (nivel doce adicional a planta baja), a menos que se trate de un gálibo.

Tabla 7.17. Equipamiento necesario de acuerdo a la clasificación de construcciones y áreas de riesgo según ocupación.
Grupo A. Destino: vivienda.
A partir de IT-05.

	BIE tipo1*	BIE tipo 2**	BIEEx de 63 mm	Observaciones
A1	--	--	--	Debe haber hidrante a no más de 100 m del acceso de vehículo de emergencia, con alimentación desde la red de OSE o, de lo contrario, desde tanque elevado con reserva de agua exclusiva para incendio según IT-05 tabla 5, (columna «tipo 1», reserva mínima 5 m ³), y boca de descarga de 65 mm cercana al acceso de vehículo de emergencia.
A2	En todos los pisos	Sí	No	
A3	En todos los pisos	Sí	Sí	
A4	En todos los pisos	Sí	Sí	

*BIE tipo 1: Boca de incendio equipada tipo 1. Implica: puntero multipropósito de diámetro nominal 25 mm; caudal mínimo en el hidrante más desfavorable 100 L/min (el caudal se determina considerando el funcionamiento simultáneo de 2 mangueras); salida simple, un solo tramo de manguera de 25 mm y presión manométrica residual de 7 bar en la salida de la válvula de la BIE.

**BIE tipo 2: Boca de incendio equipada tipo 2. Implica: puntero multipropósito de diámetro nominal 45 mm; caudal mínimo en el hidrante más desfavorable 150 L/min (el caudal se determina considerando el funcionamiento simultáneo de 2 mangueras); salida simple, un solo tramo de manguera de 45 mm y presión manométrica residual de 4 bar en la salida de la válvula de la BIE.

6. Desagües

6.1. Aspectos generales

Las instalaciones de desagüe de todo tipo de local forman parte de sus instalaciones sanitarias. La red interna de evacuación cumple con el fin de conducir fuera del padrón las aguas que han sido usadas dentro de él, en el sentido amplio de *usar*, que implica que han prestado un servicio y, en consecuencia, se designan como «aguas servidas».

A la hora de proyectar y construir la red de desagües interna de un local, es necesario tener en cuenta la calidad de los materiales; hacer un trazado y diseño rigurosos para que las aguas servidas permanezcan el menor tiempo posible en la red interna y tengan salida rápida al exterior del local; y respetar premisas básicas de funcionalidad e higiene ambiental. Entre las condiciones que debe cumplir la red interna de desagües cabe anotar:

- Eliminar rápidamente y por el camino más corto y directo las aguas empleadas en los distintos servicios del local; la evacuación inmediata se hace especialmente importante para las aguas que transportan materia orgánica de rápida degradación y que pueden contener agentes patógenos.

- Impedir la emanación de gases fétidos desde los artefactos.
- Impedir la entrada en los locales de gases fétidos provenientes de las cañerías.
- Permitir, a través de la elección del trazado y su despiece, una accesibilidad total a la red, y de manera especial a los puntos de cambios de dirección y de confluencia de caudales.
- Asegurar el correcto funcionamiento hidráulico como sistema que trabaja por gravedad, incluyendo criterios de autolimpieza en tramos horizontales.
- Asegurar durabilidad y resistencia a la acción de las aguas servidas en el tiempo, de modo que alcance no menos de 30 años de vida útil con costos de mantenimiento adecuados.
- Asegurar independencia absoluta de la red con los elementos estructurales de la edificación para evitar que los movimientos relativos de unos y otros afecten a la red, rompiendo algún elemento o comprometiendo su hermeticidad.
- Cumplir en un todo con las normas vigentes donde se desarrolle el proyecto.

En resumen, en la tarea de proyecto de una instalación de desagües se trabaja nuevamente teniendo en cuenta los criterios a los que se ha aludido desde el comienzo: criterios técnicos, de funcionalidad, de adecuación normativa, de durabilidad, de accesibilidad (que son especialmente importantes en la instalación de desagües) y criterios económicos.

6.2. Clasificación de las aguas residuales

Las aguas residuales pueden clasificarse en aguas servidas y aguas pluviales. A su vez, las aguas servidas se categorizan en aguas negras y grises, según el tipo de contaminantes que son susceptibles de transportar de acuerdo con su punto de generación:

Aguas negras o amoniacales. Son las provenientes de la limpieza de inodoros. Poseen un alto contenido de sólidos, materia orgánica y microorganismos, los que potencialmente incluyen agentes patógenos.

Aguas grises. Son todas las provenientes de los diversos aparatos sanitarios, excepto el inodoro. Son aguas usadas y que arrastran una cierta cantidad de grasas, jabones, detergentes, etcétera. Se suelen subdividir en aguas con grasa (o aguas grises propiamente dichas) y aguas jabonosas (sin grasa, también llamadas aguas blancas) jabonosas se generan en los diferentes artefactos del baño —excluido inodoro y bidé— y en el lavarropas, y las aguas con grasa son las de cocina.

Aguas pluviales. Son las aguas que se colectan en diferentes puntos y superficies como resultado de las precipitaciones pluviales. Incluyen escurrimiento en techos, terrazas, patios, jardines, etcétera. Aunque estrictamente no son «usadas» en el padrón, en líneas generales se las considera una categoría más de aguas servidas.

6.3. Componentes de la red de desagüe

La red de desagües de todo local puede dividirse en cuatro secciones claramente identificables, a saber:

Desagües primarios. Están compuestos por cañerías, dispositivos y artefactos que reciben y conducen aguas amoniacales, o que están en contacto con los gases provenientes de estas. En los planos de sanitaria se indican en color rojo (bermellón).

Desagües secundarios. Están compuestos por cañerías, dispositivos y artefactos que reciben y conducen aguas grises y no están en contacto con los gases provenientes de aguas amoniacales. En los planos de sanitaria se indican en color marrón.

Desagües pluviales. Comprende las cañerías y dispositivos a ser utilizados para la captación y conducción de las aguas pluviales exclusivamente. En los planos de sanitaria se indican en color amarillo.

Ventilación. Comprende las cañerías y dispositivos a ser utilizados para la aspiración, circulación y evacuación de aire, a los efectos de dar salida a los gases provenientes de la red pública o de la red interna del edificio; así como mantener la presión atmosférica en el interior del sistema de desagües en todo momento. En los planos de sanitaria se indican en color verde.

6.4. Pequeño glosario

6.4.1. Terminología general

Acometida. Se denomina *acometida* al punto en que una tubería se une a otra o a una pieza de la instalación de desagües en la que descarga. Cuando se trata de verter líquidos del primer elemento al segundo, la acometida debe materializarse en la dirección del flujo —desde un artefacto, desde un ramal a una columna, desde una tubería a una pileta de patio/boca de desagüe o desde una tubería a una cámara de inspección—, pero también se aplica a tuberías y ramales de ventilación, que no transportan líquidos. Cuando se trata de acometidas de una tubería en otra, se materializan con piezas tipo T, T sanitaria, Y, Y sanitaria, o sus variantes.

Colector. Se designa como *colector* a toda cañería primaria que tiene la función de colectar y conducir las aguas producidas en el edificio, aunque cabe aclarar que con la misma designación se alude a las cañerías de la red pública que colectan las aguas residuales en un sistema dinámico de saneamiento.

Columna de bajada. Se designa así a toda cañería vertical que recibe aguas servidas de diferentes pisos a través de ramales que acometen a esta a través de piezas especiales para ello, como por ejemplo piezas Y. Las columnas de bajada se podrán ubicar en ductos, lugares de uso común o en lugares exteriores al edificio. No se podrán instalar en ningún caso en el interior de muros medianeros.

Ducto. Los ductos son áreas libres verticales u horizontales, debidamente separadas de las áreas habitadas, que se deben prever en los proyectos de edificios para poder colocar en ellas las cañerías de desagües, de abastecimiento de agua, de ventilación, de aire acondicionado y otras. La señalización de los ductos en los planos de arquitectura se hace marcando las diagonales de estos.

Cuando un ducto vertical sea atravesado por cañerías, su sección libre de obstáculos deberá permitir la inscripción de un círculo de 0,60 m de diámetro. En ductos horizontales de sección rectangular, el ancho y la altura mínima libre de cañerías debe ser de 0,80 m y 1,0 m, respectivamente. Si el ducto no es de sección rectangular, deberá poder inscribirse en el área libre de cañerías un rectángulo de 0,80 m x 1,0 m.

Interceptor de grasas (IG). Es un dispositivo que tiene la función de separar y retener las grasas transportadas en las aguas que se usan en locales preferentemente de manipulación y elaboración de comestibles.

Se debe colocar en todos los desagües de piletas de cocina o lavavajillas, lo más inmediatamente posible y como máximo a una distancia de 1,20 m —Intendencia de Montevideo (IM) e Intendencia de Canelones (IC)— medidos en vertical entre el eje de la válvula de descarga de la pileta de cocina y la boca de entrada al interceptor.

Los requerimientos mínimos en materia de dimensiones y eficiencia para interceptores de grasa individuales están previstos en nuestro país por la Norma

UNIT 165. Las eficiencias típicas son del orden del 87 %. Algunos municipios exigen el cumplimiento de dicha norma para que un modelo comercial pueda ser autorizado para su instalación (Figura 7.41).



Figura 7.41. *Interceptor de grasas.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Debe tener una capacidad mínima de 20 L en viviendas individuales, según lo establecido en la Norma UNIT 165. Está autorizado el empleo de interceptores de grasas colectivos para edificios de apartamentos, considerando 10 L por vivienda, con un mínimo de 80 L (Figura 7.42).

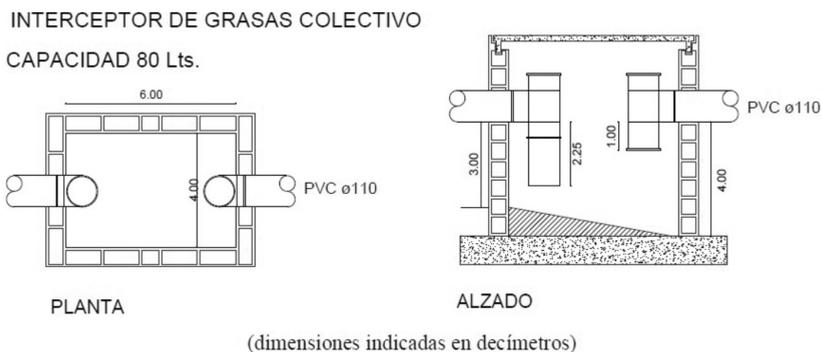


Figura 7.42. *Interceptor de grasas colectivo.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Mocheta. Es una cobertura con ladrillo de canto u otro material resistente que se deberá colocar para proteger las cañerías de desagües y ventilación que así lo requieran, toda vez que no se hayan previsto ductos en lugares apropiados y de dimensiones reglamentarias para ubicar las columnas de bajada en el edificio.

Ramal. Se denomina ramal a la cañería que conecta el inodoro con la red primaria.

Sello hidráulico. Barrera materializada con una altura de agua mayor a 50 mm y menor a 100 mm cuya función es la de impedir el pasaje de aire y gases entre los dos recintos que separa. En consecuencia, no permite el ingreso de gases nauseabundos provenientes de las tuberías de desagüe hacia el interior de los recintos habitados. Se pueden materializar por medio de tabiques o con cañerías con la forma necesaria para que se conforme un depósito de agua (Figura 7.43). Su designación es sifón (o sifón hidráulico).

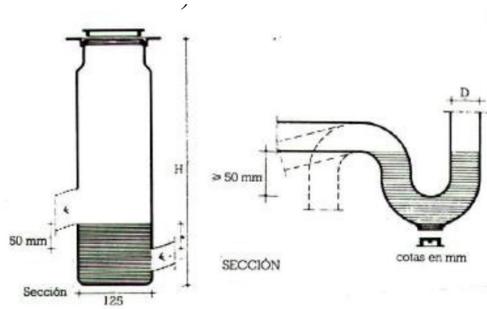


Figura 7.43. *Sello hidráulico.*
Tomada de Asensio Cerver, 1995.

Sifón. Si bien los artefactos sanitarios permiten la captación cómoda y segura de los líquidos a evacuar y los envían al sistema de desagües interno, se hace necesario, a la vez, prever medios para evitar el pasaje de aire desde el colector hacia los artefactos y de ellos a los locales del edificio, aire que será indefectiblemente fétido.

El medio utilizado para resolver la no introducción de aire fétido desde los conductos de desagüe a los locales es la interposición de una barrera o sello hidráulico, materializado mediante el sifón hidráulico. Se dispone siempre antes de la acometida de cañerías que conducen aguas blancas al ramal o al colector con aguas amoniacaes, o entre el interceptor de grasas y la cámara de inspección, y, en líneas generales, toda vez que por funcionamiento exista el riesgo de retroceso de gases fétidos a través del sistema de desagües (Figura 7.44).

La forma más común es en U, aunque existen también otras variantes en forma y denominación. La salida del sifón U comienza en el nivel más alto o corona, y en la parte inferior de la U permanece un remanente de agua. Para que esta carga de agua en la U se mantenga, es necesario que las fluctuaciones de presión en el sistema de desagües debidas a la descarga de los artefactos no sean demasiado grandes. De lo contrario, la ocurrencia de subpresiones en los puntos donde el desagüe del artefacto y los ramales horizontales conectan a la columna de bajada podría succionar y arrastrar el agua del sello del sifón.



Figura 7.44. *Sifones de hierro fundido.*
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

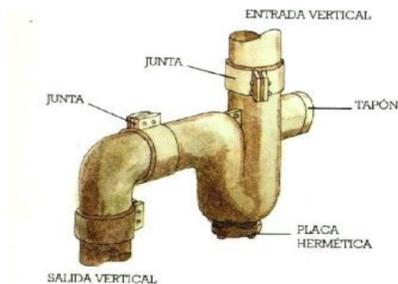


Figura 7.45. Sifón.
Tomada de Asensio Cerver, 1995.

6.4.2. Dispositivos de desagüe con sifón

Son dispositivos similares a los que tradicionalmente se llamaban «cajas de plomo», por lo que muchas veces estos elementos reciben esta designación.

Pileta de patio abierta (PPA). Pertenece al grupo de elementos receptores de aguas servidas que se practica en los contrapisos. Puede hacerse *in situ* o ser prefabricada, y desagua por medio de un sifón hidráulico cuya carga no puede ser inferior a 50 mm. La sección horizontal mínima es de 0,20 m x 0,20 m, pero las dimensiones del elemento a instalar se definen dependiendo del número de caños y el caudal que recibe. La tapa es ranurada o calada de modo de permitir el ingreso de aguas superficiales, por lo que también pueden captar aguas de lavado de piso.



Figura 7.46. Pileta de patio abierta.

Pileta de patio tapada (PPT). Este elemento receptor de aguas servidas es en un todo similar al anterior, diferenciándose en su tapa, que debe ser ciega con cierre perfecto de modo de no permitir el ingreso de aguas superficiales. Por ser un aparato sifonado, toda pileta de patio tapada necesariamente debe ser ventilada con una rejilla de aspiración.



Figura 7.47. *Pileta de patio tapada*. a. Tomada de catálogo comercial.
b. Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Caja sifonada abierta (CSA). Es un elemento receptor de desagües con tapa ranurada o calada para permitir el ingreso de aguas superficiales, que se practica en los contrapisos. Es análogo a la pileta de patio, en diseño y en función. La designación de «caja sifonada» se suele emplear cuando se trata de un elemento prefabricado y de planta circular.



Figura 7.48. *Caja sifonada abierta*. a. y b.
Tomadas de catálogo comercial.

Caja sifonada tapada (CST). Es un elemento de las mismas características que el anterior, pero que debe tener tapa ciega para no permitir el acceso de aguas superficiales.

6.4.3. Dispositivos de desagüe sin sifón

Boca de desagüe abierta (BDA). Elemento de sección cuadrada o circular que recibe aguas generalmente de limpieza o aguas pluviales. Debe tener una sección horizontal mínima de 0,20 m x 0,20 m o diámetro equivalente a esta área. La tapa es ranurada o calada, de modo de permitir la captación de aguas superficiales a la vez de asumir la acometida de tuberías. La sección dependerá del número de caños y el caudal que reciba. Las bocas de desagüe abiertas se practican en los contrapisos, y pueden efectuarse *in situ* o ser prefabricadas.



Figura 7.49. *Boca de desagüe abierta*.

Boca de desagüe tapada (BDT). Elemento receptor de aguas servidas similar al anterior, pero con tapa ciega para no permitir el ingreso de aguas superficiales. Su sección horizontal mínima debe ser de 0,20 m x 0,20 m o su equivalente en sección circular; en general, la sección horizontal a adoptar dependerá del número de caños y el caudal que reciba. Su realización es en un todo similar a las anteriores, con exclusión de la tapa, que debe ser ciega. A diferencia de la boca de desagüe abierta, este elemento puede emplearse para recibir el desagüe de mingitorios.

Rejilla de piso (RP). Elemento receptor de aguas de piso para conducir las a la pileta de patio o boca de desagüe más cercana. Por su tamaño (comúnmente, no superior a 0,10 m x 0,10 m), no tiene ninguna capacidad de laminación, y cuando tiene un sifón es demasiado pequeño como para garantizar sello hidráulico alguno.

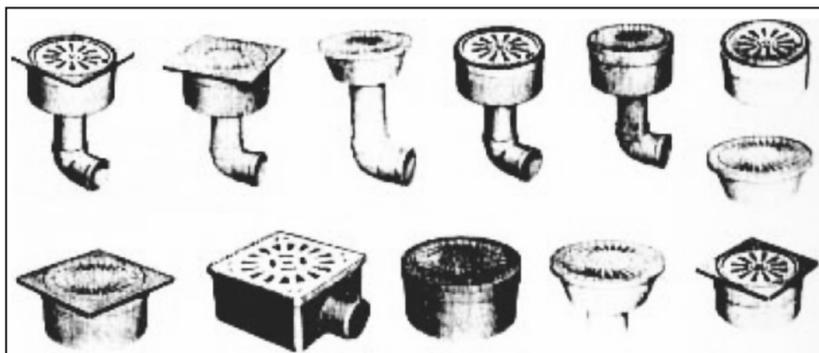


Figura 7.50. Rejilla de piso.
Tomada de Macintyre, 1996.

6.4.4. Pluviales

Caja de arena. Es un elemento que se coloca en la recepción de una columna de bajada de aguas pluviales, aportando a la vez un punto de accesibilidad a la tubería; un depósito de sedimentación para sólidos arrastrados por las pluviales —que se retiran periódicamente de allí al limpiar la caja, reduciendo la carga de sólidos que llega a los colectores—; y una reja de captación para desagüe del piso en que se ubica (Figura 7.51). Puede ser construida *in situ* o prefabricada.

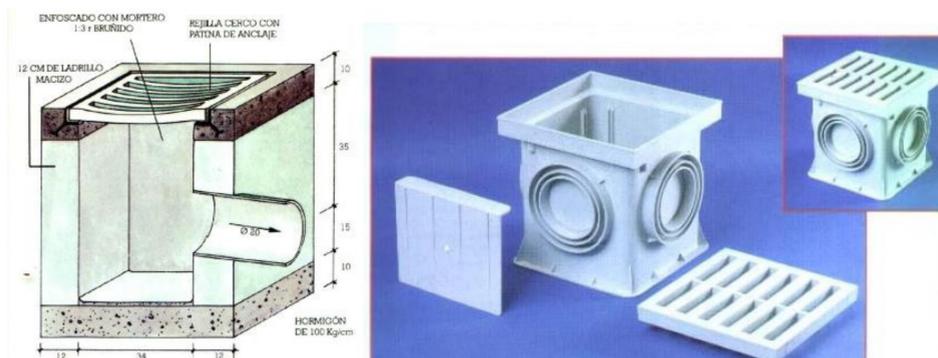


Figura 7.51. Caja de arena. Izquierda: tomada de Asensio Cerver, 1995; derecha: tomada de catálogo comercial.

Embudo de plomo. Esta pieza, que, como su nombre lo indica, se elaboraba en plomo, se utilizaba en los desagües pluviales para encauzar las aguas de lluvia desde la superficie a drenar hacia la columna de pluviales. En la actualidad, estas piezas mantienen su designación original o se designan como «embudos de captación». Hay diferentes diseños, con descarga en vertical y en horizontal, con o sin sifón, y en diversos tamaños y materiales (Figura 7.52). Dependiendo de las dimensiones de la captación y los caudales de diseño, pueden ser realizados *in situ* (por lo general, con rejas).

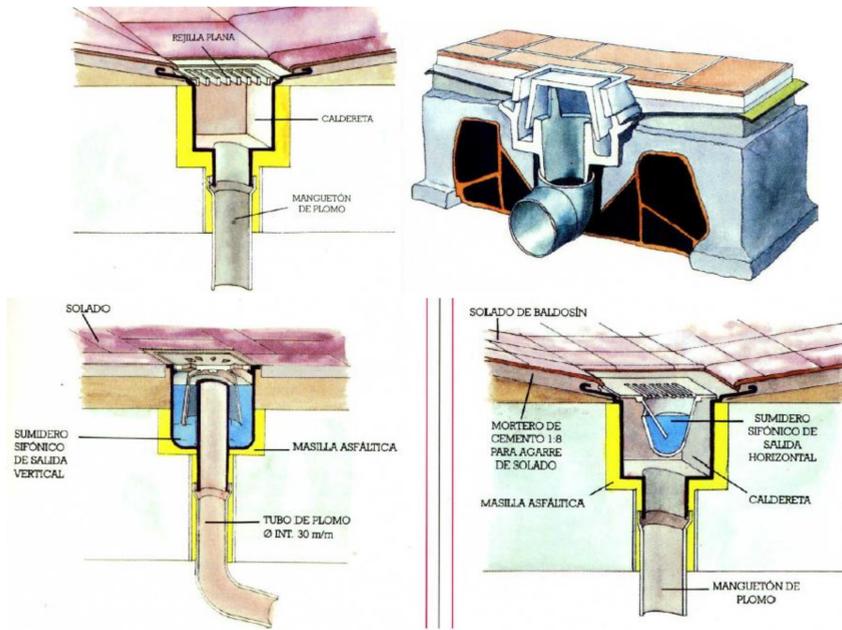


Figura 7.52. Embudos de plomo.
Tomada de Asensio Cerver, 1995.

Reguera. Es un elemento de desagüe de superficies que tiene un desarrollo longitudinal preferencial con relación a su dimensión transversal. Generalmente, se usa en patios o garajes para captar aguas pluviales, pero también se aplica para captar aguas de lavado de pisos en superficies importantes. Consiste en una canaleta de las dimensiones y pendiente necesarias según el caudal de aguas que deba captar y transportar. Tiene por cierre una tapa construida por una sucesión de varillas o un material debidamente ranurado para permitir el ingreso del agua (Figura 7.53).



Figura 7.53. Regueras.

6.4.5. Accesibilidad

Cámara de inspección. Es el elemento empleado por excelencia para dar accesibilidad a la red. Se practica en los desarrollos horizontales del sistema de desagües internos, al pie de columnas de bajada, toda vez que se dé un cambio de dirección de las cañerías, o un encuentro u empalme de dos o más caños conductores de aguas servidas. En tramos rectos sin confluencias, las cámaras de inspección no pueden estar más separadas que una distancia determinada por el diámetro de la cañería y la sección de la cámara, según la Tabla 7.18. Deben construirse con tapa y contratapa. Para el asiento de esta última se debe dejar un diente a una profundidad de 0,15 m desde la tapa (Figura 7.54).

Las cámaras de inspección y limpieza, en general, hasta 1,00 m de profundidad hasta el asiento de la contratapa, serán de 0,60 x 0,60 m. Para profundidades mayores de 1 m, sus bocas serán de 0,60 x 0,60 m y las cámaras se harán de 1,10 m x 0,60 m; y cuando la profundidad sea mayor de 1,50 m, el ensanche tendrá una altura mínima de 1,20 m.

Las cámaras de inspección y limpieza fabricadas en sitio, que no reciban ramales, podrán ser de 0,40 x 0,40 m, siempre que su profundidad sea menor a 0,60 m.

La transición entre las cotas de zampeado de entrada (CZ_e) y salida (CZ_s) de las tuberías se materializa con una media caña lustrada con lechada de cemento para guiar el escurrimiento del líquido, orientando las modificaciones en el sentido del flujo o las acometidas de tuberías diferentes.



Figura 7.54. Cámaras de inspección.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Tabla 7.18. Distancia máxima entre cámaras de inspección.

Diámetro (mm)	Distancia máxima entre cámaras de inspección (m)	
	Sección 0,60 x 0,60 m	Sección 0,40 x 0,40 m
110	20	15
≥160	25	15

Pueden existir saltos en las cámaras siempre que estén previstos en el proyecto.

Si en una cámara ocurre la transición entre tuberías de diferentes diámetros, los acordamientos entre ellas deben realizarse con cota de clave de salida menor o igual que la cota de clave de entrada (nunca con cota de zampeado común).

Las cámaras de inspección no deben permitir la acumulación de líquido en ellas; además, deben ser perfectamente estancas. Para ello, la media caña o cojinete debe hacerse con pendiente no menor al 5 %, mientras que las banquetinas o soleras deben hacerlo con pendiente transversal del 20 %. Si las paredes de la cámara se construyen en mampostería, el interior debe revocarse y lustrarse, con especial esmero en la media caña y las soleras.

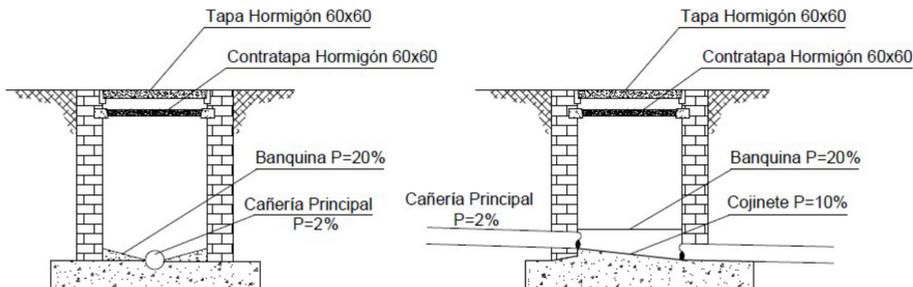


Figura 7.55. Cortes de una cámara de inspección.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

En el diseño de la instalación de desagües, las cámaras de inspección deben numerarse. La cámara 1 corresponde a la de conexión y luego se numeran recorriendo hacia atrás la instalación de desagüe. En las piezas gráficas debe indicarse, además de la numeración que identifica a la cámara, la cota de tapa (CT), la CZ_e y la CZ_s . Cuando una cámara recibe más de una acometida, deben indicarse las cotas de zampeado de entrada de todas ellas.

Punto de inspección (PI). Es una pieza con tapa de acceso (caño cámara, caño con tapa, etcétera) que se coloca en los cambios de dirección o empalme de cañerías de desagües suspendidos de la losa de techo para asegurar la accesibilidad al sistema cuando no se pueden colocar cámaras. Se practican en los mismos materiales en que se ejecuta el sistema y se debe de cuidar en su colocación que la tapa quede ubicada de modo de poder ser extraída para inspección y/o mantenimiento (Figura 7.56).



Figura 7.56. Puntos de inspección.

Caño cámara. Esta pieza se realiza en fábrica y en los materiales típicos de cañerías (por lo general, en hierro fundido). Su función, como su nombre lo indica, es la de permitir el acceso para tareas inspectivas o de mantenimiento y limpieza cuando no se cuenta con el espacio necesario para colocar una cámara (Figura 7.57).



Figura 7.57. Caño cámara.
Tomada de catálogo comercial.

6.4.6. Ventilación

Columna de ventilación. Es una cañería vertical cuya función es permitir la evacuación de los gases y mantener a presión atmosférica el sistema de desagües, asegurando así que los sellos hidráulicos de los sifones se mantienen y, por ende, que no habrá malos olores al interior de las edificaciones.

Reja de aspiración (RA). Pieza que materializa el ingreso de aire al circuito de ventilación. Se coloca en cámaras o piletas de patio tapadas a la menor distancia posible y a no más de 0,20 m del nivel de piso para facilitar el ingreso de aire al elemento receptor de aguas y conformar una corriente de aire a través de la columna de ventilación que aumente la evacuación de gases por ella. También se emplea en la cámara de conexión. La rejilla en su boca de acceso evita la entrada de suciedad o vectores.



Figura 7.58. Reja de aspiración.

Sombrerete. Es una pieza de protección que se debe colocar en el remate o extremo superior de toda columna, de desagüe o de ventilación, para evitar el ingreso de suciedad y alimañas.



Figura 7.59. Sombrerete.

6.4.7. Conexión

Cámara de conexión (cámara 1). Es el elemento receptor de todas las aguas servidas del predio que permite enviarlas por medio de una conexión al sistema de colectores públicos. Esta cámara debe descargar al colector a través de un sifón desconector. Al numerar las cámaras de la instalación interna, la cámara de conexión es la primera, por lo que también se la designa como «cámara 1». Esta cámara debe contar con circuito de ventilación que se establece entre una reja de aspiración y una columna de ventilación (Figura 7.60). Su ubicación debe ser lo más cercana posible al límite de propiedad del padrón a sanear y a no más de 2 m de dicho límite.

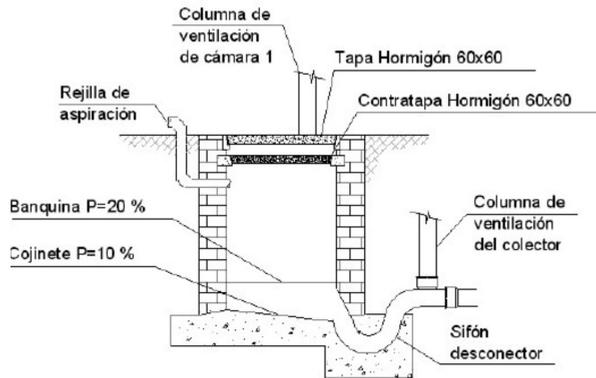


Figura 7.60. Cámara de conexión.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Sifón desconector. Es la pieza de hormigón o PVC que se debe colocar a la salida de la cámara de conexión y que, por su forma y dimensiones, asegura el no ingreso de gases ni alimañas desde el colector público hacia la instalación interna.

El sifón desconector se realiza en igual diámetro que la cañería principal, no debiendo ser inferior a 150 mm. Para diámetros mayores a 160 mm, el sifón desconector se podrá conformar dentro de la cámara 1.

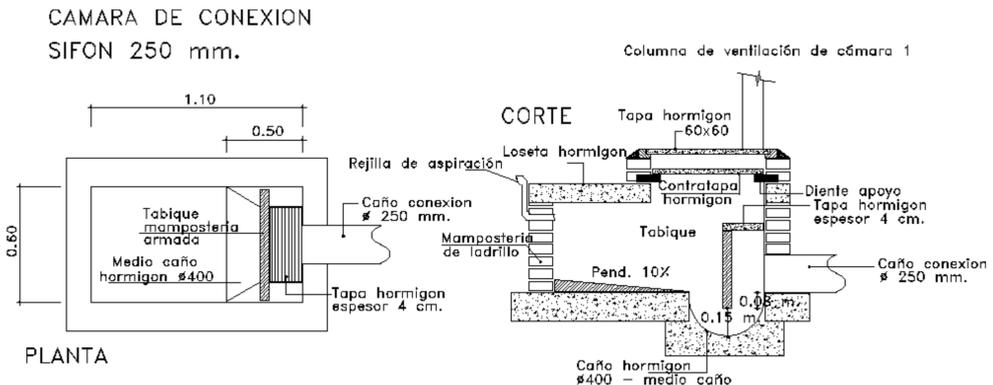


Figura 7.61. Sifón desconector.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Sifón Bouchan. Es el sifón suspendido que se practica cuando por razones de niveles o de falta de espacio no se puede practicar la cámara de conexión, y por lo tanto la conexión al sistema público se realiza desde una cañería suspendida en la que se interpone este sifón (Figura 7.62).



Figura 7.62. Sifón Bouchan.
Tomada de catálogo comercial.

6.5. Concepción del sistema de desagües

El sistema de desagües de un edificio consiste en un desagüe o colector principal, cañerías de desagüe, columnas primarias y secundarias, ramales de inodoros, ventilaciones y aspiraciones. En un edificio de gran altura, puede constar de una o más cañerías verticales (columnas) de desagüe, cada una de las cuales puede recibir cualquier número de acometidas —a condición de que puedan efectuarse en la práctica—. En los desarrollos horizontales, deben preverse puntos de acceso (cámaras o puntos de inspección) toda vez que exista un quiebre en el trazado o una confluencia de tuberías —obviamente, esto no se aplica a las tuberías de ventilación—.

Es importante precisar que el sistema de desagües de un edificio es, casi sin excepción, un sistema no presurizado. Es por ello que las condiciones de diseño implican que las cañerías de desagüe no trabajen a sección completa.

El ramal de un artefacto puede trabajar a sección completa durante parte del tiempo en que este es alcanzado por la descarga. A su vez, al alcanzar la columna pueden ocasionalmente llenarla. Sin embargo, se puede afirmar que en condiciones de régimen el sistema no actúa —o no debe actuar— bajo presión. Si se quiere evitar fluctuaciones excesivas de presión y ruidos en el sistema, es esencial que ni columnas ni colectores trabajen a más de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{3}$ de su sección.

El flujo de un desagüe es descargado dentro de la columna de bajada por medio de una pieza colocado en ella que materializa la acometida y encauza el flujo hacia abajo, y puede ser una T simple larga o corta, una T sanitaria o una pieza Y.

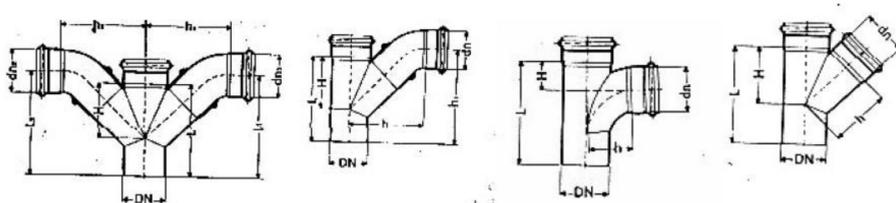


Figura 7.63. Piezas de desagües.
Tomada de Macintyre, 1996.

Dependiendo del caudal que fluye desde el desagüe hacia el interior de la columna, del diámetro de esta, del tipo de pieza con que se materializa la acometida a la columna y del flujo descendente en la columna proveniente de otros niveles superiores —si los hay—, la descarga desde el artefacto podrá o no llenar la sección de cruce de la columna en el nivel de entrada. En cualquier caso, como sea que el agua ingrese a la columna, esta será acelerada por la acción de la gravedad, y luego que haya recorrido un tramo bastante largo en vertical, tomará la forma de una lámina u hoja que envuelve la pared interna de la columna.

Esta hoja continúa su aceleración y comienza a adelgazarse en relación inversa a su velocidad, hasta que la fricción ejercida por las paredes de la columna en la caída de la hoja de agua, iguala su peso. Desde este punto la hoja permanecerá incambiada en su espesor hasta que alcance la parte inferior de la columna, en la medida en que ningún flujo ingrese a la columna en niveles más bajos como para influir durante su recorrido descendente.

En el centro de la columna se forma un corazón de aire que es arrastrado junto con el agua que cae. Esto hace que deba preverse el ingreso de aire de forma de evitar reducciones indeseadas de presión en el interior de la columna. Para asegurar la circulación de aire a presión atmosférica, se debe prever el circuito de ventilación (columna de ventilación y reja de aspiración).

6.5.1. Desagües primarios

Artefactos primarios

Los artefactos primarios son aquellos que reciben directamente los residuos fisiológicos que producen las personas. Desaguan en forma directa a la red primaria, ya sea a una cámara de inspección o a una columna de bajada de desagües primarios.

Se dividen en dos grupos: inodoros y orinales. A su vez, se pueden subdividir de la siguiente manera:

Inodoros

El inodoro se caracteriza por contar con sello hidráulico mediante un sifón para evitar el retorno de olores hacia el interior del local, un gran adelanto higiénico respecto a las letrinas.

- Inodoro pedestal (IP)

Comunes o no-aspirantes: se caracterizan por su limpieza debido al arrastre producido por la acción de la descarga del agua de lavado. Pueden ser de sifón externo o interno.

Autoaspirantes o sifonados: la limpieza, además de ser provocada por la descarga del agua de lavado, es reforzada por una aspiración ocasionada por la disposición de canales internos al inodoro. Pueden ser de canal delantero o de canal trasero.

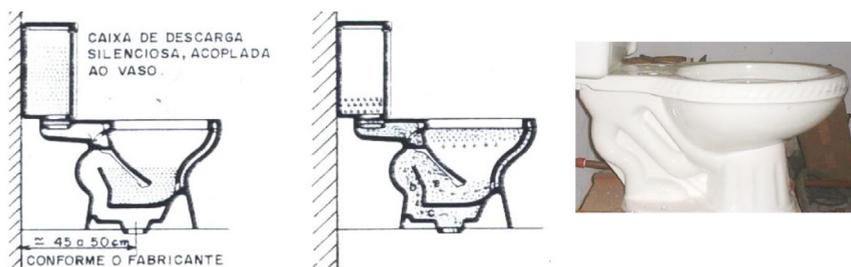


Figura 7.64. *Inodoro pedestal sifonado.*
Tomada de Macintyre, 1996.

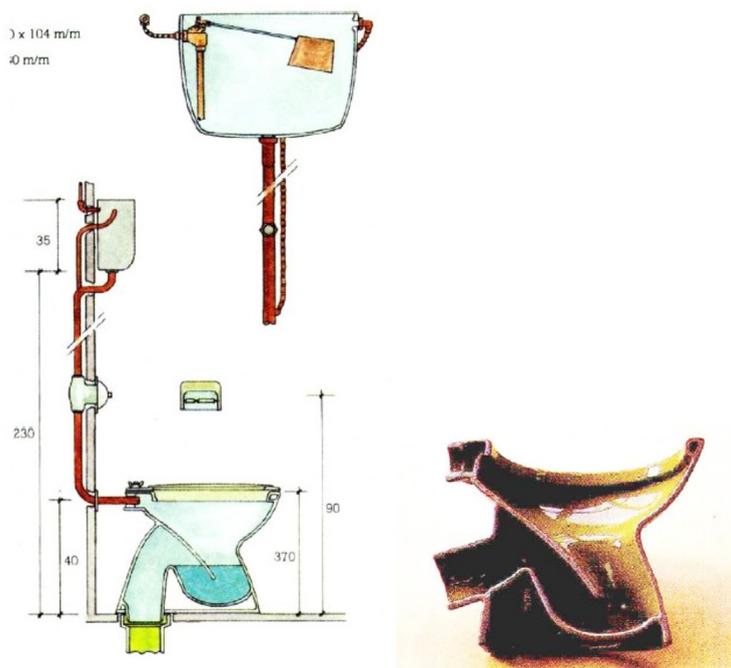


Figura 7.65. *Inodoro pedestal.*
Tomada de Asensio Cerver, 1995.

- Inodoros a la turca o tasa turca (TT)

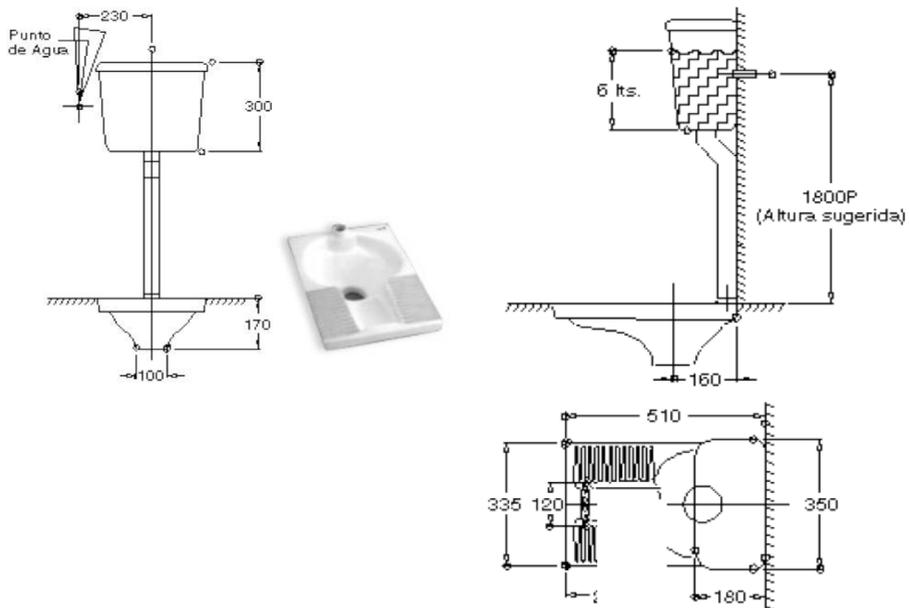


Figura 7.66. *Inodoro a la turca.*
Tomada de Asensio Cerver, 1995

Orinales o mingitorios



Figura 7.67. Mingitorios de uso individual.



Figura 7.68. Mingitorio de canaleta.

Diámetro y pendiente de cañería principal y ramales

El dimensionado de las instalaciones de desagüe tiene en cuenta especialmente las características de los líquidos que transporta y el tipo y dimensiones de sólidos que ellos arrastran. Por consiguiente, los diámetros y pendientes responden más a criterios funcionales que a optimización hidráulica de la instalación.

La ordenanza de la IM establece que la pendiente mínima de la cañería principal y de los ramales será del 2 %. Cuando las cañerías de aguas amoniacales sean instaladas en entresijos, la pendiente mínima será de 1,5 %; la pendiente máxima admisible de la cañería principal será del 5 %. Estas pendientes son idénticas a las que prevé la norma de la IC.

En la normativa también se dispone el diámetro de las cañerías. En sentido amplio, el diámetro mínimo de la cañería de desagüe de los artefactos que se conectan a la red primaria se establece en función del tipo de líquido que conduce y de la disponibilidad en plaza del material.

El diámetro nominal DN de una tubería se refiere a su diámetro interior, que es el que se considera a los efectos del diseño de la instalación. El espesor de las paredes —y, por lo tanto, el diámetro exterior— varía, para un mismo diámetro interior, de acuerdo con el material. El zampeado, de una tubería y de una cámara de inspección, corresponde al nivel interior más bajo del elemento a que se refiere. La clave corresponde al nivel interior más alto (Figura 7.69).

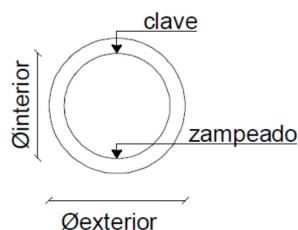


Figura 7.69. Cotas de clave, zampeado, diámetro interior y exterior de una tubería.

El DN de la cañería principal y de los ramales debe ser mayor o igual a 100 mm.

6.5.2. Desagües secundarios

Resultan de diferentes usos del agua como higiene personal, limpieza y lavado; provienen de lavamanos, bidé, ducha o bañera, pileta de cocina, máquina de lavar ropa, máquina de lavar platos, desagüe de piso y desagüe de instalaciones de calefacción o aire acondicionado.

Dispositivos de desagüe sin sifón

Para la recepción de aguas blancas y la conjunción de cañerías de desagüe secundarias, suelen emplearse dispositivos de desagüe sin sifón; esto es posible siempre y cuando se mantenga independizada la red de desagüe secundaria de la red primaria. En este grupo están incluidas las bocas de desagüe abiertas o tapadas y las rejillas de piso.

Dispositivos de desagüe con sifón

La característica fundamental del desagüe secundario es que su interconexión con el sistema de desagües primarios debe efectuarse siempre interponiendo una barrera hidráulica a los gases provenientes del sistema primario. Esta barrera se materializa a través de un sifón, que suele ser parte constitutiva de los dispositivos que se emplean para la conexión del sistema secundario de desagües con el sistema primario cuando son prefabricados; de lo contrario, debe materializarse por construcción *in situ*.

El elemento de conexión por excelencia es la pileta de patio (PP), ya sea abierta o tapada. Con esta función pueden usarse, asimismo, las cajas sifonadas abiertas o cerradas y las cajas de plomo.

Diámetro y pendiente de cañerías secundarias

Los desagües secundarios, al igual que los primarios, se dimensionan haciendo primar criterios de funcionalidad. En consecuencia, los diámetros y pendientes que se emplean están establecidos en función de minimizar las posibilidades de obstrucción y sedimentación en las cañerías, aun cuando los caudales a transportar sean pequeños con relación a la capacidad hidráulica de las secciones.

La pendiente mínima establecida para cañerías secundarias es del 1 %. En cuanto a los diámetros, las cañerías secundarias que evacuen agua proveniente de tres o más artefactos tendrán un DN no menor de 63 mm. Cuando desagüen uno o dos artefactos, tendrán un DN igual al caño de mayor diámetro que llegue a ellos. Para desagües individuales de lavamanos, bidés y piletas de lavar, el DN mínimo debe ser de 40 mm. Para lavarropas, ducheros y bañeras, el DN mínimo debe ser de 50 mm.

6.5.3. Desagües pluviales

El sistema de desagües pluviales comprende las cañerías y los dispositivos a ser utilizados para la captación y conducción de las aguas de lluvia. Además de todas las previsiones con relación a los desagües de superficies abiertas como patios o jardines, especial atención debe tenerse con el desagüe de techos.

Salvo cuando la normativa municipal correspondiente lo permita, los techos inclinados deberán contar con canales de recolección que recojan las aguas y las evacuen convenientemente hacia una columna. Estos canales se dimensionarán en función de su sección y material aplicando fórmulas de escurrimiento en canales a superficie libre

(Manning u otras equivalentes que prefiera el proyectista). La pendiente mínima establecida para cañerías secundarias es del 1 %.

Las normas de las intendencias de Montevideo y Canelones detallan el manejo de una serie de casos particulares, como desagüe de balcones, marquesinas, pequeñas azoteas, entre otros. En líneas generales, hasta 20 m² de superficie es posible manejar la opción de desagüe libre, por orificio vertedero o similar. Para áreas mayores, toda azotea debe tener previsto su propio desagüe. Se admite, no obstante, el desagüe de una azotea sobre otra de mayor superficie siempre que el área de la primera sea menor o igual a 40 m².



Figura 7.70. Canalón de desagüe de pluviales.

6.5.4. Ventilaciones

Ventilación de columnas de desagüe primario

Una columna de ventilación es una cañería vertical cuya función es permitir la evacuación de los gases y el mantenimiento de presión atmosférica en el sistema de desagües, asegurando así el mantenimiento del sello hidráulico de los sifones y la ausencia de malos olores al interior de las edificaciones.

En el caso de inodoros instalados en serie superpuestos en vertical, cada ramal deberá ser ventilado a columna de ventilación. La columna de ventilación podrá unirse a la columna de bajada mediante ramal invertido ubicado por lo menos 80 cm por encima del piso donde se coloque el inodoro más alto.

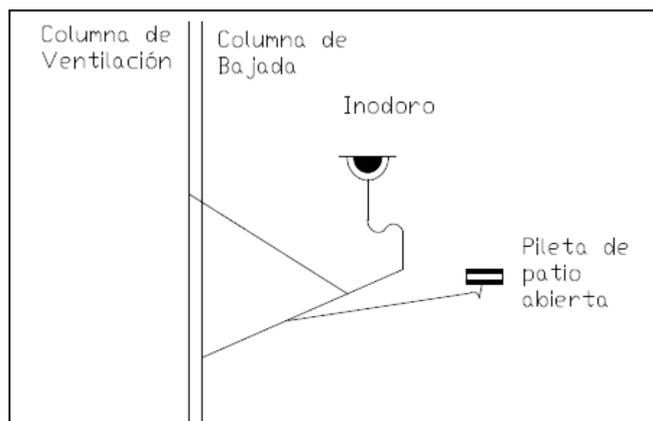


Figura 7.71. Esquema de conexión de artefactos del baño a columnas sanitarias.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

Ventilación del sistema principal

La instalación de desagüe principal, que comprende desde la cámara de conexión hasta el artefacto primario más alejado, debe contar con ventilación que permita la circulación de aire.

Para que la circulación sea posible, debe conectarse a la atmósfera en dos puntos ubicados a diferentes alturas: por el más bajo se facilita la entrada de aire, el que luego de recorrer la cañería en sentido contrario al de los líquidos sale al exterior por el punto más alto, limpiando de esta manera los gases alojados en las cañerías. Este circuito de ventilación del sistema principal se materializa mediante:

- Reja de aspiración que ventila la cámara de conexión (cámara 1) mediante caño de 100 mm de diámetro, saliendo debajo de la contratapa de la cámara hasta el muro de fachada, donde se dispondrá la reja de aspiración.
- Ventilación final consistente en una tubería de 100 mm de diámetro que se deriva del final de la instalación y debe prolongarse 50 cm sobre el pretil de la edificación, terminando en un sombrerete (Figura 7.71). Los caños de ventilación sobre azoteas transitables o adyacentes a terraza lindera deberán tener una altura mayor o igual a 2,50 m sobre ellas.

6.6. Dimensionado del sistema de desagües

Los fenómenos que ocurren en la red de desagües son muy complejos y en la mayoría de los casos no son, en consecuencia, tratables en forma analítica o numéricamente sencilla. Entre las características principales de los artefactos sanitarios debe tenerse en cuenta que no son usados en forma continua: sus desagües son concentrados y ocurren en períodos breves. Son usados con frecuencias irregulares que varían mucho durante el día, de tal modo que, si bien es posible especificar cuál es el máximo gasto que es posible alcanzar en el sistema —el gasto producido por todos los artefactos del edificio operando simultáneamente— la probabilidad de esta ocurrencia es ínfima bajo casi cualquier circunstancia creíble de uso en servicio, y cuanto mayores son los edificios, con muchos artefactos sanitarios, esta probabilidad tiende a anularse completamente. Esto hace alusión directa al criterio de simultaneidad.

6.6.1. Colectores horizontales

Para determinar el caudal para el dimensionamiento de los colectores horizontales, se utiliza el gráfico de la Figura 7.72, basado en el método de unidades de descarga conjuntamente con una ley de probabilidad de uso (Pérez Carmona, 2015). La *unidad de descarga* se define como el caudal aproximado de un lavamanos y equivale aproximadamente a 28,5 L/min. Tomando esta unidad como base, se plantea la Tabla 7.19 para distintos aparatos domésticos, que sirve para calcular el volumen de descarga de una edificación.

De esta forma, contabilizando la totalidad de unidades de descarga que aportan a un tramo de colector, se puede obtener el caudal de diseño para ese tramo según la Figura 7.72.

Tabla 7.19. Unidades de descarga por aparato.
Tomada de Pérez Carmona, 2015.

Aparato	Unidades de descarga
Bañera	2-3
Ducha	2
Fregadero	2
Inodoro	1-3
Lavaplatos	2
Lavadora	2
Lavamanos	1
Orinal	2
Baño completo	3

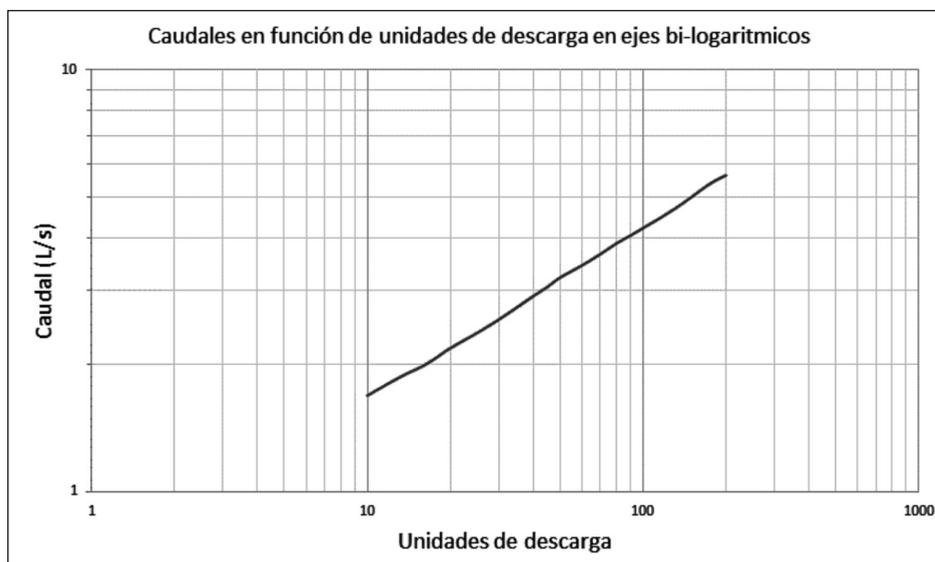


Figura 7.72. Caudales de diseño en función de unidades de descarga totales.
A partir de Pérez Carmona, 2015.

Los colectores horizontales se dimensionan como canales a superficie libre, procurando no sobrepasar un tirante equivalente al 75 % del diámetro y considerando las pendientes mínimas y máximas mencionadas en el punto 6.5.

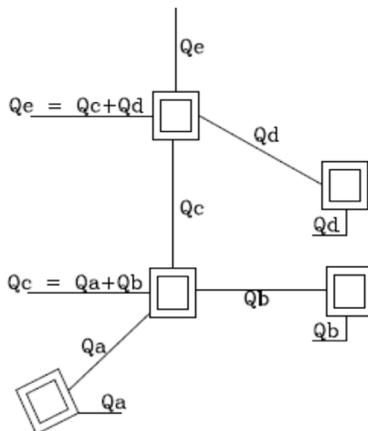


Figura 7.73. Esquema de suma de caudales en desagües.
Tomada de Rezzano Aguirre y González, 2009.

6.6.2. Colectores de pluviales

Se dimensionan en función del área servida. En la Tabla 7.20 se presenta el DN a considerar en la cañería de bajada según el área máxima a evacuar en una superficie impermeable, de acuerdo a la normativa de la IM.

Tabla 7.20. DN de cañería vertical según área impermeable a evacuar.
Lluvia de diseño: 2 mm/min. Período de retorno: 2 años.
Tomada de Intendencia de Montevideo.

DN (mm)	Área a evacuar (m ²)
63	65
75	80
100	185
110	200
160	600
200	1000

En la Tabla 7.21 se presentan los DN y pendientes de cañerías pluviales horizontales requeridos para evacuar ciertas áreas impermeables para una lluvia de diseño de 2 mm/min y un período de retorno de 2 años, según la normativa de la IM.

Tabla 7.21. Áreas a drenar para cañerías horizontales de PVC o PP.
Lluvia de diseño: 2 mm/min. Período de retorno: 2 años.
 Tomada de Intendencia de Montevideo.

DN (mm) Pend.	Área a drenar (m ²)				
	1 %	2 %	3 %	4 %	5 %
100	170	240	290	338	380
110	210	300	370	425	475
125	299	423	518	599	669
140	414	585	717	828	926
150	504	712	872	1.007	1.126
160	605	855	1.050	1.200	1.350
200	1.130	1.600	1.960	2.260	2.530
250	2.103	2.974	3.643	4.206	4.703
300	3.477	4.917	6.023	6.954	7.775

Cuando en un sistema de saneamiento unitario se deciden bajar pluviales y desagües domésticos en la misma columna, a los efectos de calcular el área a drenar con esa columna se descuenta un área ficticia de 2 m² por cada inodoro conectado.

El número de interceptores de grasas que se pueden conectar a una columna de pluviales de 100 mm de diámetro está acotado a 5 en la normativa de las intendencias de Montevideo y Canelones.

6.7. Instalación de desagüe suspendida

Es una resolución posible cuando el edificio pertenece y es usado por un solo propietario, o para locales de tipo hotel. También suele ser necesaria en resolución de desagües de edificios que cuentan con subsuelo, donde normalmente resulta difícil la resolución del sistema principal de desagües mediante cañería primaria subterránea y cámaras de inspección. En estos casos, debe plantearse una resolución con cañería primaria suspendida, con puntos de inspección en cada quiebre o cambio de dirección, permitiendo la accesibilidad a la red en todo punto.

Su fabricación segura es en hierro fundido (Figura 7.74). Cuando se trata de una edificación en propiedad horizontal, si bien está autorizada con salvedades en algunas intendencias de nuestro país, debe siempre intentarse evitarse debido a que encierra gran riesgo de violar el criterio de accesibilidad. Si se efectúan desagües suspendidos en PVC aun en el marco normativo vigente, los inconvenientes se multiplican debido a las molestias generadas por el mal desempeño del plástico como aislante acústico, lo que tiende a fomentar los problemas de convivencia entre vecinos.



Figura 7.74. *Instalación suspendida (a).*



Figura 7.75. *Instalación suspendida (b).*

6.8. Conexión con bombeo

Cuando las cotas disponibles para conexión a colector impiden conectarse por gravedad, caso que es habitual cuando el edificio tiene uno o más subsuelos, es necesario implementar un bombeo para alcanzar la cámara de conexión.

Los pozos de bombeo que se emplean a la escala de instalación sanitaria interna deben tener un volumen útil mínimo que permita la acumulación de los líquidos a bombear en forma segura, pero evitando que cuando se trata de aguas negras estas alcancen estado séptico —se prevé que el tiempo máximo de residencia de aguas negras en un pozo de bombeo debe ser de entre 20 y 30 minutos—.

Se recomienda diseñar los pozos de bombeo de aguas residuales con profundidad total no menor que 0,90 m y dejar una franja no menor que 0,30 m. Las dimensiones en

planta deben permitir la correcta instalación —de acuerdo con las especificaciones del fabricante— de dos equipos de bombeo, uno operativo y otro de respaldo; los dos equipos deben quedar instalados desde el inicio.

Los pozos de bombeo deben contar con circuito de ventilación (reja de aspiración y columna de ventilación).

Por lo regular, se instalan bombas sumergibles, con sus correspondientes válvulas (llave de paso, válvula de retención). La línea de impulsión debe descargar a una cámara de la red de desagües, no forzosamente la cámara de conexión; no está permitido el bombeo directo a colector ni, en el caso de evacuar pluviales por bombeo en un sistema separativo, el bombeo directo al cordón cuneta. Solamente en casos excepcionales que no admitan otra solución, se podrá bombear a una cañería por gravedad de la red interna.

Debido al porte usual de los bombeos de desagüe en instalaciones sanitarias internas, el dimensionado suele estar regido por las siguientes premisas:

- Una vez que la bomba arranca, es deseable que se mantenga encendida por al menos algunos minutos.
- Una vez que la bomba apaga, es deseable que no deba encender inmediatamente.
- El tiempo entre arranques sucesivos debe respetar las recomendaciones generales (no inferior a 6 minutos).
- El tiempo de detención del líquido residual en el pozo no debe superar los 30 minutos.
- La diferencia entre los niveles de encendido y apagado ordinarios de la bomba debe ser significativo en la práctica y detectable para el tipo de sensores de nivel a colocar.

Las características de las bombas quedan definidas por el caudal a erogar (volumen útil del pozo entre tiempo de vaciado previsto) y la altura a vencer; en este caso, por tratarse de aguas residuales, se penalizan (magnifican) las pérdidas de carga por fricción calculadas para agua limpia para contemplar las características del líquido a bombear.

No es recomendable prever tuberías de impulsión para aguas negras crudas en diámetro inferior a 75 mm.

Referencias bibliográficas

- Asensio Cerver, F. (1995). *Biblioteca Atrium de las instalaciones. Agua* [5 vols.]. Colección Técnica de Bibliotecas Profesionales. Atrium.
- Creder, H. (1983). *Instalações hidráulicas e sanitarias*. (2.^a ed.). Livros Técnicos e Científicos.
- Díaz Dorado, M. D. (1999). *Instalaciones sanitarias y contra incendio en edificios*. (11.^a ed.). Buenos Aires: Díaz Dorado.
- Intendencia de Montevideo. www.imm.gub.uy
- Macintyre, A. J. (1996). *Instalações hidráulicas prediais e industriais*. (3.^a ed.). Livros Técnicos e Científicos.
- Pérez Carmona, R. (2015). *Instalaciones hidrosanitarias, de gas y de aprovechamiento de aguas de lluvias en edificaciones*. (7.^a ed.). Bogotá: Ecoe.
- Rezzano Aguirre, M. y González, A. E. (2009). *Notas del curso Instalaciones Sanitarias Internas*. Montevideo: Facultad de Ingeniería, Universidad de la República.
- The British Valve Manufacturers' Association (1964). *Technical reference book on valves for the control of fluids*. C. Nicholls & Company.

Bibliografía

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1998). NBR 5626. Instalação predial de água fria.

Instituto Uruguayo de Normas Técnicas. Catálogo de normas UNIT. <https://www.unit.org.uy/normalizacion/catalogo/>

Obras Sanitarias del Estado (2015). *Potabilización y calidad del agua. Evento Maldonado*. http://www.ose.com.uy/calidad_del_agua/evento_2.html

Esta publicación cuenta con el apoyo de la Comisión Sectorial de Enseñanza de la Universidad de la República. Forma parte de la serie Manuales de Aprendizaje, que tiene como objetivo mejorar las condiciones de aprendizaje de los estudiantes y, al mismo tiempo, propiciar la autoformación docente mediante la reflexión sobre sus prácticas y sobre el estado del arte en su disciplina. Secundariamente, esta publicación pretende colaborar en la constitución de tradiciones disciplinares y culturas educativas nacionales.

ISBN: 978-9974-0-2063-4



UNIVERSIDAD
DE LA REPÚBLICA
URUGUAY



comisión sectorial
de enseñanza